

შესავალი

საქართველო სეისმურად აქტიურ რეგიონში მდებარეობს. ამას ადასტურებს, როგორც ისტორიული, ასევე ინსტრუმენტალური მონაცემები. სეისმური საფრთხეები განსაკუთრებულად დიდია ურბანულ ტერიტორიებზე, სადაც მოსახლეობის მაღალი სიმჭიდროვე, მაღალსართულიანი შენობები, სამოქალაქო ინფრასტრუქტურის არსებობა, მნიშვნელოვნად ზრდის მსხვერპლისა და ზარალის რისკს, ამიტომ მის მიერ გამოწვეული შედეგების მინიმუმამდე დაყვანას მაღალი სეისმური რისკის პირობებში მცხოვრები ხალხისთვის, სასიცოცხლო მნიშვნელობა ენიჭება.

მაღლივი შენობები საიმედოობისა და პასუხისმგებლობის მიხედვით განეკუთნებიან პირველი კლასის შენობებს. მათი პროექტირება და მშენებლობა მჭიდროდ არის დაკავშირებული ეკონომიკური და სამეცნიერო ტექნოლოგიების განვითარებასთან. ასეთი ტიპის შენობების დაპროექტების დონე დღეისათვის მსოფლიოს წამყვან ქვეყნებში საკმარისად მაღალია. საქართველოში ამ ხრივ არ არსებობს მეთოდური და ნორმატიული ბაზა, რის გამოც ქართველ სპეციალისტებს უმეტეს შემთხვევაში არ აქვთ საშუალება კვალიფიციურ დონეზე ჩაერთონ მაღლივი შენობების პროექტირების საკითხებში, თუმცა უნდა აღინიშნოს, რომ, ბოლო წლებში საქართველოს ზოგიერთ ქალაქში (თბილისი, ბათუმი) ქართველი ინჟინრების მიერ დაპროექტდა რამდენიმე ათეული მაღლივი შენობა.

თუ გავითვალისწინებთ იმ გარემოებას, რომ საქართველოში დღეისათვის მაღლივი შენობების დაპროექტება და მშენებლობა მიმდინარეობს მზარდი ტემპებით, შესაბამისად მათი სეისმური მდგრადობის უზრუნველყოფა ერთ-ერთ უმნიშვნელოვანესი საკითხია. ანტისეისმურ ღონისძიებებზე დანახჯების შემცირება და ამავე დროს შენობის სეისმომდეგობის უზრუნველყოფა წარმოადგენს სეისმურად აქტიურ რეგიონებში მაღლივი მშენებლობების ერთ-ერთ უმნიშვნელოვანეს საკითხს. ამ პრობლემის

გადაწყვეტაში წამყვანი მნიშვნელობა ენიჭება გაანგარიშების დინამიკური მოდელების შემუშავებას, რომლებიც წარმოადგენენ ნაგებობების რეალური მოდელის გამარტივებულ სახეს.

ნაგებობათა სეისმური ანგარიშის დროს დინამიკური დატვირთვების განსაზღვრისათვის ხშირ შემთხვევაში გვთავაზობენ კონსტრუქციის სუფთა დრეკად მუშაობას, ხოლო მათი ელემენტების ზიდვის უნარს საზღვრავენ ზღვრული წონასწორობის მეთოდით. სეისმური ძალის განსაზღვრის ასეთი მიდგომა მიზეზი ხდება გაუმართლებელი დანახარჯებისა, რომელიც საჭიროა სპეციალური ანტისეისმური ღონისძიების გასატარებლად. ამასთან დაკავშირებით საჭიროა გათვალისწინებული იქნას ისეთი ფაქტორები, რომლებიც გამოავლენენ ნაგებობის სიმტკიცის რეალურ მარაგებს. მოცემულ შემთხვევაში ასეთი ფაქტორები შეიძლება იყოს: ნაგებობის ფუძის დამყოლობა, კონსტრუქციების დრეკად-პლასტიკური თვისებები და მათი გავლენა ლოკალურ დაზიანებებზე.

როგორც ცნობილია, ნაგებობის დიმანიკური ურთიერთზეგავლენა ფუძესთან წარმოადგენს ერთ-ერთ უმნიშვნელოვანეს საკითხს სეისმომდეგობის თეორიაში. ნაგებობაზე გრუნტის გავლენის მოდელირება გადატანითი და კუთხური გადაადგილების დროს ხორციელდება ექვსი ზამზარისა და შესაბამისად ექვსი დემფერის მეშვეობით.

სადისერტაციო ნაშრომი ეხება სწორედ ასეთ საკითხებს, სადაც განხილულია მაღლივი შენობების სეისმური ანგარიშის მეთოდები, ხიმინჯოვანი საძირკვლების შემთხვევაში, მათი ფუძე-გრუნტთან დამყოლობის გათვალისწინებით, რომელიც გავლენას ახდენს შენობის დინამიკურ მახასიათებლებზე (საკუთარი რხევის ფორმებზე, პერიოდებზე), რომელიც თავის მხრივ აისახება სეისმური ძალების სიდიდეებზე.

პირველ თავში განხილულია მაღლივი მშენებლობების განვითარების ეტაპები, მიმოხილულია ამ კუთხით საქართველოში არსებული საპროექტო და მშენებლობის მდგომარეობა. მოცემულია მაღლივი შენობების

მსოფლიოში ყველაზე გავრცელებული კონსტრუქციული სისტემების დახასიათება, მათი დადებითი და უარყოფითი მხარეების გათვალისწინებით. განხილულია ლითონისა და რკინაბეტონის მასალის გამოყენების ეფექტურობა სხვადასხვა კონსტრუქციული სისტემებისათვის. აღწერილია კარკასული შენობებისა და ჩარჩოკავშირებიანი სისტემების მუშაობის ხასიათი ჰორიზონტალური დატვირთვების დროს. მოცემულია სხვადასხვა სისტემების ერთმანეთთან შეხამებით მიღებული ახალი კონსტრუქციული სისტემების დახასიათება. აღწერილია მათი მუშაობის ხასიათი სეისმური და ქარის დატვირთვების დროს. შემოთავაზებულია ასეთი ტიპის კონსტრუქციული სისტემების გამოყენების ოპტიმალური ვარიანტები სხვადასხვა სიმაღლის შენობებისათვის. გაანალიზებულია კათამბრჯენებისათვის მსოფლიოში ყველაზე აპრობირებული კონსტრუქციული სისტემები, რომლებიც სახელწოდებულია, როგორც „მილი-მილში“, „მილი-წამწეში“, „მრავალფუნქციური გარსი“. სეისმურად აქტიური რეგიონებისათვის განხილულია მაღლივი შენობების დაპროექტებისა და ზოგადად მშენებლობის თავისებურებანი სხვადასხვა კონსტრუქციული სისტემებისათვის მათი საექსპლუატაციო დონის მიხედვით. განხილულია სეისმური და ქარის დატვირთვით გამოწვეული სართულის ზღვრული გადაადგილებების შეზღუდვები მსოფლიოს სხვადასხვა ქვეყნების ნორმატიული დოკუმენტების მიხედვით. მოყვანილია მაღლივი შენობების მდგრადობაზე ანგარიშის მეთოდიკა ($P-\Delta$) დამოკიდებულების გათვალისწინებით, რომელიც წარმოადგენს დამოკიდებულებას ე.წ. მეორე რიგის დატვირთვებსა (ტემპერატურის ცვლილება, ძალოვანი ფაქტორები, ცალკეულ ელემენტებში დეფექტების არსებობა, შენობის დეფორმაცია და ა. შ.) და მათგან გამოწვეულ დეფორმაციებს შორის.

მოცემულია ძვრისაგან გამოწვეული მდგრადობის დაკარგვისას ზღვრულ დატვირთვებს შორის დამოკიდებულება შემდეგი სახით:

$$\left(\sum_{j=i}^n G_j \right)_{cr} = D_i h_i$$

განხილულია შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილების განსაზღვრის მეთოდის $(P - \Delta)$ დამოკიდებულების გათვალისწინებით, რომელსაც განვიად ღუნვადი კონსტრუქციებისათვის ექნება შემდეგი სახე.

$$\Delta^* = \frac{1}{1 - \sum_{i=1}^n G_i / \left(\sum_{i=1}^n G_i \right)_{cr}} \Delta$$

ხოლო, კონსტრუქციებისათვის, რომლებიც განიცდიან ძვრის დეფორმაციებს:

$$\delta_i^* = \frac{1}{1 - \sum_{j=1}^n G_j / \left(\sum_{j=1}^n G_j \right)_{cr}} \delta_i$$

ამავე პარაგრაფშივეა განხილული სართულებს შორის ზღვრული ძვრის კუთხის განსაზღვრა, რომელიც გამოიხატება შემდეგი ფორმულით:

$$\theta_{id} = \theta_i - \theta_{i-1} = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} - \frac{u_{i-1} - u_{i-2}}{h_{i-1}}$$

ხოლო ძვრის დეფორმაცია განისაზღვრება შემდეგი დამოკიდებულებით:

$$\gamma_{ij} = \theta_i - \theta_{i-1,j} = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} - \frac{v_{i-1,j} - v_{i-1,j-1}}{l_j}$$

მოცემულია მაღლივი შენობების ქარზე გაანგარიშების თავისებურებანი, შემოთავაზებულია СНиП 2.01.07.-85 „Нагрузки и воздействия „ [30]-ის მიხედვით ქარის საანგარიშო დატვირთვის (W_p) განსაზღვრა, რომელიც წარმოდგენილია საშუალო სტატიკური მდგენელის (W_m) და პულსაციური (W_g) მდგენელის ჯამის სახით.

$$W_p = W_m + W_g$$

სადაც:

$$W_m = W_0 k(Z_e) C \gamma_f; \quad W_p = W_m \zeta(Z_e) \nu$$

აგრეთვე გათვალისწინებულია აეროდინამიური არამდგრადი რხევების დროს, ქარის პულსაციური ზემოქმედების გავლენა მაცხოვრებელთა კომფორტზე, რომელიც გამოიხატება შემდეგი პირობით:

$$a_{vib} \leq 0.08 \text{ მ/წმ}^2$$

მოცემულია საფეხმავლო ადგილების კომფორტულობა, შემდეგი უტოლობის სახით.

$$T_c(V_{cr}) < T_{lim} \text{ ამასთან } V < V_{cr}$$

განხილულია საქართველოში მოქმედი ნორმატიული დოკუმენტების „სეისმომედეგი მშენებლობა“(პნ 01.01.-09)[33] მიხედვით მოცემული მიმართულებით K - ურ წერტილში მოქმედი, შენობა-ნაგებობების საკუთარი i -ური რხევის ტონის შესაბამისი სეისმური S_{ik} დატვირთვის განსაზღვრა სპექტრული მეთოდით.

$$S_{ik} = K_1 K_2 K_3 S_{oik}$$

მეორე თავში მოცემილია სხვადასხვა ავტორების მიერ შემოთავაზებული შენობა-ნაგებობების მოდელირებისა და ანგარიშის მეთოდები სეისმურ ზემოქმედებაზე, ფუძე-გრუნტის გათვალისწინებით.

მაგალითად: ბ. რაიანა, ნ. მუნირუდრაპპა (ინდოეთი) შრომა ეძღვნება მრავალსართულიანი შენობისა და გრუნტის ურთიერთზეგავლენის ანალიზს. შენობის საანგარიშო სქემად წარმოდგენილია კონსოლური ღერო შეყურსული მასებით, ხოლო გრუნტის მოდელი m_1 მასის სახით (გრუნტის სისქე), რომელიც დაკავშირებულია კლდოვან ქანთან. (m_1) მასას შეუძლია გადაადგილება როგორც ჰორიზონტალური მიმართულებით ასევე მობრუნება ვერტიკალური ღერძის მიმართ. შენობისა და გრუნტის დემფირება მოცემულია ბლანტი წინაღობვის ექვივალენტური ჰიპოთეზით[58].

ტ. კობორი (იაპონია) და სხვათა შრომაში ნაგებობის გავლენა ფუძე-გრუნტთან წარმოდგენილია სწორკუთხა ფირფიტის სახით, რომელსაც რხევის დროს შეუძლია გადაადგილდეს ფუძეზე და შემობრუნდეს ვერტიკალურ სიბრტყეში[59].

გ. პალამარუ, კ. გოსმულესცუს (რუმინეთი) მიერ განხილულია, სამრეწველო შენობა, რომელიც მოდელირებულია დრეკადი ჩარჩოს სახით, ხოლო გრუნტის ჰორიზონტალური მოძრაობა გათვალისწინებულია დამატებითი მოძრავი მასის სახით[65].

დ. ბირულის შრომებში სასრულო ელემენტთა მეთოდით გამოკვლეულია 5 სართულიანი შენობის დინამიკური რეაქცია ფუძე-გრუნტთან ერთობლივი მუშაობის გათვალისწინებით, სადაც ნაგებობა და გრუნტი დამოდელირებულია დეფორმირებადი ფირფიტების გამოყენებით, რომელიც დაყოფილია სასრულ ელემენტებად, კვანძებში მოდებული შეყურსული მასებით. სეისმური შემფოთების აპროქსიმაცია განხორციელებულია 1952წ. კალიფორნიაში მომხდარი მიწისძვრის დაციფრული აქსელოგრამის S69⁰E ამონაჭერის მიხედვით.[61,62,63].

მ. მარჯანიშვილის მიერ დამუშავებულია სამგანზომილებიანი კონტინუალური საანგარიშო მოდელი, რომელიც წარმოდგენილია გრძივი და განივი მიმართულებით ორშრიანი ფირფიტის სახით, რომლებიც ერთმანეთთან დაკავშირებულია განივი კავშირებით. ვერტიკალური მიმართულებით საანგარიშო მოდელი წარმოდგენილია მრავალშრიანი მემბრანის სახით, რომლებიც წარმოადგენენ გადახურვის დისკოებს. მათ შორის კავშირები განხორციელებულია ვერტიკალური დრეკადი საყრდენებით, რომლებიც სვეტის გრძივი სიხისტის იმიტაციას ახდენს[66-70].

ა. ველეტსოსის და სხვათა[71] შრომებში ერთ სართულიანი კარკასული შენობის მაგალითზე განხილულია სეისმურ ზემოქმედებაზე შენობის გრეხვითი რხევების ამოცანა. შენობის გადახურვა დამოდელირებულია

ხისტი ფირფიტის სახით, რომელიც დეფორმირებადი კავშირებით (სვეტები) უკავშირდება ფუბე-გრუნტს, ხოლო ამ უკანასკნელს გადაეცემა ჰორიზონტალური სეისმური ძალა ორი მიმართულებით. სეისმური შეშფოთების განსაზღვრა მისი ორი ჰორიზონტალური კომპონენტის გათვალისწინებით შესრულებულია ნ. ნიუმარკის მეთოდიკით [72, 73, 74].

$$\theta(t) = \frac{1}{2c} \left(\frac{\partial x_{10}}{\partial x_2} - \frac{\partial x_{20}}{\partial x_1} \right)$$

ნ. ნიკოლაენკო ად ი. ნაზაროვის შრომებში მოცემული საანგარიშო მოდელი წარმოადგენს ექვსი თავისუფლების ხარისხის მქონე მყარ ტანს. ამ მოდელის საშუალებით, შესაძლებელია აღწერილი იქნას, როგორც გადატანითი და გრეხითი რხევები, ასევე შენობის სივრცითი მუშაობის დროს გათვალისწინებული იქნას მრავალი დინამიკური ეფექტი [46, 47, 48, 49].

განხილულია სეისმური ზემოქმედებისას შენობა-ნაგებობების ფუბე-გრუნტთან გავლენის საკითხები მათი დამყოლობისა და ინერციულობის გათვალისწინებით, რომელიც სეისმომედეგობის თეორიაში ერთ-ერთ უმნიშვნელოვანეს საკითხს წარმოადგენს [82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89].

მოცემულია გრუნტის გავლენის მოდელირება ნაგებობის საძირკველზე მიერთებული ექვსი ზამბარის სახით, რომელიც გამოხატავს გრუნტის სიხისტეს გადატანითი და კუთხური გადაადგილების დროს და შესაბამისად ექვსი დემფერის მეშვეობით. მათი პარამეტრების განსაზღვრა ხორციელდება დრეკად ნახევარსივრცეზე ხისტი შტამპის რხევის ამოცანის გადაწყვეტის საშუალებით, რომელიც წარმოდგენილია კომპლექსური ფუნქციის სახით. ფუნქციაში შემავალი ნამდვილი წევრი გრუნტის ექვივალენტური სიხისტეა, ხოლო წარმოსახვითი ნაწილი წარმოადგენს ენერგიის გაბნევას [92].

შემოთავაზებულია კლდოვანი და არაკლდოვანი გრუნტებისათვის სიხისტეების კოეფიციენტების გამოთვლის ფორმულები გორბუნოვ-პასადოვის მეთოდის მიხედვით[93].

აღწერილია სივრცეში 6 თავისუფლების ხარისხის მქონე მყარი ტანის მოძრაობა(3 გადაადგილება, 3 მობრუნება) შემდეგი განტოლებათა სისტემით[101,46 და სხვა].

$$m\ddot{X}_{1l} = \sum F_{kx1}; \quad m\ddot{X}_{2l} = \sum F_{kx2}; \quad m\ddot{X}_{3l} = \sum F_{kx3};$$

$$\theta_1\dot{\omega}_1 + (\theta_3 - \theta_2)\omega_2\omega_3 = \sum M_{x1}; \quad \theta_2\dot{\omega}_2 + (\theta_1 - \theta_3)\omega_1\omega_3 = \sum M_{x2};$$

$$\theta_3\dot{\omega}_3 + (\theta_2 - \theta_1)\omega_1\omega_2 = \sum M_{x3}$$

სადაც:

m და $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ -მასა და სხეულის ინერციის მთავარი ცენტრალური მომენტებია.

$\sum F_{kx1}, \sum F_{kx2}, \sum F_{kx3}$ და $\sum M_{x1}, \sum M_{x2}, \sum M_{x3}$ -მთავარი ვექტორისა და მთავარი მომენტების გეგმილება შესაბამისად $Ox_1x_2x_3$ ინერციული ღერძებისა და $cx_1x_2x_3$ ტანის ინერციის მთავარი ღერძების მიმართ.

$\omega_1, \omega_2, \omega_3$ - კუთხური კვაზისიჩქარეებია, რომლებიც განისაზღვრება ეილერის კინემატიკური განტოლებებით, სისტემის მობრუნების კუთხეებთან დამოკიდებულებით, მაგალითად კარდანული კუთხეებისათვის:

$$\omega_1 = \dot{\alpha}_1 \cos \alpha_2 \cos \alpha_3 + \dot{\alpha}_2 \sin \alpha_3; \quad \omega_2 = -\dot{\alpha}_1 \cos \alpha_2 \sin \alpha_3 + \dot{\alpha}_2 \cos \alpha_3$$

$$\omega_3 = \dot{\alpha}_1 \sin \alpha_2 + \dot{\alpha}_3$$

ა. ანიკვის და ვ. ილიჩოვის მიერ შემოთავაზებული მრგვალი საძირკვლისათვის ჰორიზონტალური-გრეხვითი რხევის ამოცანა შემდეგი პარამეტრებით: a -ფუძის რადიუსი; საძირკვლის სიმძიმის ცენტრი

მდებარეობს შტამპის ცენტრზე გამავალ y_z მანძილით დაშორებულ ვერტიკალურ ღერძზე; m -მასა; j -ინერციის მომენტი. დრეკადი ნახევარსივრცე განისაზღვრება შემდეგი მახასიათებლებით: ρ -სიმკვრივე; μ -ძვრის მოდული; ν -პუასონის კოეფიციენტი; C_2 -განივი ტალღების გავრცელების სიჩქარე. საძირკველზე აგრეთვე მოქმედებს არაცენტრალურად მოდებული $f(t)$ ვერტიკალური ძალა ξ ექსენტრისტიტეტით. გრეხვითი რხევების არწერა ხდება შემდეგი განტოლებათა სისტემით:

$$m \frac{d^2 U_x}{dt^2} - m y_z \frac{d^2 U_a}{dt^2} + R_x = 0 ; \quad y \frac{d^2 U_a}{dt^2} - m y_z \frac{d^2 U_x}{dt^2} + R_a = \xi \cdot f(t)$$

$$U_a(t) = \int_0^t R_a(t_1) \Phi_0(t-t_1) dt_1 ; \quad U_x(t) = \int_0^t R_x(t_1) U_0(t-t_1) dt_1$$

რომელშიც $U_x(t)$ -ჰორიზონტალური გადაადგილებაა, ხოლო $U_a(t)$ -საძირკველის გრეხის კუთხეა, $R_x(t)$ -ფუძის რეაქციის ჰორიზონტალური მდგენელი, $R_a(t)$ -ფუძის რეაქციის მომენტი. ფუძის რეაქციასა და გადაადგილებას შორის კავშირი განისაზღვრება ნახვევის ტიპის ინტეგრალით შესაბამისი $\Phi_0(t)$ და $U_0(t)$ ბირთვებით, რომელიც წარმოადგენს ერთეული იმპულსური დატვირთვის ზემოქმედებით გამოწვეულ შტამპის მობრუნებასა და გადაადგილებას. ეს ამოცანა ლიტერატურაში იმპულსურ გარდამავალი ფუნქციის სახელწოდებითაა ცნობილი.

მოკლედ არის აღწერილი საქართველოში მომხდარი დამანგრეველი მიწისძვრები და მათგან გამოწვეული შედეგები, რომელსაც მოწმობს, როგორც ისტორიული ასევე ინსტრუმენტალური მონაცემები. ყურადღებაა გამახვილებული სეისმომედეგი მშენებლობის აუცილებლობაზე, რომელიც ასე აუცილებელია მაღალი სეისმური რისკის პირობებში მცხოვრები ხალხის უსაფრთხოებისათვის.

მესამე თავში განხილულია ხიმინჯოვანი საძირკველის ტიპები მათი, გრუნტში მუშაობის თვალსაზრისით. აღწერილია ხიმინჯების ანგარიში ორივე ჯგუფის ზღვრული მდგომარეობის მიხედვით. მოცემულია სხვადასხვა გრუნტის პირობებში ხიმინჯებისათვის ზიდვის უნარის გამოთვლა СНиП 2.02.03.-85. <<Свайные фундаменты>> მეთოდით[112]. განხილულია ხიმინჯის ანგარიშის ანალიტიკური მეთოდი ჰორიზონტალურ დატვირთვებზე, სადაც ხიმინჯს განიხილავენ როგორც აბსოლუტურად ხისტი ღეროს, რომელიც შემობრუნდება <<ნულოვანი>> წერტილის ირგვლივ. ამ მეთოდში გრუნტის წინაღობის მოდელირება ხორციელდებოდა ზღვრული წონასწორობის კლასიკური თეორიით, ან საგების კოეფიციენტის გამოყენებით. ამავე თავში განხილულია ხიმინჯის ანგარიშის მეთოდიკა მისი მოქნილობის გათვალისწინებით ჰორიზონტალურ დატვირთვაზე და მომენტის მოქმედებაზე. ამ მეთოდში გრუნტის წინაღობა განისაზღვრება ვინკლერის მოდელის სხვადასხვა მოდიფიკაციით, რომლის მნიშვნელობა ამა, თუ იმ კანონზომიერებით იცვლება სიღრმის მიხედვით. გრუნტის მოდელირება ხდება კონტინუალური (მთლიანი) ტანის სახით, ან ყველაზე ხშირად გამოყენებადი წრფივად-დეფორმირებადი მოდელის სახით.

გაანალიზებულია ხიმინჯოვანი საძირკვლების დინამიკური ანგარიშების სამი მეთოდი. ამათგამ პირველი მეთოდი დაფუძნებულია ნორმატიულ დოკუმენტში СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>> მოცემულ საძირკველის დინამიკური ანგარიშის მეთოდიკაზე დაყვანილი მასებისა და სიხისტის კოეფიციენტების გათვალისწინებით. რომლებიც განისაზღვრებიან შემდეგი ფორმულებით.

ხიმინჯოვანი საძირკველის ვერტიკალური რხევის დროს:

$$m_{z,red} = m_r + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} \sum_{i=1}^N m_{i,o}; \quad K_{z,red} = \frac{K_{z,red}^*}{1 + \frac{K_{z,red}^* l_0}{NE_b A_p}};$$

$$K_{z,red}^* = NE_b A_p \bar{\beta} \frac{\bar{\beta} th(\bar{\beta}) + \alpha}{\bar{\beta} + \alpha th(\bar{\beta})};$$

ხიმინჯოვანი საძირკვლების ჰორიზონტალური რხევის დროს:

$$m_{x,red} = m_r + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,o};$$

$$\beta_x^* = 0,25\beta_z^*; \quad K_{x,red} = \frac{N\alpha^{-3} E_b I}{p};$$

სადაც:

α_ϵ - დეფორმაციის კოეფიციენტი და განისაზღვრება СНиП-2.02.03.-85-ის მიხედვით. როცა $\gamma_c = 3$.

ხიმინჯოვანი საძირკვლების გადატანითი- გრეხვითი რხევების დროს:

$$m_{\varphi,red} = m_{x,red}; \quad \theta_{\varphi,red} = \theta_{\varphi,r} + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{h,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,o} r_{h,i}^2;$$

$$\theta_{\varphi,red} = \theta_{\varphi,red} + h_2^2 m_r; \quad K_{\varphi,red} = \frac{K_{z,red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{h,i}^2$$

ხიმინჯოვანი საძირკვლების გრეხვითი რხევების დროს:

$$m_{\psi,red} = m_{x,red}; \quad \theta_{\psi,red} = \theta_{\psi,r} + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{v,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,o} r_{v,i}^2;$$

$$K_{\psi,red} = \frac{K_{x,red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{v,i}^2.$$

მეორე მეთოდი დაფუძნებულია ვ. ილიჩოვი, ი. მონლოლოვი, ვ. შაევიჩი <<ხიმინჯოვანი საძირკვლები სეისმურ რაიონებში>> მოცემულ შედეგებზე. ამ მეთოდით, სიხისტის კოეფიციენტების მნიშვნელობები დრეკადი

თანაბარი ძვრისას K_x და დრეკადი მობრუნებისას K_ϕ განისაზღვრება შემდეგი ფორმულებით[150]:

$$K_x = nC_2 - \frac{n^2 C_3^2}{C_1 \sum_{i=1}^n y_i^2 + nC_4}; \quad K_\phi = C_1 \sum_{i=1}^n y_i^2 + nC_4 - n \frac{C_3^2}{C_2}.$$

სადაც:

n -სიმეტრიულ როსტვერკში ხიმინჯების რაოდენობაა;

y_i -მანძილია, როსტვერკის მობრუნების ღერძიდან i -ური ხიმინჯის ღერძამდე.

C_1 -ძალაა, რომელიც მიმართულია i -ური ხიმინჯის გასწვრივ და რომელიც წარმოიშვება როსტვერკის ძირის დრეკადი ერთეულოვანი გადაადგილებით იმავე ღერძის გასწვრივ.

C_2 -ძალაა, რომელიც მიმართულია ხიმინჯის ღერძის პერპენდიკულარულად და რომელიც წარმოიშვება როსტვერკის დრეკადი ერთეულოვანი გადაადგილებით ამავე მიმართულებით.

C_3 -მომენტია, რომელიც მოქმედებს ხიმინჯის ღერძზე გამავალ სიბრტყეში და რომელიც გამოწვეულია როსტვერკის ძირის დრეკადი ერთეულოვანი გადაადგილებით ამავე ღერძის გასწვრივ.

C_4 -მომენტია, რომელიც მოქმედებს ხიმინჯის ღერძზე გამავალ სიბრტყეში და რომელიც გამოწვეულია ამავე სიბრტყეში როსტვერკის ძირის დრეკადი ერთეულოვანი მობრუნებით.

მესამე მეთოდი წარმოადგენს ხიმინჯების ანგარიშს ტალღური მეთოდით. ამ მეთოდში განიხილება ცალკე მდგომი ცილინდრული ხიმინჯი, როგორც დრეკადი ღერო, ხოლო გრუნტი დამოძვლირებულია, როგორც დრეკადი ნახევარსივრცე, რომელშიც ჰორიზონტალური მიმართულებით

ვრცელდება გრძივი ჰარმონიული ტალღები. ამ მეთოდით ხიმინჯზე მღუნავი მომენტების განსაზღვრა ხდება შემდეგი ფორმულით:

$$\frac{M_j}{m_0 \omega^2 A_0 l} = \sqrt{\left(\frac{\operatorname{Re} M_j}{m_0 \omega^2 A_0 l}\right)^2 + \left(\frac{\operatorname{Im} M_j}{m_0 \omega^2 A_0 l}\right)^2},$$

სადაც:

$$\frac{\operatorname{Re} M_j}{m_0 \omega^2 A_0 l} = -\frac{1}{n} \sum_{k=j+1}^n (k-j) \left(\frac{\operatorname{Re} F_k}{A_0 m_0 \omega^2} + \frac{1}{n} \frac{m}{m_0} \frac{\operatorname{Re} W_k}{A_0} \right);$$

$$\frac{\operatorname{Im} M_j}{m_0 \omega^2 A_0 l} = -\frac{1}{n} \sum_{k=j+1}^n (k-j) \left(\frac{\operatorname{Im} F_k}{A_0 m_0 \omega^2} + \frac{1}{n} \frac{m}{m_0} \frac{\operatorname{Im} W_k}{A_0} \right);$$

განივი ძალების განსაზღვრა ხდება შემდეგი ფორმულით:

$$\frac{Q_j}{A_0 m_0 \omega^2} = \sqrt{\left(\frac{\operatorname{Re} Q_j}{A_0 m_0 \omega^2}\right)^2 + \left(\frac{\operatorname{Im} Q_j}{A_0 m_0 \omega^2}\right)^2},$$

სადაც:

$$\frac{\operatorname{Re} Q_j}{A_0 m_0 \omega^2} = -\sum_{k=j}^n \left(\frac{\operatorname{Im} F_k}{A_0 m_0 \omega^2} + \frac{1}{n} \frac{m}{m_0} \frac{\operatorname{Im} W_k}{A_0} \right);$$

$$\frac{\operatorname{Im} Q_j}{A_0 m_0 \omega^2} = -\sum_{k=j}^n \left(\frac{\operatorname{Re} F_k}{A_0 m_0 \omega^2} + \frac{1}{n} \frac{m}{m_0} \frac{\operatorname{Re} W_k}{A_0} \right);$$

$$\frac{\operatorname{Re} F_k}{A_0 m_0 \omega^2} \text{ და } \frac{\operatorname{Im} F_k}{A_0 m_0 \omega^2}; \quad \frac{\operatorname{Re} W_k}{A_0} \text{ და } \frac{\operatorname{Im} W_k}{A_0}$$

სეისმური ტალღების გავრცელებისას, გრუნტის დინამიკური წნევით გამოწვეული ჰორიზონტალური ძალების ამპლიტუდები გამოითვლება შემდეგი ფორმულით.

$$\frac{F_j}{A_0 m_0 \omega^2} = \sqrt{\left(\frac{\operatorname{Re} F_j}{A_0 m_0 \omega^2}\right)^2 + \left(\frac{\operatorname{Im} F_j}{A_0 m_0 \omega^2}\right)^2},$$

სადაც:

$$\frac{\operatorname{Re} F_j}{A_0 m_0 \omega^2} = \frac{\gamma_1}{n} \left[\frac{1}{2} (1 + \eta) \bar{P}_j + \frac{4}{\pi (\alpha R)^2} \bar{S}_j \right];$$

$$\frac{\operatorname{Im} F_j}{A_0 m_0 \omega^2} = \frac{\gamma_1}{n} \left[\frac{\varphi_{oj}}{\varphi_o} + \frac{1}{2} (1 + \eta) \bar{S}_j - \frac{4}{\pi (\alpha R)^2} \bar{P}_j \right].$$

მოთხე თავში განხილულია გამოსაკვლევი ობიექტის, (რომელიც მდებარეობს ვაჟა-ფშაველას გამზირი #76 ბ-ში.) კონსტრუქციული ელემენტების მოკლე დახასიათება. მოცემულია საინჟინრო-გეოლოგიური კვლევების მიხედვით სამშენებლოდ გამოყოფილ მოედანზე არსებული გრუნტების ფიზიკურ-მექანიკური მახასიათებლები.

განხილულია ხიმინჯის დინამიკური ანგარიშის პრაქტიკული ამოცანა СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>> და ვ.ილიჩოვი, ი.მონლოლოვი და ვ.შავეიჩის <<ხიმინჯოვანი საძირკვლები სეისმურ რაიონებში>> მოცემული მეთოდით. მიღებული გრუნტის სიხისტის კოეფიციენტების რიცხვითი მნიშვნელობები

მოცემულია გამოსაკვლევი ობიექტის კომპიუტერული მოდელირება საანგარიშო კომპლექს „ЛИРА-САПР 2015“-ის გამოყენებით.

განხორციელებულია გამოსაკვლევი ობიექტის საანგარიშო მოდელის სეისმური გაანგარიშება საქართველოში მოქმედი ნორმატიული დოკუმენტის СНиП 2.02.03.-85 <<Свайные фундаменты>>[112] მიხედვით. მოცემულია მიღებული შედეგების შედარებითი ანალიზი ნაშრომში შემოთავაზებულ СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>>[94] და ვ. ილიჩოვი, ი. მონლოლოვი, ვ. შავეიჩი <<ხიმინჯოვანი საძირკვლები სეისმურ რაიონებში>>[150] მიხედვით გაანგარიშების მიღებულ შედეგებთან.

I თავი

მაღლივი შენობების კონსტრუქციული სისტემები და დაპროექტების მსოფლიო გამოცდილება

§1.1 მაღლივი შენობების დაპროექტებისა და მშენებლობის განვითარების ეტაპები

მაღლივი შენობები არქიტექტურული, კონსტრუქციული, მშენებლობის ტექნოლოგიით, ექსპლუატაციითა და საიმედოობის თვალსაზრისით განეკუთვნებიან უნიკალურ ნაგებობებს და წარმოადგენენ ქვეყნის სიმდიერისა და ტექნოლოგიური პროგრესის სიმბოლოს. ერთიანი ცნება „მაღლივი შენობა“ დღეისათვის არ არსებობს. ამ ცნებას სხვადასხვა დროს სხვადასხვა მნიშვნელობა ჰქონდა და უნდა ვივარაუდოთ, რომ სამომავლოდაც შეიცვლება სართულიანობის ზრდასთან ერთად.

1971წ. პირველ საერთაშორისო სიმპოზიუმზე შემოთავაზებული იყო აზრი, რომ მაღლივად ჩათვლილიყო 30 სართულიანი, ან 100მ-ის სიმაღლის შენობა. საქართველოში მაღლივი შენობების კლასს მიეკუთვნება 75მ-ის და მასზე მეტი სიმაღლის შენობა-ნაგებობები.[1;5]

მაღლივი შენობები მთელ მსოფლიოში განეკუთვნებიან ისეთ ობიექტებს, რომელთაც გააჩნიათ ყველაზე მაღალი დონე პასუხისმგებლობისა და საიმედოობის კლასის მიხედვით. მათი მშენებლობის მოცულობითი ღირებულება მნიშვნელოვნად აჭარბებს ვიდრე ჩვეულებრივი შენობებისა. ეს განპირობებულია არა მარტო ტექნოლოგიური, კონსტრუქციული, და სხვა ფაქტორებისაგან, არამედ მნიშვნელოვან წილად უსაფრთხოების კომპლექსური მიდგომებიდან, რომელიც მიიღება მშენებლობისა და ექსპლუატაციის ყველა ეტაპზე. პროექტირებისას არქიტექტორების მიერ შენობა განხილული უნდა იქნას, როგორც ერთიანი მთლიანი სისტემა, რომელშიც ძირითადი მზიდი

კონსტრუქციები და საინჟინრო სისტემები განიხილება არა როგორც ცალკე პროექტი, არამედ როგორც შენობის საერთო ფუნქციონალური სქემის ორგანული ნაწილი, რომელიც ყალიბდება პროექტის შედგენისას.

მაღლივი შენობების პროექტირება და მშენებლობა მჭიდროდ არის დაკავშირებული ეკონომიკური და სამეცნიერო ტექნოლოგიების განვითარებასთან. ასეთი ტიპის შენობების დაპროექტების დონე დღეისათვის საკმარისად მაღალია, თუმცა მათ გააჩნიათ არსებითი თავისებურებანი, რომლებიც გამოარჩევენ მათ ტრადიციული სახლების დაპროექტებისაგან. კერძოდ საგრძნობლად იზრდება დატვირთვები შენობის მზიდ კონსტრუქციებზე და საძირკველზე. შენობის სიმაღლე განაპირობებს საინჟინრო სისტემებისა და კომუნიკაციების სირთულეს. წაყენება გაძლიერებული მოთხოვნები სახანძრო და უსაფრთხოების ზომების მიმართ. ყოველივე ეს არსებით გავლენას ახდენს არქიტექტურული და კონსტრუქციულ გადაწყვეტათა შერჩევაზე ისევე , როგორც რიგი ბუნებრივი და ტექნოგენური ფაქტორები, როგორცაა - სეისმური, ატმოსფერული, აეროდინამიკური, ვიბრაციული. ასევე გასათვალისწინებელია ავარიული, ხანძრის, დივერსიული აქტების, ლოკალური დაზიანების შესაძლებლობები.

უძველეს დროში ყველა მაღლივი ნაგებობის (ბაბილონის გოდოლი, ალექსანდრიის შუქურა, პირამიდები ეგვიპტეში, მათ შორის ხეოფსის პირამიდა XIX საუკუნემდე მსოფლიოში ყველაზე მაღალ ნაგებობად ითვლებოდა, რომლის სიმაღლე 137მ-ის ტოლია) მზიდი კონსტრუქციები შესრულებულია ქვისაგან. მაღლივი მშენებლობის ეპოქა დაიწყო XIX საუკუნის მეორე ნახევრიდან, რომელიც შეიძლება დაიყოს სამ ეტაპად.[2]

I ეტაპი. XIX საუკუნის 80-იანი წლებიდან XX საუკუნის 30-იანი წლებამდე.

ამ დროისთვის მაღლივი ეწოდებოდა 10-:-12 სართულიან შენობებს, რომელთაც ჰქონდათ ჯვარედინ-კედლებიანი კონსტრუქციული სისტემა და საამშენებლო მასალად გამოიყენებოდა აგური ან ქვა. ამ მასალისაგან ბევრი

შენობა იქნა აშენებული, მათ შორის ყველაზე მაღალი ა.შ.შ-ში ქ. ჩიკაგოში 1891წ. აშენებული 16 სართულიანი აგურის შენობა. სხვადასხვა ლიტერატურული წყაროებით ამ შენობის პირველი სართულის მზიდი კედლების სისქე 2დან 4მ.-მდე აღწევდა. სწორედ ამ მოვლენით იყო განპირობებული მაღლივი შენობების მზიდ კონსტრუქციებში აგურის გამოყენების უპერსპექტივობა. აქვე უნდა აღინიშნოს, რომ ეს იყო პირველი შენობა, რომელიც აღჭურვილი იყო ლიფტით, გააჩნდა ელექტრო განათება და სატელეფონო ხაზი.

1891 წლიდან მაღლივ მშენებლობაში ჯვარედინ-კედლებიანი კონსტრუქციული სისტემა ჩაანაცვლა კარკასულმა სისტემამ, რომლის მზიდ ელემენტებში გამოიყენებოდა ლითონის ნაგლინი პროფილები. ამან დასაბამი მისცა სართულიანობის გაზრდის პერსპექტივას. მაღლივ შენობებში ლითონის კარკასის გამოყენების იდეა პირველად დამუშავდა ქ. ჩიკაგოში, თუმცა ამ მიმართულებით პირველი ნაბიჯები გადადგმული იქნა ინგლისში XIX საუკუნეში. 1892 წელს ლითონის კარკასის გამოყენებით აშენდა 20 სართულიანი 100მ-ის სიმაღლის შენობა, რომელმაც იმ დროისათვის ყველაზე მაღალი შენობის ტიტული მოიპოვა.

II ეტაპი. XX საუკუნის 60-80-იანი წლები.

მეორე მსოფლიო ომის დამთავრებიდან რამდენიმე წლის შემდეგ მაღლივ შენობების მშენებლობამ მიიღო ახალი განვითარება. ამჯერად, არა მარტო გაიზარდა შენობების სიმაღლე, არამედ მიღწეული იქნა დიდი პროგრესი ახალი კონსტრუქციული სისტემების შექმნაში. საგრძნობლად გაუმჯობესდა მშენებლობაში გამოყენებული მასალების ხარისხი და მშენებლობის ტექნოლოგიები.

XX საუკუნის 60-80-იანი წლებში მაღლივ მშენებლობებში ლითონის გამოყენება მნიშვნელოვნად გაფართოვდა. აშენდა 46 შენობა, რომელთა სიმაღლე 200მ-ს აღემატება. აქვე უნდა აღინიშნოს, რომ ამ ეტაპზე პარალელურად ვითარდებოდა და ბევრი ქვეყანა უკვე გამოიყენებდა მზიდ

კონსტრუქციებში რკინაბეტონს, რომლის თვითღირებულება შედარებით იაფი იყო ვიდრე ლითონისა, გარდა ამისა შესაძლებელს ხდიდა მოეხდინათ სხვადასხვა არქიტექტურული ფორმების რეალიზება. ამ დროისათვის რკინაბეტონისაგან აშენებული იქნა 13 შენობა, რომელთა შორისაც ყველაზე მაღალია 74 სართულიანი 262მ-ის სიმაღლის წყალდაწვევის ნაგებობა.

მშენებლობის ამ ეტაპისთვის ფართო გავრცელება ჰპოვა შენობის მზიდ ელემენტებში ლითონისა და რკინაბეტონის ერთობლივმა გამოყენებამ. ამ მასალების შერეული ფორმა მრავალფეროვანია და საშუალებას იძლევა ეფექტურად იქნას გამოყენებული მათი დადებითი თვისებები. ასეთი ტიპის კონსტრუქციები სწრაფად განვითარდა XX საუკუნის 70-80-იან წლებში და აშენდა 18 შენობა, რომელთაგანაც ყველაზე მაღალი ჰონგ-კონგში აშენებული 70 სართულიანი 368მ-ის სიმაღლის შენობაა.

III ეტაპი. XX საუკუნის 90-იანი წლებიდან XXI საუკუნის 15-იან წლებამდე.

ტექნიკის სწრაფმა განვითარებამ და სამშენებლო მასალების სრულყოფამ სტიმულირება მისცა ინჟინრული თავალსაზრისით ახალი ტიპის მაღლივი შენობების შექმნას, რომელშიც გამოიყენება სხვადასხვა კონსტრუქციული სისტემები და რომელთა მეშვეობითაც იქმნება შენობის ორიგინალური ფორმები. როგორც ავლნიშნეთ, პირველი მაღლივი შენობები აშშ-ში გაჩნდა და ამიტომ მათ ე.წ. „ამერიკული ტიპის შენობებს“ ეძახიან. დღეს მაღლივი შენობები წარმოადგენენ მთელი მსოფლიოს არქიტექტურულ ფენომენს. აქვე უნდა აღინიშნოს, რომ მშენებლობის განვითარების ამ ეტაპზე აზია და ახლო აღმოსავლეთი იქცა მაღლივი მშენებლობების ახალ რეგიონად. თანამედროვე კლასიფიკაციით მაღლივი შენობების კლასს განეკუთვნება შენობები, რომელთა სიმაღლე 75მ-დან 120-150მ-ის ფარგლებშია, ხოლო ყველა დანარჩენი შენობები, რომელთა სიმაღლე აღემატება მოცემულ დიაპაზონს განეკუთვნებიან ცათამბრჯენების კლასს.

როგორც ზემოთ ავლნიშნეთ, მაღლივი შენობები მოითხოვს პროექტირების სრულიად სხვა მიდგომებს, როგორც არქიტექტურულ-

კონსტრუქციული ასევე ორგანიზაციულ-ეკონომიკური თვალსაზრისით. ამ მხრივ მსოფლიოს წამყვან ქვეყლებში აშშ-ში (IBC), ევროპაში (ევროკოდები) შემუშავებული იქნა დაპროექტებისა და მშენებლობის საკუთარი ნორმატიული დოკუმენტები, რომელშიც გათვალისწინებულია პროექტირების ძირითადი ტექნიკური ასპექტები. რუსეთსა და ყოფილი საბჭოთა კავშირის ზოგიერთ ქვეყანაში დამუშავებულია დროებითი ნორმატიული დოკუმენტები, რომელშიც ძალიან მწირედ არის გაშუქებული ის საკითხები, რომლებიც აუცილებელია მაღლივი შენობების დასაპროექტებლად[3].

საქართველოში ამ ხრივ საერთოდ არ არსებობს მეთოდური და ნორმატიული ბაზა, რის გამოც ქართველ სპეციალისტებს უმეტეს შემთხვევაში არ აქვთ საშუალება კვალიფიციურ დონეზე ჩაერთონ მაღლივი შენობების პროექტირების საკითხებში. თუმცა აქვე უნდა აღინიშნოს, რომ საქართველოში ქართველი ინჟინრების მიერ სხვადასხვა ქვეყნების ნორმატიული დოკუმენტების გამოყენების, მსოფლიო პრაქტიკის, გამოცდილების შესწავლის და მათი ანალიზის, საფუძველზე დაპროექტდა რამდენიმე ათეული მაღლივი შენობა. მაგალითად:



ტექნოლოგიური უნივერსიტეტი

ქ. ბათუმი



მრავალფუნქციური კომპლექსი

ქ.თბილისი ჭავჭავაძის #9



ფოტომონტაჟი



დასრულებული

მრავალფუნქციური კომპლექსი ქ. ბათუმი



ფოტომონტაჟი



მშენებლობის პროცესი

მრავალფუნქციური კომპლექსი ქ. ბათუმი



ფოტომონტაჟი



დასრულებული

მრავალფუნქციური კომპლექსი ქ. ბათუმი



ქ. ბათუმი სასტუმრო HILTON



მშენებლობის პროცესი

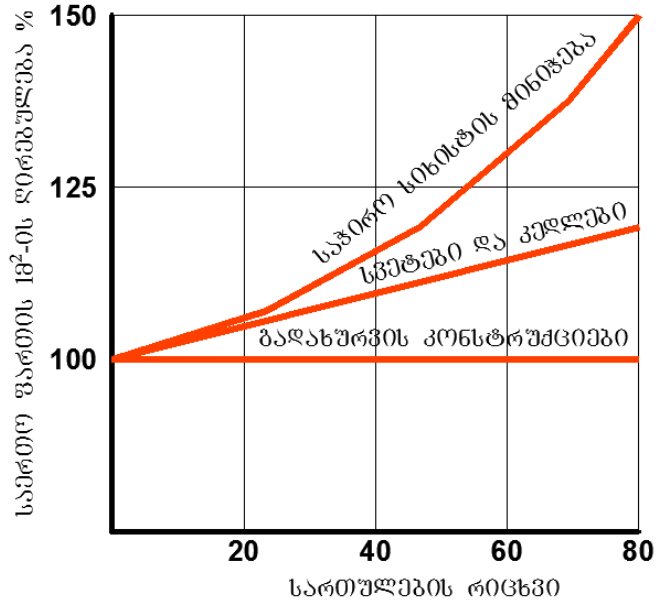
§1.2 მაღლივი შენობების კონსტრუქციული სისტემები.

მაღლივი შენობების დაპროექტებას გააჩნიათ თავისი სპეციფიკა, რომელიც თვისობრივად განსხვავდება ჩვეულებრივი შენობის დაპროექტებისაგან. მაღლივი შენობების დაპროექტების თავისებურებებს წარმოადგენს ჰორიზონტალური და ვერტიკალური დატვირთვების გაზრდილი მნიშვნელობები შენობის მზიდ კონსტრუქციებზე და ფუძე გრუნტებზე, რომელიც გამოწვეულია შენობის საკუთარი წონის, ბუნებრივი (სეისმური, ატმოსფერული, აეროდინამიკური) და ტექნოგენური (ვიბრაცია, ხმაური,

ავარია, ხანძარი, დივერსიული აქტები ლოკალური დაზიანება) ხასიათის დატვირთვების გაზრდილი მნიშვნელობებით. შენობის სიმაღლიდან გამომდინარე გართულებულია საინჟინრო სისტემებისა და კომუნიკაციების მონტაჟი, რომლებიც ხშირ შემთხვევაში მოითხოვს დამატებითი საინჟინრო კვანძების მოწყობას(ტექნიკური სართული).გასათვალისწინებელია აგრეთვე სახანძრო და სხვა სახის უსაფრთხოების მიმართ მკაცრი მოთხოვნები. ეს თავისებურებები აუცილებელია გათვალისწინებული იქნას კონსტრუქციული სქემის არჩევისა და მზიდი კონსტრუქციების დაპროექტების დროს [4].

მაღლივი შენობების დაპროექტების ერთ-ერთ ძირითად მოთხოვნად ითვლება მის მზიდ კონსტრუქციებზე მოსულ ჰორიზონტალურ დატვირთვებისაგან გამოწვეული გადაადგილების შეზღუდვა. ასეთი გადაადგილებების მნიშვნელობები საამშენებლო ნორმებით შეზღუდულია. მაგალითად ა.შ.შ-სა და ევროკავშირის ნორმებით მათი მნიშვნელობა არ უნდა აღემატებოდეს 1/500-ს, თუმცა ეს მნიშვნელობა ასეთი ტიპის შენობებისათვის გაცილებით ნაკლებია[5]. მაღლივი შენობის სიმაღლის თანაფარდობას გეგმაში მის უმცირეს გვერდთან უწოდებენ მოქნილობის კოეფიციენტს. როგორც მაღლივი შენობების დაპროექტების მსოფლიო პრაქტიკამ გვაჩვენა ამ კოეფიციენტის მნიშვნელობა არ უნდა აღემატებოდეს 8-ს, წინააღმდეგ შემთხვევაში ან არ სრულდება შენობის სანიტარული ნორმები (მაღალ სართულებზე გადახურვის კონსტრუქციების რხევა აჭარბებს ნორმებით მოცემულს) ან საჭიროებს ძვირადღირებული ღონისძიებების გატარებას შენობის სიხისტის გასაზრდელად. სურ. 1-ზე მოცემულ გრაფიკზე ნათლად ჩანს, თუ როგორ იზრდება დანახარჯები შენობის სართულიანობის გაზრდასთან ერთად მასზე აუცილებელი სიხისტის მისანიჭებლად. როგორც სურათზე მოცემულ გრაფიკებიდან ჩანს შენობის სიმაღლის ზრდა არ იწვევს გადახურვის კონსტრუქციებზე დანახარჯების ზრდას, ხოლო დანახარჯები ვერტიკალურ მზიდ კონსტრუქციებზე იზრდება წრფივად, რასაც ვერ ვიტყვით იმ

დანახარჯებზე, რომელიც საჭიროა დამატებითი ღონისძიებებისათვის შენობის სიხისტის გასაზრდელად. მასზე დანახარჯების გრაფიკი ატარებს არაწრფივ ხასიათს.



სურათი1. დანახარჯების ზრდა შენობის აუცილებელი სიხისტის უზრუნველსაყოფად.

შენობის მზიდი კონსტრუქციების შემადგენელ ელემენტებს წარმოადგენს:

ხაზოვანი ელემენტები: სვეტები, რიგელები.

ბრტყელი ელემენტები: სიხისტის დიაფრაგმები, გადახურვის ფილები, წიბოვანი გადახურვა.

სივრცითი ელემენტები: სიხისტის ბირთვი, გარე სიხისტის გარსი ან ბირთვი.

ქვემოთ განვიხილული იქნება, მაღლივი შენობებისათვის ამ ელემენტების კომბინაციით მიღებული მსოფლიოში ყველაზე გავრცელებულ კონსტრუქციული სისტემები.

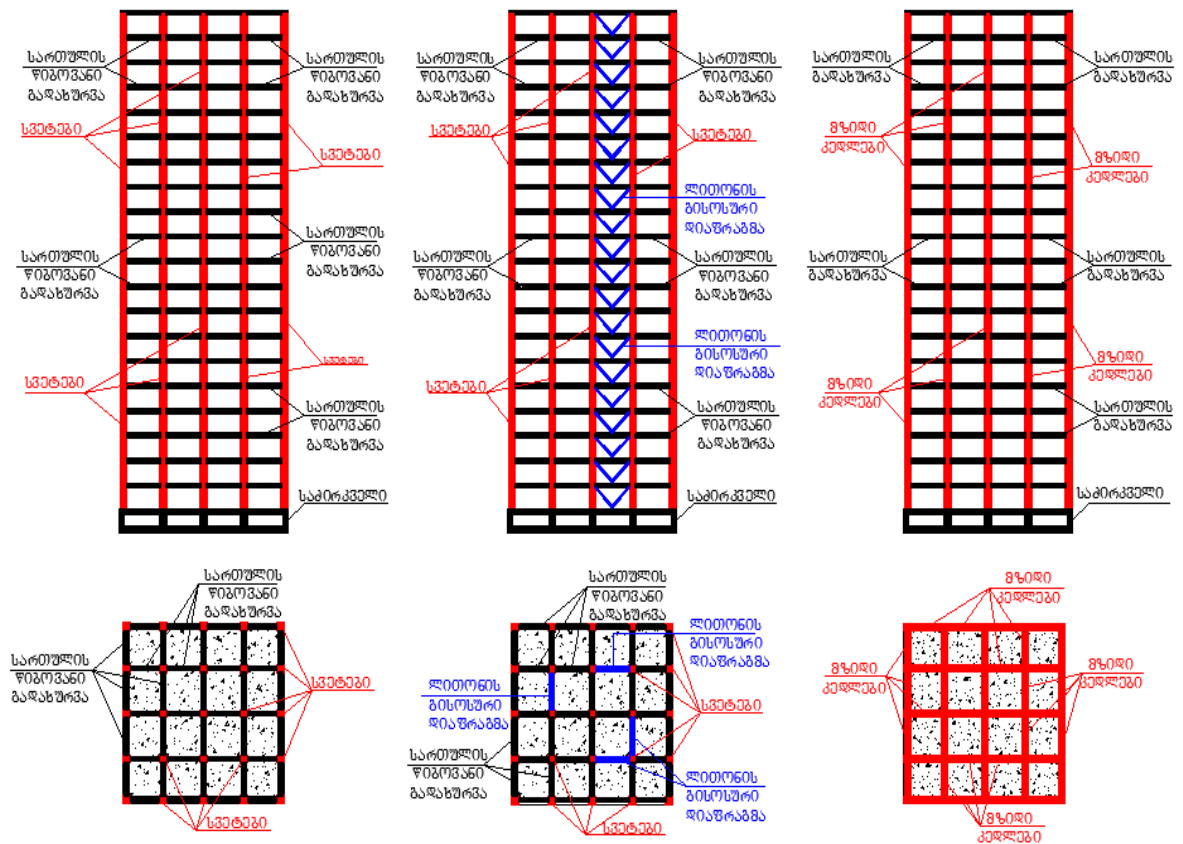
§1.2.1 კარკასული სისტემები.

კარკასულ სისტემებში მკვეთრად განასხვავებენ მზიდ და არამზიდ კონსტრუქციებს, რომელიც წარმოადგენს მათ ძირითად თვისებას, გარდა ამისა ასეთ სისტემებში განსაკუთრებით კი ჩარჩოვანში ადვილად ხორციელდება კომუნიკაციებისა და ღიობების მოწყობა. გამომდინარე აქედან ასეთი ტიპის კონსტრუქციული სისტემების გამოყენების არიალი დიდია და მას იყენებენ სხვადასხვა დანიშნულების მქონე შენობებში (მაგ. საცხოვრებელი, ადმინისტრაციული, სავაჭრო, სასტუმრო და სხვა ტიპის შენობებში). ასეთ სისტემებში ჩარჩოების მონტაჟი შეიძლება განხორციელდეს გრძივი, განივი ან ერთდროულად შენობის ორივე მიმართულებით. იშვიათ შემთხვევაში იყენებენ ჩარჩოების განლაგების ისეთ კომბინაციას, როდესაც ერთი ჩარჩოს მონტაჟი ხდება შენობის განივი ხოლო მომდევნო ჩარჩოსი შენობის გრძივი მიმართულებით. ასეთი ტიპის შენობებს გეგმაში შესაძლებელია ჰქონდეთ სხვადასხვა ფორმა, თუმცა პრაქტიკაში უმეტეს წილად ვხვდებით სწორკუთხა ფორმით. ჩარჩო კარკასის მზიდი ელემენტები ჩვეულებრივ შედგება ვერტიკალური(სვეტები) და ჰორიზონტალური (რიგელები) ელემენტებისაგან (ნახაზი1-ა), რომლებიც ერთმანეთთან დაკავშირებული არიან ხისტი შეერთებით და გადახურვის ფილებთან ერთად უზრუნველყოფენ შენობის ზიდვის უნარს, მდგრადობასა და სიხისტეს. აქვე შეიძლება ავლინდნოთ, რომ კარკასის შემავსებელ მასალას (აგური, ბლოკი) თავის სიბტრყეში გააჩნიათ ძვრის დიდი წინაღობა, რის გამოც ისინი შეიძლება ჩაითვალოს, როგორც შეკუმშული დიაგონალური კავშირები, რაც მნიშვნელოვან წილად ზრდის შენობის საერთო სივრცით სიხისტეს[6]. კარკასის მზიდ კონსტრუქციების მასალად გამოიყენება, როგორც რკინაბეტონი ასევე ლითონი. ასეთი ტიპის კონსტრუქციული სისტემების გამოყენება ეფექტურად ითვლება 30 სართულამდე შენობებისათვის, წინააღმდეგ შემთხვევაში მათი გამოყენება არარენტაბელური ხდება, რადგან შენობის სიმაღლის ზრდასთან ერთად იგი ვერ უზრუნველყოფს

საკმარის სიხისტესა და მდგრადობას ჰორიზონტალური დატვირთვების დროს. ამიტომ შენობის სიხისტის გასაზრდელად მიმართავენ კარკასული სისტემის შეხამებას სიხისტის დიაფრაგმებთან რომელსაც ჩარჩოკავშირებიანი სისტემა ეწოდება (ნახაზი1-ბ). კარკასული სისტემის მუშაობაში ცალკეული სიხისტის დიაფრაგმების ჩართვით მნიშვნელოვნად იზრდება შენობის საერთო სივრცითი სიხისტე ჰორიზონტალური დატვირთვების დროს. სიხისტის დიაფრაგმების მასალად გამოიყენება როგორც რკინაბეტონი ასევე ლითონი. ასეთი კონსტრუქციული სისტემის გამოყენება ეფექტურად ითვლება 150მ-დე სიმაღლის შენობებისათვის.

მაღლივი შენობებისათვის, რომლებიც განკუთვნილი არიან სასტუმროს ტიპის საცხოვრებელი სახლებისათვის რიგ შემთხვევებში იყენებენ კონსტრუქციულ სისტემას მზიდი კედლებით, რომელთა გეგმარებითი სტრუქტურა შეესაბამება ასეთ სისტემას. ასეთ კონსტრუქციულ სისტემაში მზიდი კედლების მოწყობა შესაძლებელია განხორციელდეს, როგორც გრძივი და განივი ასევე შენობის ორივე მიმართულებით (ნახაზი1-გ). დატვირტვების გადაცემა ვერტიკალურ მზიდ კონსტრუქციებზე ხდება გადახურვის კონსტრუქციების მეშვეობით, რომლებიც შესაძლებელია ჩაითვალოს ხისტ დისკობად. ასეთი კონსტრუქციული სისტემით აშენებული შენობის კლასიკურ მაგალითად შეიძლება ჩაითვალოს ქ. ჩიკაგოში Sears Tower"-ის („სეარის ტაუერი“) 110 სართულიანი (442მ.) შენობა, რომელიც წარმოადგენს სივრცით სტრუქტურულ მილისებრ ჩონჩხედს. შენობის მზიდი კედლების მასალად შესაძლებელია გამოყენებული იქნას, როგორც ასაწყობი ასევე მონოლითური რკინაბეტონი, რომლებიც შენობას ანიჭებენ უდიდეს სივრცით სიხისტეს, თუმცა აქვე უნდა აღინიშნოს, ასეთი ტიპის შენობები ვერ უზრუნველყოფენ მოქნილ არქიტექტურულ გეგმარებას, რაც ასე აუცილებელია საოფისე, საზოგადოებრივი და სხვა დანიშნულების მქონე შენობებისათვის. ამ მხრივ დიდ შესაძლებლობას იძლევა კონსტრუქციული

სისტემა სიხისტის ბირთვით და მათი კომბინაცია სხვადასხვა კონსტრუქციულ სისტემებთან.



ნახაზი-1. ა) კარკასული ბ) ჩარჩოკავშირებიანი გ) მზიდი კედლებით

§1.2.2 კონსტრუქციული სისტემა სიხისტის ბირთვითა და მათი კომბინაცია სხვადასხვა სისტემებთან.

მალღივი შენობების არქიტექტურულ-სივრცითი გეგმარების დროს მიზანშეწონილია ვერტიკალური კომუნიკაციების განლაგება (ლიფტები, კიბეები, ელექტროკომუნიკაციების შახტები და ა.შ) იქ სადაც გათვალისწინებულია სიხისტის ბირთვის მოწყობა. ეს სივრცითი კონსტრუქციები მთლიანი მონოლითური კედლებით ასრულებენ, როგორც მზიდი ასევე ვერტიკალური კომუნიკაციების შემომზღუდავ კონსტრუქციების როლს. ევროკავშირის ნორმებით ბუნებრივი განათების თვალსაზრისით სიხისტის ბირთვისა და გარე ფასადის კედლებს შორის

მანძილი არ უნდა აღემატებოდეს 8მ-ს, ხოლო აშშ-ს ნორმებით ეს მანძილი შესაძლებელია იყოს 16მ.

ბირთვი, რომელიც დამონტაჟებულია შენობის მთელ სიმაღლეზე წარმოადგენს ძირითად მზიდ კონსტრუქციას ჰორიზონტალური და ნაწილობრივ ვერტიკალური დატვირთვების დროს. იგი თავისი მუშაობის ხასიათის მიხედვით წარმოადგენს საძირკველში ხისტად ჩამაგრებულ სივრცით კონსტრუქციას, რომელიც სართულის დონეზე ხისტად არის დაკავშირებული გადახურვის კონსტრუქციებთან. სიხისტის ბირთვის განივკვეთის ფორმა შეიძლება იყოს სხვადასხვაგვარი. შენობაში მათი განლაგება სასურველია იყოს სიმეტრიული სეისმური ზემოქმედების დროს დატვირთვების თანაბარი განაწილებისათვის და დამატებითი მგრები მომენტების თავიდან ასაცილებლად. სიხისტის ბირთვის შეხამებით სხვადასხვა კონსტრუქციულ ელემენტებთან შესაძლებელია მივიღოთ რამდენიმე ტიპის კონსტრუქციული სისტემა.

- **სიხისტის ბირთვი გადახურვის კონსოლური კონსტრუქციებით.**

ასეთ სისტემებში სართულის კონსოლური გადახურვები შესაძლებელია განხორციელდეს ყოველ სართულზე სიხისტის ბირთვში ხისტად ჩამაგრებული ლითონის ან რკინაბეტონის კონსტრუქციებით, ან სართულის სიმაღლის ბრტყელი ირიბნებიანი წამწეების მეშვეობით, რომელთა მონტაჟი სიხისტის ბირთვთან ხორციელდება ყოველ მეორე სართულზე. გამომდინარე კონსოლური გადახურვების ზიდვის უნარიდან და მოქნილობიდან ასეთი ტიპის შენობების გაბარიტული ზომები შეზღუდულია, თუმცა არქიტექტურული თვალსაზრისით საშუალებას იძლევა განხორციელდეს ფსადის კედლების თავისუფალი გეგმარება (ნახაზი-2).

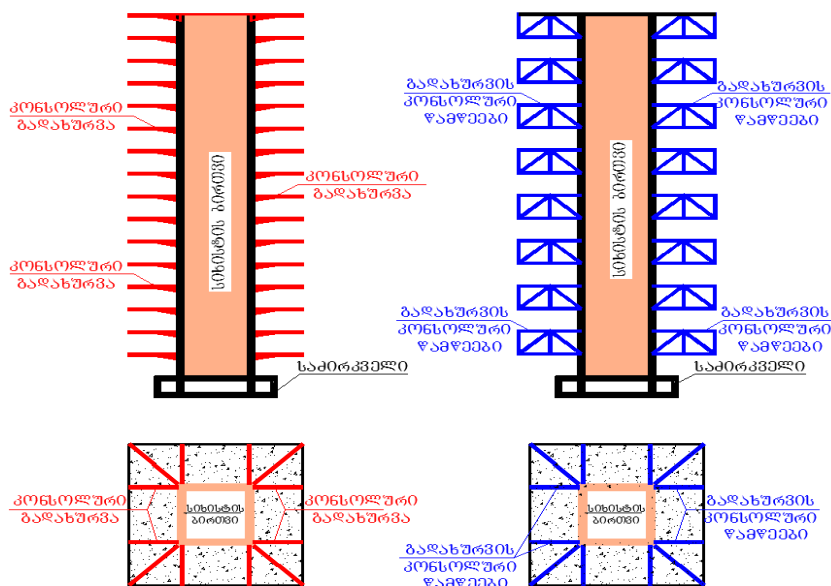
- **სიხისტის ბირთვი და სვეტები.**

ასეთი კონსტრუქციული სისტემები ხასიათდება იმით, რომ სვეტებს ფაქტიურად გადაეცემა გადახურვის კონსტრუქციებიდან მოსული

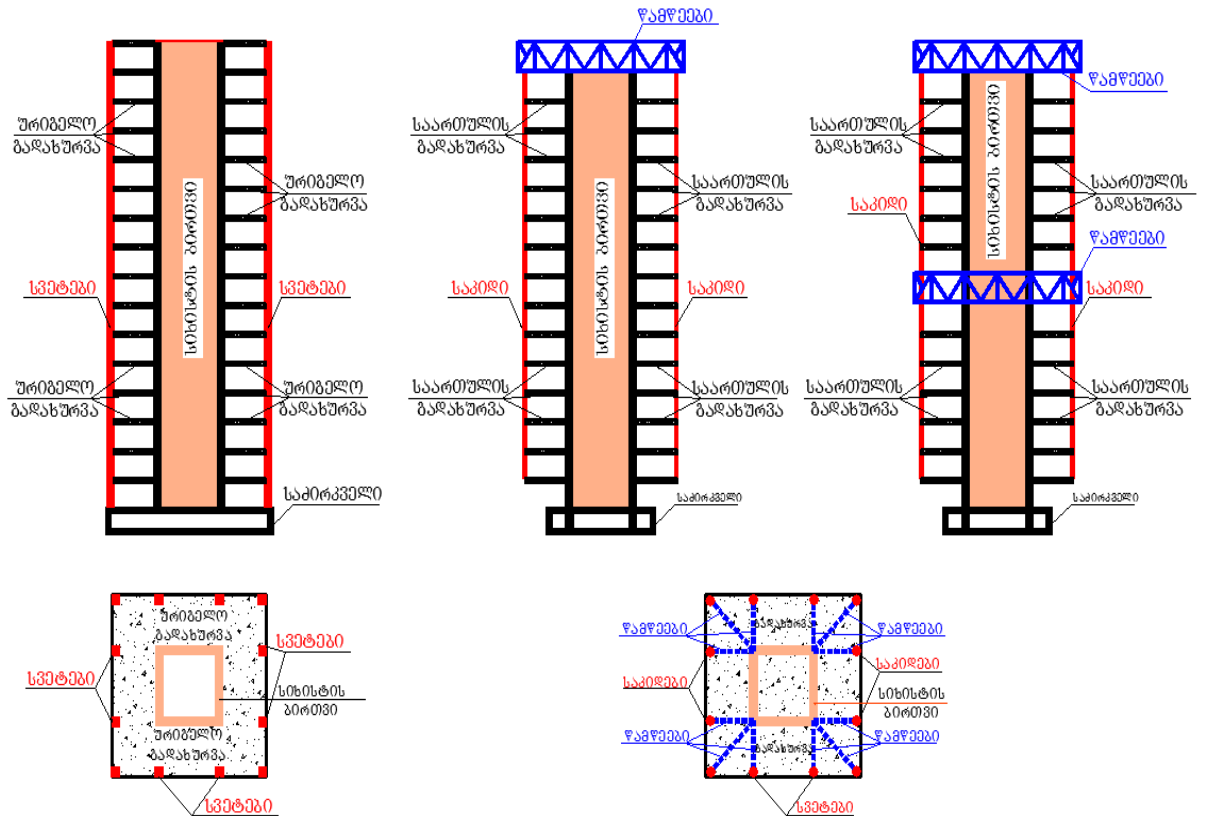
ვერტიკალური დატვირთვები, ამიტომ მათი განივკვეთის ზომები შედარებით მცირეა. ასეთი ტიპის შენობებში შესაძლებელია სვეტების ნაწილი არ ჩამოვიყვანოთ საძირკვლებამდე და გავაჩეროთ პირველი სართულის რიგელებზე, ან ყველა ვერტიკალური კონსტრუქცია გარდა სიხისტის ბირთვისა გაჩერდეს პირველ სართულზე მოწყობილ კონსოლურ ბაქანზე. ასეთი კონსტრუქციული გადაწყვეტა შესაძლებლობას მოგვცემს მინიმუმამდე შევამციროთ ვერტიკალური კონსტრუქციების რიცხვი პირველ სართულზე(ნახაზი-3).

• სიხისტის ბირთვი და დაკიდებული სართულები.

შენობები ასეთი კონსტრუქციული სისტემით თავისი მონტაჟისა და კონსტრუქციული გადაწყვეტის თვალსაზრისით განეკუთნებიან ურთულეს სისტემებს. სართულის გადახურვებისაგან მოსული დატვირთვები საკიდების მეშვეობით გადაეცემა კონსოლურ სარტყელს, რომელიც დამონტაჟებულია შენობის თავზე. სართულიანობის ზრდასთან ერთად საკიდებში იზრდება გამჭიმავი ძალების მნიშვნელობები, რომლებიც გადაეცემა კონსოლურ სარტყელს. ასეთი ტიპის შენობების დაპროექტებისას გასათვალისწინებელია საკიდებში ტემპერატურული ცვლილებისაგან გამოწვეული ძაბვები და შესაბამისად დეფორმაციები. სართულიანობის ზრდასთან ერთად მიზანშეწონილია შუალედური სარტყელების მოწყობა.(ნახაზი-4)



ნახაზი-2. სიხისტის ბირთვი კონსოლური გადახურვის კონსტრუქციებით.

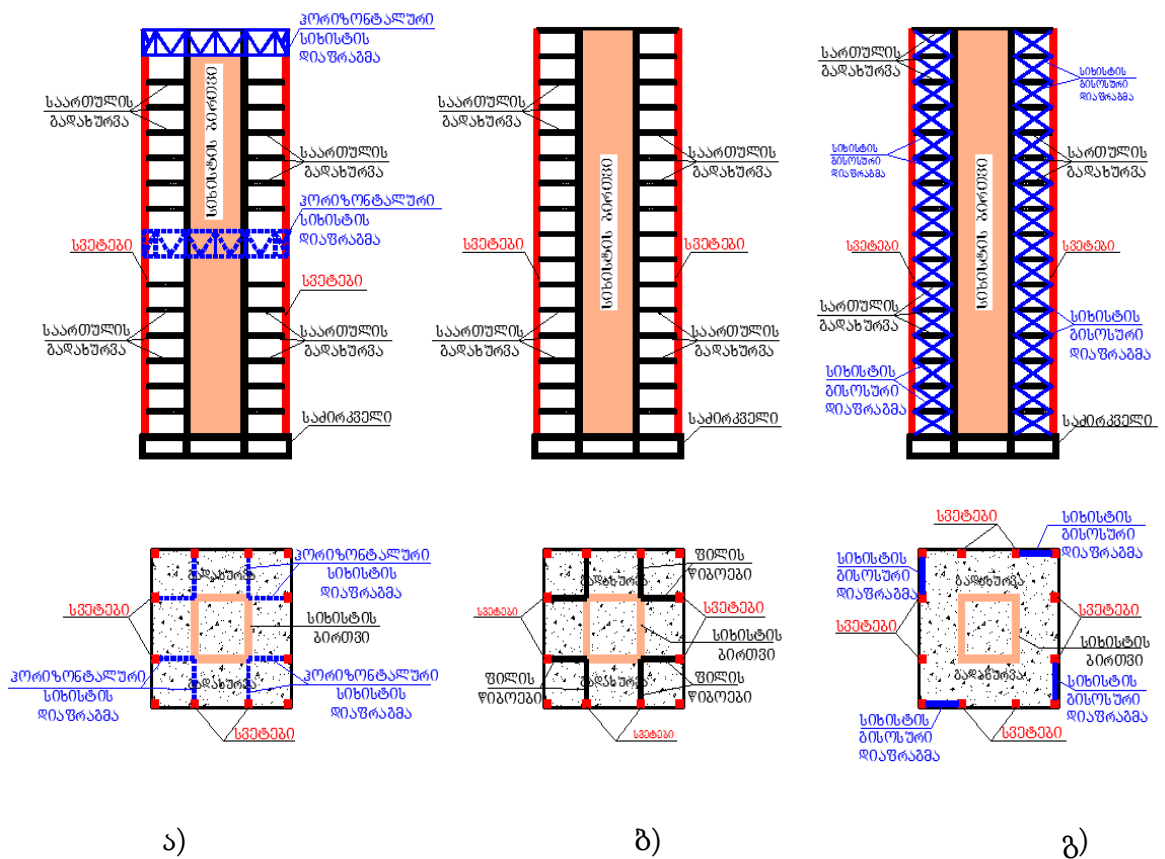


ნახაზი-3.

ნახაზი-4.

§1.2.3 სიხისტის ბირთვისა და კარკასული სისტემების შეხამება.

სიხისტის ბირთვის შეხამებით კარკასულ სისტემებთან შესაძლებელია მივიღოთ მრავალი სახის კონსტრუქციული გადაწყვეტა. ასეთი კონსტრუქციული სისტემის მთავარ მიზანს წარმოადგენს ჰორიზონტალური დატვირთვების დროს ვერტიკალური ელემენტების ჩართვა მუშაობაში. ბირთვისა და კარკასის ელემენტების ერთობლივი მუშაობა შეიძლება განხორციელდეს რამდენიმე სახის კონსტრუქციული გადაწყვეტით. ა) ჰორიზონტალური ხისტი დიაფრაგმის მოწყობით ერთ ან რამდენიმე სართულზე. ბ) შენობის ყველა სართულზე სვეტების შეერთებით სიხისტის ბირთვთან რიგელების საშუალებით. გ) შენობის გარე კონტურის სვეტებს შორის სიხისტის დიაფრაგმების მოწყობით (ნახ.-5) (დიაფრაგმები შესაძლებელია იყოს ,როგორც ჩარჩოვანი ასევე გისოსური).

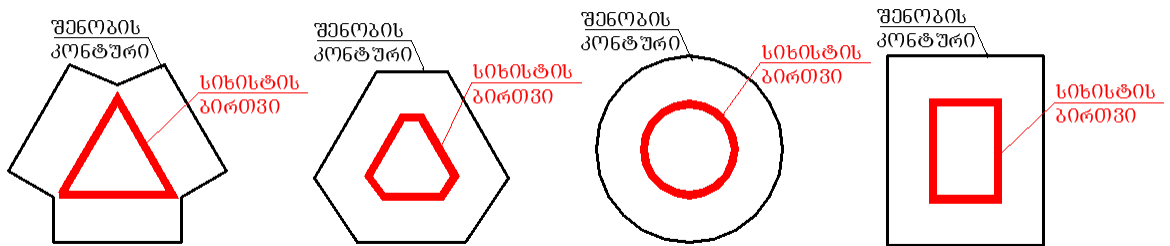


ნახაზი-5

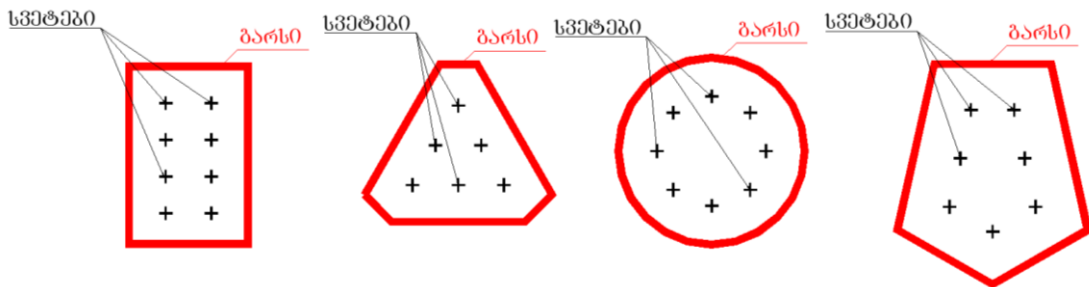
§1.2.4 გარსული სისტემები.

ასეთი კონსტრუქციულ სისტემებში სეისმური და ქარის დატვირთვებისაგან გამომწვეულ ჰორიზონტალურ დატვირთვებს იღებს სივრცითი ჩაკეტილი სისტემა (გარსი), რომელიც უზრუნველყოფს შენობის სივრცით სიხისტესა და მდგრადობას. გარსის განივ სიხისტეს უზრუნველყოფს გადახურვის კონსტრუქციები, რომლებიც თავის სიბრტყეში შეიძლება ჩაითვალოს როგორც ხისტი დისკოები. გარსის განივი კვეთის ფორმები მრავალგვარია და დამოკიდებულია გეგმაში შენობის ფორმაზე. მზიდი კედლების განლაგების თვალსაზრისით შეიძლება გამოვყოთ ასეთი კონსტრუქციული სისტემის რამდენიმე ტიპი; 1) როცა გარსის კედლები განლაგებულია შენობის ატრიუმის ირგვლივ (ნახ.-6). 2) გარე ფასადის პერიმეტრზე (ნახ.-7). 3) გარე და შიდა გარსის კომბინაცია,

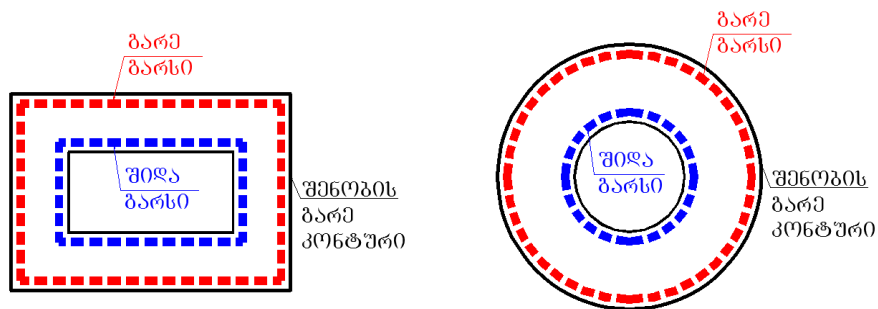
რომელთა ერთობლივ მუშაობას უზრუნველყოფს გადახურვის კონსტრუქციები. ასეთი კონსტრუქციული სისტემები პრაქტიკაში ცნობილია, როგორც „მილი მილში“ ან „მილი წამწეში“ (ნახ.-8). 4) მრავალფუნქციური გარსი (ნახ.-9). შენობის ატრიუმის ირგვლივ დამონტაჟებულ გარსის კონსტრუქციაში ჩვეულებრივ იყენებენ რკინაბეტონის კონსტრუქციებს, ხოლო გარე ფასადის ირგვლივ მოწყობილ გარსის მასალად ხშირ შემთხვევაში იყენებენ ლითონის კონსტრუქციებს და იშვიათ შემთხვევაში რკინაბეტონს.



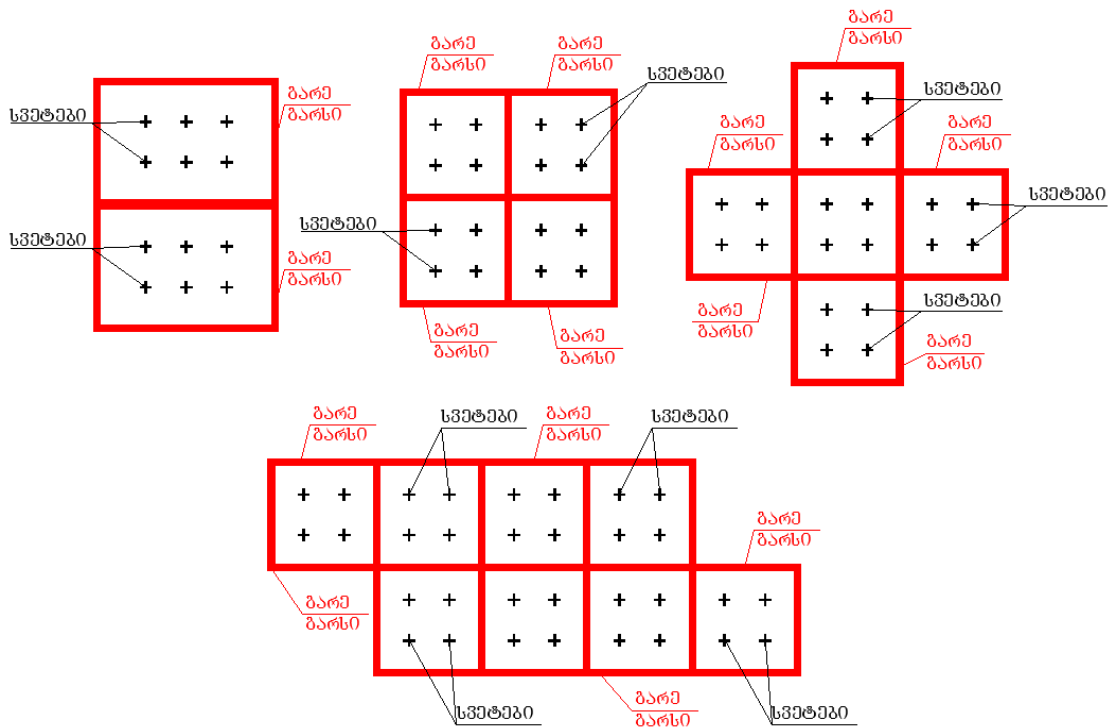
ნახაზი-6 (როცა გარსის კედლები განლაგებულია ატრიუმის ირგვლივ)



ნახაზი-7 (როცა გარსის კედლები განლაგებულია გარე ფასადის პერიმეტრზე)



ნახაზი-8 (გარე და შიდა გარსის კომბინაცია „მილი მილში“ ან „მილი წამწეში“.)



ნახაზი-9 (მრავალფუნქციური გარსი.)

§1.2.5 გარსულ სისტემებში გარე ფასადზე გამოყენებული მზიდი კონსტრუქციული ელემენტების სახეები.

- **სივრცული უირიზნო გისოსებრი კონსტრუქციები.**
რომელთა განხორციელება შესაძლებელია ერთმანეთთან ახლოს განლაგებული სწორკუთხა სვეტებისა და რიგელების საშუალებით, რომლებიც ერთმანეთთან ხისტი კვანძებით არიან დაკავშირებული. შენობის გადახურვის კონსტრუქცია, რომელიც შეიძლება ჩაითვალოს ჰორიზონტალურ დიაფრაგმად, უზრუნველყოფს ჰორიზონტალური ძალების თანაბარ გადანაწილებას გარსის კედლებზე. ასეთ კონსტრუქციულ სისტემაში შენობის მთელ ჰორიზონტალურ სიხისტეს უზრუნველყოფს გარსის კედლები, ხოლო შენობის დანარჩენ ვერტიკალურ ელემენტებს ანგარიშობენ მხოლოდ გრძივ ძალებზე (ნახ.-10). მზიდი კედლების ასეთი კონსტრუქციული გადაწყვეტა ეფექტურად ითვლება ლითონის

კონსტრუქციების გამოყენების დროს 80 სართულის და რკინაბეტონის გამოყენების დროს 60 სართულის შემთხვევაში.

- **სივრცითი ირიბანიანი გისოსებრი კონსტრუქციები.**

უირიბნო გისოსურ კონსტრუქციებში დიაგონალური კავშირების მონტაჟით მათი სიხისტე შესაძლებელია მნიშვნელოვნად გაიზარდოს. ამ შემთხვევაში ძვრის ძალები შემკრავი კოჭის ნაცვლად უშუალოდ გადაეცემა დიაგონალურ კავშირებს, რომელიც მასში აღძრავს მხოლოდ გრძივ ძალებს. შენობების საანგარიშო მოდელი კედლების ასეთი კონსტრუქციული გადაწყვეტით განიხილება, როგორც საძირკველში ხისტად ჩამაგრებული კონსოლური სივრცითი ტანი კოლოფისებრი განივი კვეთით (ნახ.-11).

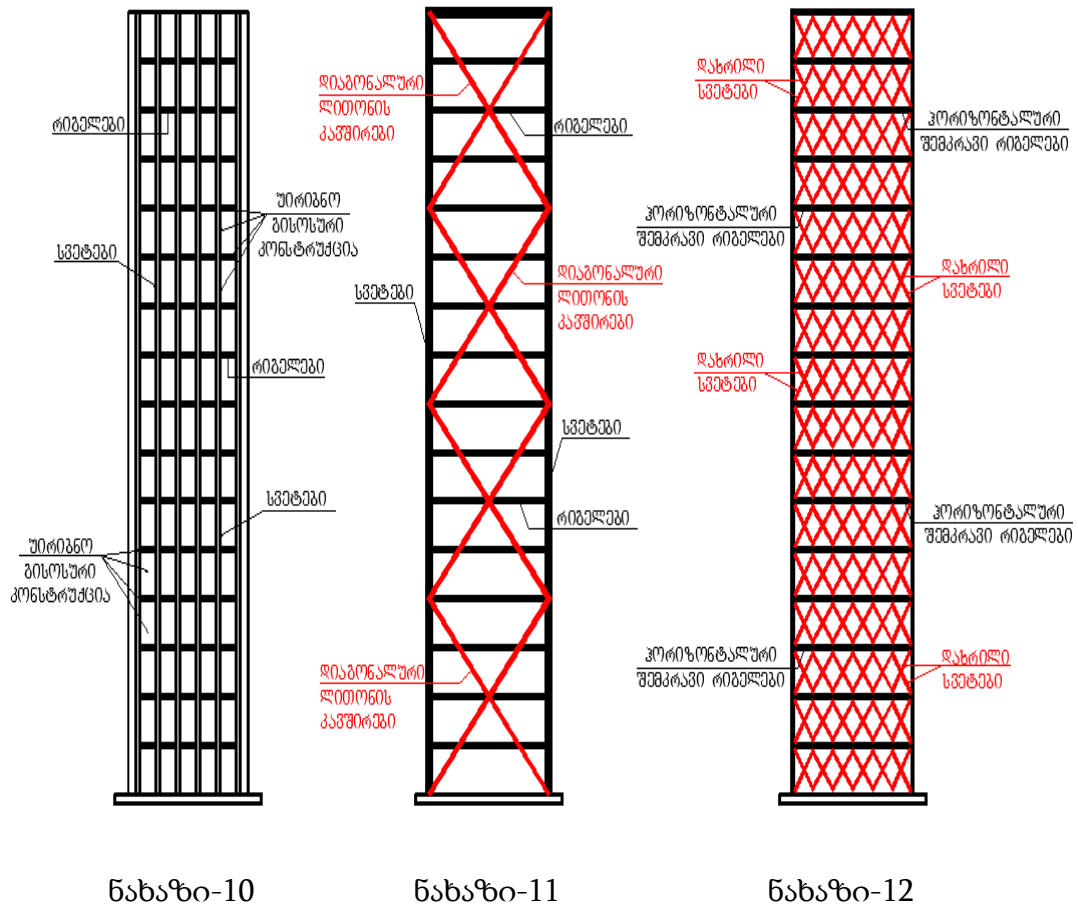
- **სვეტებითა და დიაგონალური კავშირებით.**

კედლების ასეთ სისტემაში დიაგონალური კავშირების საშუალებით მუშაობაში ერთვება სვეტებითა და რიგელებით შექმნილი სწორკუთხა ბადე. კავშირებისა და შემკრავი რიგელის ერთობლივი მუშაობა უზრუნველყოფს შენობის სიხისტეს ჰორიზონტალური ძალების ზემოქმედების დროს. გარდა ამისა, დიაგონალური კავშირები შეიძლება განხილული იქნას როგორც დახრილი სვეტები, რომლებიც მუშაობენ ვერტიკალური ძალების მოქმედების დროს. დიაგონალური ელემენტების ასეთი ორმაგი ფუნქცია ეფექტურია შენობებისათვის რომელთა სართულიანობა არ აღემატება 100 სართულს (ნახ.-12).

- **დიაგონალური ელემენტებით**

კედლების ასეთი სისტემა იქმნება ერთმანეთთან ახლოს განლაგებული დიაგონალური კავშირებით, ვერტიკალური ელემენტების გარეშე (ნახ.-13). ვერტიკალური დატვირთვების შემთხვევაში ისინი მუშაობენ როგორც დახრილი სვეტები და ამავე დროს ზრდიან შენობის სივრცით სიხისტეს. დიაგონალური კავშირების ერთმანეთთან გაერთიანება ხდება

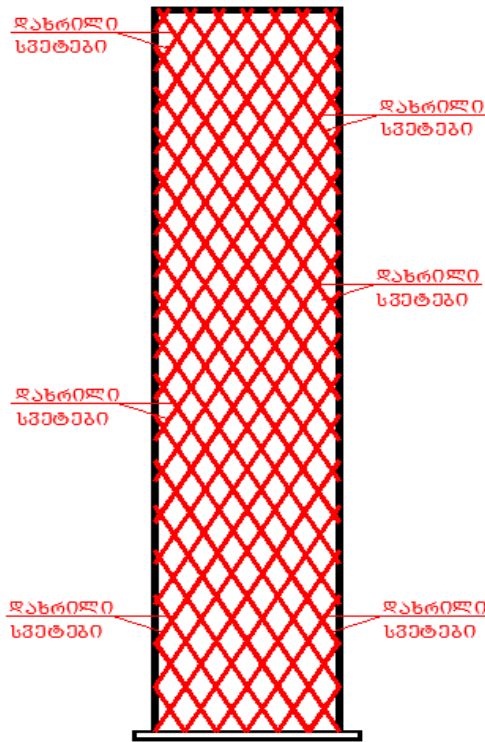
ჰორიზონტალური რიგების საშუალებით. კედლების ასეთი კონსტრუქციული გადაწყვეტა საძირკველზე ვერტიკალური ძალების გადაცემის მხრივ შედარებით ეკონომიურია, ვიდრე კედლების სისტემა ვერტიკალური სვეტებით.



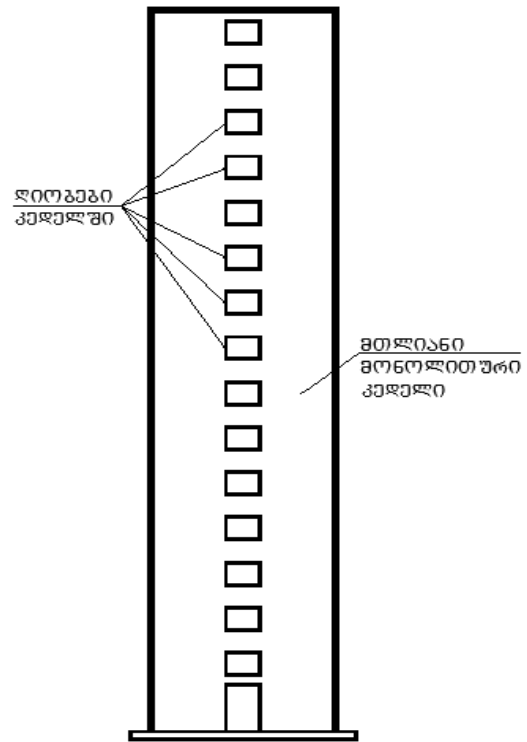
- მთლიანი მონოლითური კედლებით

შენობებს კედლების ასეთი კონსტრუქციით გააჩნიათ უდიდესი სიხისტე. იმისათვის, რომ ამ კონსტრუქციულმა სისტემამ იმუშაოს ეფექტურად, აუცილებელია მასში გათვალისწინებული ღიობების რაოდენობა და გაბარიტული ზომები დაყვანილი იქნას მინიმუმამდე. ასეთი სისტემა მისაღებია მაღლივი შენობებისთვის, როცა შენობის მოქნილობის კოეფიციენტი 1/6-:-1/7-ის ფარგლებშია. გასული საუკუნის ოთხმოციან წლებში ასეთმა სისტემებმა ფართო გავრცელება ჰპოვა ა.შ.შ.-ში ცათამბჯენების მშენებლობის დროს. ამ კონსტრუქციული სისტემების ძირითად უარყოფით მხარეს წარმოადგენს შენობის ბუნებრივი განათების

პრობლემა, რადგან ფასადის კედლები გადატვირთულია მზიდი კონსტრუქციებით (ნახ.-14).



ნახაზი-13



ნახაზი-14

§1.3. მაღლივი შენობების გაანგარიშების ზოგადი მიდგომები.

მაღლივი შენობები სეისმურად აქტიურ ზონებში, უნდა აკმაყოფილებდეს შემდეგ მოთხოვნებს: სიმტკიცეს, სიხისტეს, მდგრადობას, ექსპლუატაციის საიმედოობას, ფუნქციონალურ ვარგისიანობასა და სანიტარული ნორმებს. ამ მოთხოვნების დაკმაყოფილება შესაძლებელია სამშენებლო ნორმატიული დოკუმენტების მოთხოვნების საფუძველზე, როგორც მთლიანი შენობისათვის ასევე მისი შემადგენელი ცალკეული ელემენტებისათვის. გარდა ამისა სეისმური და ქარის ჰორიზონტალური დატვირთვების დროს შენობის სართულებმა შეიძლება მიიღოს დასაშვებზე მეტი გადახრა და რხევის აჩქარების მნიშვნელობამ შენობის სხვადასხვა სიმაღლეზე შეიძლება გადააჭარბოს ნორმებით დადგენილ მოთხოვნებს. ამ კუთხით სხვადასხვა ქვეყნების სამშენებლო ნორმების თანახმად ხდება ამ მაჩვენებლების

შეზღუდვა, რომლებიც დამოკიდებულია შენობის შემდეგ მახასიათებლებზე:

- შენობის კონსტრუქციების პასუხისმგებლობის ხარისხზე.
- შენობის კონსტრუქციულ სქემაზე.
- კონსტრუქციის პლასტიკურობის დონეზე.
- კონსტრუქციის მასალაზე.
- შენობის რხევის ძირითად პერიოდზე.
- არაკონსტრუქციული ელემენტების შეერთების ხასიათზე მზიდ კონსტრუქციებთან.
- ექსპლუატაციის დონეზე.

ცხრილი 1-ში მოცემულია სხვადასხვა ქვეყნის ნორმატიული დოკუმენტების მიხედვით სართულების გადახრის დასაშვები მნიშვნელობები, რომელთაც სხვადასხვა ტიპის შენობებისათვის განსხვავებული მნიშვნელობები აქვს. ცხრილში აგრეთვე მითითებულია ის წყარო რომლის მიხედვითაც ეს მნიშვნელობებია მოყვანილი.

ცხრილი-1.

შენობის კონსტრუქციული სისტემა	სართულების დასაშვები გადახრა Δk	ინფორმაციის წყარო
შენობები ლითონის კარკასით	0.0025-0.01	[10, 14, 24, 25, 27, 29]
შენობა რკინაბეტონის კარკასით, დიაფრაგმებისა და სიხისტის ბირთვის გარეშე.	0.0025-0.01	[10, 14, 24, 25, 27, 29]
რკინაბეტონის კარკასული შენობა სიხისტის ბირთვითა და დიაფრაგმებით.	0.002-0.07	[29, 10, 14, 24, 25]
შენობა მონოლითური რკინაბეტონის კედლებით.	0.0028-0.005	[27, 28, 25]

შენობა ქვის ან აგერის წყობით შესრულებული მზიდი კედლებით	0.002-0.005	[27, 10, 15, 14]
კომპლექსური კონსტრუქცია აგურის ან ბუნებრივი ქვის წყობით, გაძლიერებული რკინაბეტონის ჩანართებითა და სარტყლებით.	0.0025-0.01	[16, 17, 15, 12, 21, 133, 13, 11, 26, 23]
ყველა დანარჩენი შენობებისათვის, რომლისათვისაც არ არის მითითებული მასალა და კონსტრუქციული გადაწყვეტა.	0.0017-0.015	[17,12, 14, 18, 9, 8, 7, 22, 19, 20]

უნდა აღინიშნოს, რომ უცხოური კვლევების ბოლო ათი წელი მიემდვნა შენობის საექსპლუატაციო დონის მიხედვით დასაშვები დეფორმაციების შეზღუდვის საკითხებს, რომელიც დაკავშირებულია სეისმური ზემოქმედების დროს შენობის დაზიანების ხარისხთან. ეს კვლევები აისახა აშშ, თურქეთი, ჩინეთი და სხვა ქვეყნების ახალი თაობის ნორმატიულ დოკუმენტებში (ცხრ.-2).

ცხრილი-2.

ნორმატიული დოკუმენტი	სართულშორისი გადახრა, შნობის ექსპლუატაციის დონის მიხედვით		
	IO	LS	CR
CECS 160:2004(ჩინეთ)[28]	0.00125	0.005	0.01
FEMA 356 (აშშ)[67]			
რკინაბეტონის ორმხრივი ფილები და ფილა სვეტის შეერთება	-	0.001	0.002

რკინაბეტონის კედლები, ღუნვაზე კონტროლირებადი	-	0.01	0.015
რკინაბეტონის კედლები, განივ დეფორმაციაზე კონტროლირებადი	-	0.006	0.0075
TEC-2007 (თურქეთი)[165]	0.008	0.02	0.03
SFRY No.31/81 (ყოფილი იუგოსლავიის რესპუბლიკა)	0.0028	0.0067	-

ცხრილი 2-ში მოცემული აღნიშვნები შეესაბამება შენობის შემდეგ საექსპლუატაციო დონეებს.

IO-(სუსტი მიწისძვრა), რომლის დროსაც შენობა მიიღებს მხოლოდ უმნიშვნელო დაზიანებებს.

LS-(საპროექტო მიწისძვრა), რომლის დროსაც შენობამ შეიძლება მიიღოს მნიშვნელოვანი დაზიანებები, თუმცა მზიდ ელემენტებს უნდა ჰქონდეთ სიმტკიცის საკმარისი მარაგი, რომ არ მოხდეს შენობის ნგრევა.

CR-(მაქსიმალური საპროექტო მიწისძვრა), რომლის დროსაც შენობა ინარჩუნებს მდგრადობას, თუმცა ახლოსაა დანგრევასთან.

შენობის სიმაღლის გაზრდასთან ერთად იზრდება შენობის მოცულობა და მასები, ხოლო მისი სივრცითი სიხისტე მცირდება. აქედან გამომდინარე მაღლივი შენობის პროექტირებისას მნიშვნელოვანი ყურადღება უნდა დაეთმოს მისი მდგრადობის საკითხებს.

მაღლივი შენობების მზიდი კონსტრუქციები, თანახმად დაპროექტების საერთო ნორმატიული დოკუმენტების მოთხოვნისა, უნდა აკმაყოფილებდნენ სიხისტის, სიმტკიცისა და მდგრადობის პირობებს, რათა უზრუნველყოფილი იყოს შენობის უსაფრთხოება, როგორც მშენებლობის ასევე მისი ექსპლუატაციის პერიოდში. გამომდინარე

მალივი შენობების დაპროექტების თავისებურებებიდან გათვალისწინებული უნდა იქნას ორი აუცილებელი პირობა:

I. ზღვრული დატვირთვების და მათ შორის სეისმური ზემოქმედების დროს უზრუნველყოფილი უნდა იქნას შენობის უსაფრთხოება (როგორც მშენებლობის ასევე ექსპლუატაციის პერიოდში), აგრეთვე შენობის მდგრადობაზე გაანგარიშებისას დამატებით გათვალისწინებული უნდა იქნას დამოკიდებულება << დატვირთვა- ჩალუნვა >>, ძალოვანი და ტემპერატურული დეფორმაციები.

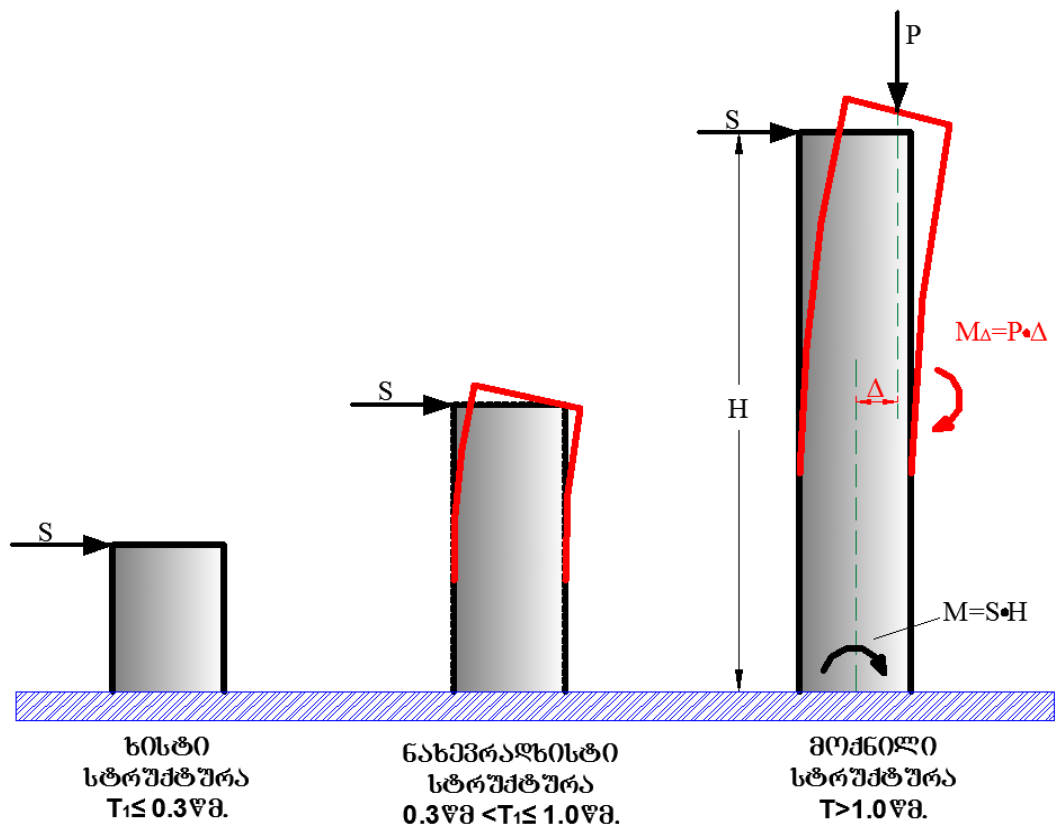
II. კონსტრუქციებს უნდა გააჩნდეს საკმარისი სიხისტე, განსაკუთრებით კი ძვრის, რათა თავიდან იქნას აცილებული ბეტონში ბზარების წარმოქმნა და სეისმური ზემოქმედების დროს უზრუნველყოფილი იქნას შენობის შიდა სივრცის კომფორტულობა.

შენობის გაანგარიშებისას ზღვრულ დატვირთვებსა და დატვირთვათა არახელსაყრელ შეხამებაზე, აუცილებელია შესრულდეს კონსტრუქციული სქემის დამატებითი -დეფორმირებული მდგომარეობის დაწვრილებითი ანალიზი. ასევე შენობის საანგარიშო მოდელის ანალიზისას გათვალისწინებული უნდა იქნას კონსტრუქციის ელემენტებში დამატებითი ძაბვების წარმოქმნა, რომელსაც იწვევს ისეთი ე.წ. მეორე რიგის დატვირთვები, როგორებიცაა: ტემპერატურის ცვლილება, ძალოვანი ფაქტორები, ცალკეულ ელემენტებში დეფექტების არსებობა და ა. შ. საერთო შემთხვევაში შეიძლება ითქვას, რომ მეორე რიგის დატვირთვებს ახასიათებს გადაადგილების ორი მდგენელი:

- 1) დამოკიდებულება დატვირთვებსა და ვერტიკალურ გადაადგილებებს შორის ($P-\delta$), რომელიც დამახასიათებელია შენობის ღუნვადი კონსტრუქციული ელემენტებისათვის.
- 2) დამოკიდებულება ჰორიზონტალური (ქარი, სეისმური) დატვირთვებსა და გადაადგილებებს შორის, რაც განაპირობებს მალივი

შენობის მზიდ კონსტრუქციულ ელემენტებში დამატებით ძალოვანი ფაქტორების წარმოქმნას ($P-\Delta$ ანალიზი).

როგორც საანგარიშო მოდელების ანალიზმა აჩვენა მაღლივი შენობებისათვის ($P-\delta$) დამოკიდებულება ატარებს უმნიშვნელო ხასიათს, ხოლო ჰორიზონტალური დატვირთვების დროს ($P-\Delta$) დამოკიდებულებას გააჩნია არსებითი მნიშვნელობა, რადგან დამატებითი მღუნავი მომენტების წარმოქმნა, რომელიც მიიღება შენობის სართულის Δ მანძილით გადახრის დროს მნიშვნელოვან გავლენას ახდენს მაღლივი შენობების მზიდი ელემენტების დამაბულ-დეფორმირებულ მდგომარეობაზე (ნახ.15)



ნახაზი-15

§1.3.1 ზღვრული დატვირთვები მაღლივი შენობის კონსტრუქციებზე

მაღლივი შენობებისათვის არსებობს მდგრადობის დაკარგვის სამი სახე:

ძვრის ძალებით გამოწვეული მდგრადობის დაკარგვა, რომელიც დამახასიათებელია კარკასული შენობებისათვის.

ღუნვით გამოწვეული მდგრადობის დაკარგვა, რომელიც დამახასიათებელი პანელური შენობებისათვის.

ღუნვა-ძვრით გამოწვეული მდგრადობის დაკარგვა, რომელიც დამახასიათებელია ისეთი ტიპის შენობებისათვის როგორცაა; კარკასულ-პანელური, ჩარჩოკავშირებიანი და კარკასული შენობები სიხისტის ბირთვით.

ძვრის დეფორმაციებით გამოწვეულ მდგრადობის დაკარგვასა და ზღვრულ დატვირთვებს შორის არსებობს შემდეგი დამოკიდებულება:

$$\left(\sum_{j=i}^n G_j \right)_{cr} = D_i h_i \quad (1.3.1.1)$$

სადაც:

$\left(\sum_{j=i}^n G_j \right)_{cr}$ - n სართულების მთლიანი დატვირთვაა.

$G_i - i$ -ური სართულის დატვირთვა.

$D_i - i$ -ური სართულის ჰორიზონტალური სიხისტე.

$h_i - i$ -ური სართულის სიმაღლე.

ხოლო, ღუნვის დეფორმაციებით გამოწვეულ მდგრადობის დაკარგვის დროს დატვირთვების ზღვრული მნიშვნელობა სვეტებში განისაზღვრება ეილერის ცნობილი ფორმულით.

$$P_{cr} = \pi^2 EJ / 4H^2 \quad (1.3.1.2)$$

სადაც:

P_{cr} - კრიტიკული ძალაა.

EJ -სვეტის ღუნვითი სიხისტე.

H -სვეტის სიმაღლე.

თუ P_{cr} -ს შევცვლით $\left(\sum_{i=1}^n G_i\right)_{cr}$ -ით მივიღებთ კრიტიკული ძალის შემდეგ გამოსახულებას.

$$P_{cr} = 1/3 \left(\sum_{i=1}^n G_i\right)_{cr} \quad (1.3.1.3)$$

ხოლო დამოკიდებულება (1.3.1.3) და (1.3.1.2) მიიღებს შემდეგ სახეს.

$$\left(\sum_{i=1}^n G_i\right)_{cr} = 3\pi^2 EJ / 4H^2 = 7,4EJ / H^2 \quad (1.3.1.4)$$

განივად ღუნვადი სვეტებისათვის მიიღება მიახლოებითი გადაწყვეტა, რაც გამოიხატება ანგარიშის დროს EJ ნაცვლად დაყვანილი ჰორიზონტალური ღუნვითი სიხისტის შემოტანით EJ_d . ამ შემთხვევაში (1.3.1.4) ფორმულა მიიღებს შემდეგ სახეს.

$$\left(\sum_{i=1}^n G_i\right)_{cr} = 7,4EJ_d / H^2 \quad (1.3.1.5)$$

§ 1.3.2 ($P-A$) დამოკიდებულების მთავარი პარამეტრების განსაზღვრა და კონსტრუქციების მდგრადობის დაკარგვა.

ქვემოთ მოყვანილია ჰორიზონტალური გადაადგილების განსასაზღვრის ფორმულები ($P-A$) დამოკიდებულების გათვალისწინებით:

განივად ღუნვადი კონსტრუქციებისათვის.

$$\Delta^* = \frac{1}{1 - \sum_{i=1}^n G_i / \left(\sum_{i=1}^n G_i\right)_{cr}} \Delta \quad (1.3.2.1)$$

კონსტრუქციები, რომლებიც განიცდიან ძვრას.

$$\delta_i^* = \frac{1}{1 - \sum_{j=1}^n G_j / \left(\sum_{j=1}^n G_j\right)_{cr}} \delta_i \quad (1.3.2.2)$$

სადაც:

Δ^* -ჰორიზონტალური გადაადგილება დეფორმირებული სქემის გათვალისწინებით.

Δ -ჰორიზონტალური გადაადგილება დეფორმირებული სქემის გათვალისწინების გარეშე.

$\delta_i^* - i$ -ური სართულის ძვრით გამოწვეული გადაადგილება დეფორმირებული სქემის გათვალისწინებით.

$\delta_i - i$ -ური სართულის ძვრით გამოწვეული გადაადგილება დეფორმირებული სქემის გათვალისწინების გარეშე.

$\sum_{i=1}^n G_i$ -ყველა სართულებიდან მოსული მუდმივი დატვირთვების ჯამი.

$\sum_{j=1}^n G_j - i$ -ური და მას ზემოთ მდებარე სართულებზე მოსული მუდმივი დატვირთვების ჯამი.

თუ ჩავსვამთ (1.3.1.5)-ს (1.3.2.1)-ში და (1.3.1.1)-ს (1.3.2.2)-ში, და გავითვალისწინებთ ჰორიზონტალურ გადაადგილებებსა და $(p-\Delta)$ დამოკიდებულებას, მივიღებთ.

განივად ღუნვად კონსტრუქციებისათვის.

$$\Delta^* = \frac{1}{1 - 0.135 / \left[EJ_d / H^2 \sum_{i=1}^n G_i \right]} \Delta \quad (1.3.2.3)$$

კონსტრუქციებისათვის რომლებიც განიცდიან ძვრას

$$\delta_i^* = \frac{1}{1 - 1 / \left[D_i h_i / \sum_{j=1}^n G_j \right]} \delta_i \quad (1.3.2.4)$$

ჰორიზონტალური დატვირთვების დროს მღუნავი მომენტის M^* -ის მნიშვნელობა, რომელიც ითვალისწინებს დეფორმირებულ სქემას და მღუნავი მომენტის M -ის მნიშვნელობა, რომელიც არ ითვალისწინებს i -ური სართულის გადაადგილებას, მიახლოებით გამოითვლება შემდეგი ფორმულებით:

განივად ღუნვადი კონსტრუქციებისათვის.

$$M^* = \frac{1}{1 - 0.135 / \left[EJ_d / H^2 \sum_{i=1}^n G_i \right]} M \quad (1.3.2.5)$$

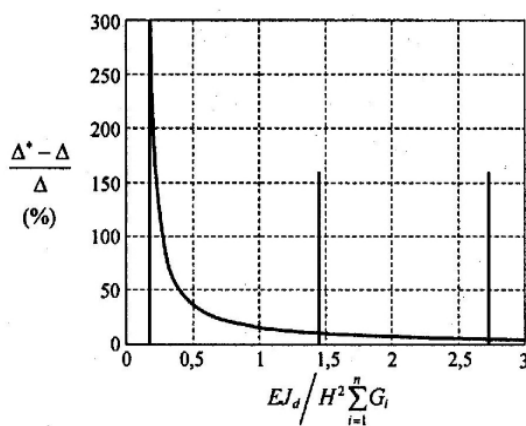
კონსტრუქციებისათვის, რომლებიც განიცდიან ძვრას.

$$M^* = \frac{1}{1 - 1 / \left[D_i h_i / \sum_{j=1}^n G_j \right]} M \quad (1.3.2.6)$$

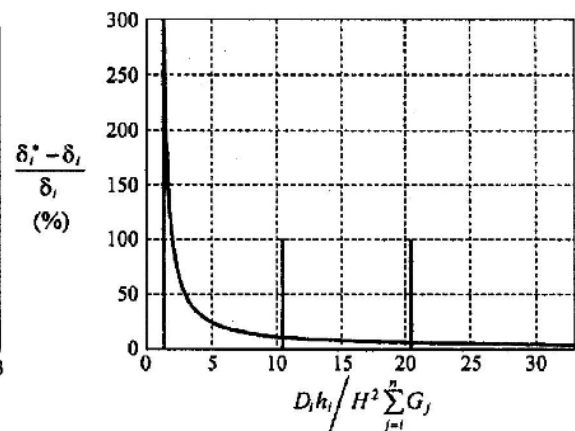
(1.8)-(1.11) ფორმულებიდან ჩანს რომ, მუდმივი დატვირთვების დროს ღუნვითი სიხისტე $(EJ_d / H^2 \sum_{i=1}^n G_i)$ და ძვრის სიხისტე $(D_i h_i / \sum_{j=1}^n G_j)$

წარმოადგენენ $(P-\Delta)$ დამოკიდებულების მთავარ მახასიათებლებს.

ფორმულა (1.3.2.3) და (1.3.2.4)-ის უფრო თვალსაჩინო ანალიზისათვის წარმოდგენილია სურ.2 და სურ.3-ზე ნაჩვენები დიაგრამების სახით.



სურათი-2



სურათი-3

სურ.2-ზე მოცემული მრუდი გამოხატავს დამოკიდებულებას მუდმივი დატვირთვების დროს ლუნვითი სიხისტესა და ფარდობით გადაადგილების შორის, ხოლო სურ.3-ზე მოცემული მრუდი გამოხატავს ძვრის სიხისტესა და ფარდობით ძვრით გადაადგილებას შორის დამოკიდებულებას. ორივე დიაგრამაზე მარცხენა მხარეს მოცემული შესაბამისად ორდინატთა ღერძის პარალელური სწორი ხაზი წარმოადგენს $EJ_d / H^2 \sum_{i=1}^n G_i = 0.135$ და $D_i h_i / \sum_{j=1}^n G_j = 1$ ჰიპერბოლის ასიმბტოტებს. ეს მრუდები გამოხატავენ კონსტრუქციაზე ზღვრული დატვირთვების მნიშვნელობებს.

ზემოთ მოყვანილი დიაგრამების ანალიზიდან ჩანს რომ, რაც მცირეა ძვრისა და ლუნვის სიხისტე მით მეტია ფარდობითი ჰორიზონტალური გადაადგილებები. თუ ფარდობითი დეფორმაციები 10-15%-ის ფარგლებშია, მაშინ სიხისტეების უმნიშვნელო შემცირება არ იწვევს $P-\Delta$ მრუდის მნიშვნელოვან გაზრდას. იმ შემთხვევისათვის თუ ფარდობითი დეფორმაციების მნიშვნელობები აღემატება 20%-ს, მაშინ სიხისტის უმნიშვნელო შემცირებაც კი იწვევს $P-\Delta$ მრუდის მყისიერ გაზრდას, რაც თავის მხრივ იწვევს კონსტრუქციის მდგრადობის დაკარგვას. იმ შემთხვევისათვის, როცა სიხისტე განივად ლუნვადი კონსტრუქციებისათვის ნაკლებია 1,4-ზე, ხოლო ძვრადი კონსტრუქციებისათვის ნაკლებია 10-ზე, მაშინ $P-\Delta$ მრუდი მნიშვნელოვნად იზრდება. აქედან გამომდინარე მსგავსი პარამეტრებით კონსტრუქციების დაპროექტება არასასურველია.

§ 1.3.3 მაღლივ შენობებში ჰორიზონტალური გადაადგილებების ნორმირება.

იმისათვის, რომ განვსაზღვროთ მაღლივი შენობებისათვის ჰორიზონტალური სიხისტე გამოიყენება $P-\Delta$ პარამეტრი, რომელიც წარმოადგენს შენობის თავის გადაადგილების თანაფარდობას მის სიმაღლესთან. პროექტირების დროს ამ პარამეტრის მნიშვნელობას დიდი ყურადღება ექცევა. დღეისათვის საერთაშორისო ნორმებში მისი

მნიშვნელობის ზუსტი ზღვრები დადგენილი არ არის. ამ მაჩვენებელს სხვადასხვა ქვეყნებისათვის გააჩნიათ სხვადასხვა მნიშვნელობები და მერყეობს 1/1000-:-1/200-ის ფარგლებში. ეს განსხვავება დამოკიდებულია ისეთ ფაქტორებზე როგორცაა მაგალითად, ქარის დატვირთვის სიდიდე და სეისმურ ზემოქმედება, კონსტრუქციებისა და მათი ერთმანეთთან შეერთების ტიპი და ა.შ.

არსებობს სართულებსშორისი ფარდობითი გადაადგილების სამი ძირითადი პარამეტრის ფორმულირება.

პირველი პარამეტრი: სართულებს შორის ძვრის კუთხე გამოითვლება შემდეგი ფორმულით.

$$\theta_i = \frac{\Delta u_i}{h_i} = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} \quad (1.3.3.1)$$

ეს პარამეტრი ასეთი ფორმულირებით ზუსტად ვერ აღწერს ვერტიკალური ელემენტების ზღვრული დეფორმაციების მახასიათებლებს, თუმცა გამოირჩევა თავისი გამოთვლის სიმარტივით. უნდა აღინიშნოს, რომ მაკროკონტროლის მიზნით ეს ფორმულირება დღესაც გამოიყენება მსოფლიოს სხვადასხვა ქვეყანაში.

მეორე პარამეტრი: სართულებს შორის ზღვრული ძვრის კუთხე განისაზღვრება შემდეგი ფორმულით:

$$\theta_{id} = \theta_i - \theta_{i-1} = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} - \frac{u_{i-1} - u_{i-2}}{h_{i-1}} \quad (1.3.3.2)$$

სადაც: θ_i, θ_{i-1} – ძვრის კუთხეებია.

i და $i-1$ სართულებია.

ეს გამოსახულება სამართლიანია ლუნვადი კონსტრუქციებისათვის სიხისტის დიაფრაგმებით. ნახაზი 16-დან ნათლად ჩანს, რომ ძვრის კუთხე θ_i სართულებსშორის ცვლადია და შედგება ორი ნაწილისაგან. თუ უფრო

ზუსტად გამოვსახავთ შიდა ძალებს ამ შემთხვევისათვის მეორე პარამეტრი შეიძლება შეიცვალოს პირველით.

მესამე პარამეტრი: ძვრის დეფორმაცია.

$$\gamma_{ij} = \theta_i - \theta_{i-1,j} = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} - \frac{V_{i-1,j} - V_{i-1,j-1}}{l_j} \quad (1.3.3.3)$$

სადაც: γ_{ij} - წარმოადგენს ij ზონაში ძვრის დეფორმაციას.

i - აღნიშნავს სართულს, რომელზეც იმყოფება მოცემული ზონა.

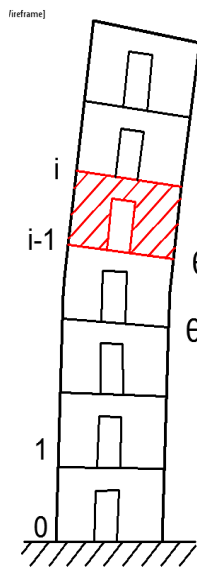
j - აღნიშნავს განსახილველი ზონის ნომერს.

l_j - წარმოადგენს ij ზონის სიგანეს.

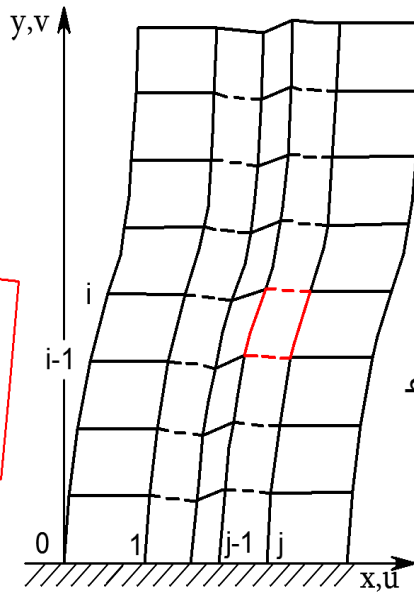
$V_{i-1,j-1}, V_{i-1,j}$ - წარმოადგენს შესაბამისი კვანძების ვერტიკალურ გადაადგილებას. (ნახაზი-17)

როგორც გაანგარიშებისა და ექსპერიმენტალურმა კვლევებმა აჩვენა მაღლივი შენობების ღუნვას ძირითადად იწვევს ისეთი ტიპის განივი დატვირთვები, როგორიცაა მაგ. ქარი ან სეისმური ზემოქმედება. გამომდინარე აქედან სხვადასხვა კონსტრუქციული სისტემებისათვის კვანძების ვერტიკალურ გადაადგილებას სხვადასხვა მნიშვნელობები ექნება.

ისეთ ნორმატიულ დოკუმენტებში, როგორიცაა მაგალითად (JGJ3-2002) <<მაღლივი შენობების დაპროექტების ტექნიკური ინსტრუქცია>> და (GB50011-2001) <<სამშენებლო ნორმები სეისმომედეგი პროექტირებისათვის >> გამოყენებულია შეზღუდვები სართულის გადაადგილების თანაფარდობა მის სიმაღლესთან $\Delta u/h$, რომელიც მოცემულია ცხრილი 3-ში



ნახაზი-16



ნახაზი-17

ცხრილი-3.

კონსტრუქციული სქემა	$\Delta u / h$ -ის ზღვრული მნიშვნელობა.
რკინაბეტონის კარკასი	1/550
რკინაბეტონის კარკასი სიხისტის დიაფრაგმებით.	1/800
რკინაბეტონის კარკასი ცილინდრული სიხისტის ბირთვით.	1/1000
მრავალსართულიანი შენობა ლითონის კარკასით.	1/300

როგორც ცხრილი 3-დან ჩანს ეს მაჩვენებელი სხვადასხვა კონსტრუქციული სისტემებისათვის განსხვავებულია და დამოკიდებულია შენობის სიხისტეზე.

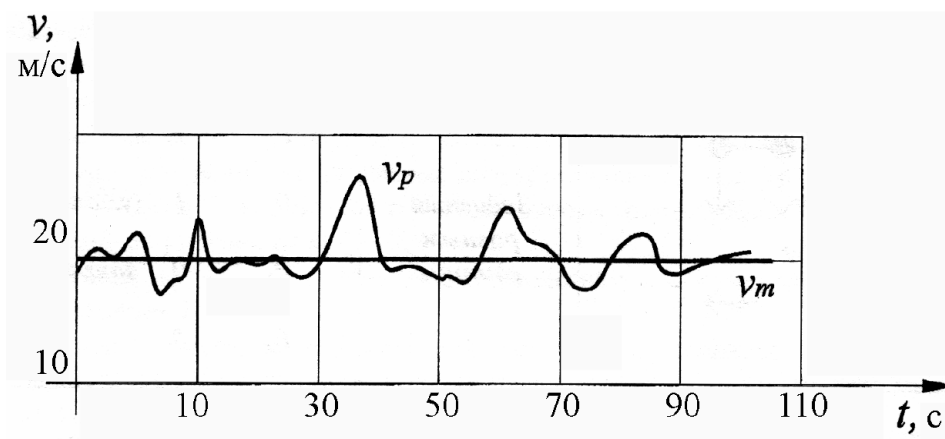
§1.4 ქარის დატვირთვა

მაღლივ შენობებზე ქარის დატვირთვა თავისი მოქმედების ხასიათით წარმოადგენს დინამიკურ დატვირთვას, რომელიც მოქმედებს ჰორიზონტალური მიმართულებით და იწვევს შენობის ღუნვას. შენობაზე ქარის დატვირთვის სიდიდე დამოკიდებულია: ქარის სიჩქარეზე, ჰაერის

სიმკვრივეზე, სამშენებლო ტერიტორიის კლიმატურ პირობებზე, შენობის სიმაღლესა და გეგმაში მის მოხაზულობაზე. ასეთ პირობებში მაღლივი შენობების დაპროექტების მიზანს წარმოადგენს უზრუნველყოფილი იქნას მისი სიხისტე, სიმტკიცე და მდგრადობა თანახმად მოქმედი სამშენებლო ნორმებისა, აგრეთვე გათვალისწინებული უნდა იქნას ისეთი მოთხოვნები, როგორცაა ცხოვრების კომფორტულობა.

როგორც ცნობილია საქართველოში მოქმედი ნორმატიული დოკუმენტის СНИП 2.01.07.-85 „Нагрузки и воздействия „[30]-ის თანახმად საანგარიშო ქარის დატვირთვა (W_p) განისაზღვრება, როგორც ჯამი საშუალო (W_m) და პულსაციური (W_g) მდგენელებისა (სურ.-4).

$$W_p = W_m + W_g \quad (1.4.1)$$



სურათი-4

ქარის დატვირთვის სტატიკური მდგენელი W_m განისაზღვრება შემდეგი ფორმულით:

$$W_m = W_0 k(Z_c) C_{\gamma_f} \quad (1.4.2)$$

სადაც:

W_0 (პა.)-ქარის ნორმატიული დაწნევაა.

Z_c (მ.)-ექვივალენტური სიმაღლეა.

K -სიმაღლის მიხედვით ქარის დაწნევის ცვლილების კოეფიციენტი.

C -აეროდინამიკურობის კოეფიციენტი.

γ_e -საიმედოობის კოეფიციენტი ქარის დატვირთვის დროს.

Z_e -ექვივალენტური სიმაღლე განისაზღვრება შემდეგნაირად.

2) შენობებისათვის:

ა) როცა: $h \leq d \rightarrow Z_e = h$

ბ) როცა: $h \leq 2d$: $Z \geq h-d \rightarrow Z_e = h$; $0 < Z < h-d \rightarrow Z_e = d$.

გ) როცა: $h > 2d$

$Z \geq h-d \rightarrow Z_e = h$; $d < Z < h-d \rightarrow Z_e = z$; $0 < Z \leq d \rightarrow Z_e = d$

სადაც:

Z - სიმაღლე მიწის ზედაპირიდან.

h -შენობის სიმაღლე.

d -შენობის ზომა გეგმაში, ქარის მოქმედების მიმართულების პერპენდიკულარულად.

ქარის დატვირთვის პულსაციური მდგენელის ნორმატიული მნიშვნელობა W_p ექვივალენტურ Z_e სიმაღლეზე განისაზღვრება:

შენობა-ნაგებობებისათვის, (და მათი კონსტრუქციული ელემენტებისათვის), რომელთათვისაც საკუთარი რხევის პირველი სიხშირე f_1 გვ. აღემატება საკუთარი რხევის ზღვრულ სიხშირეს f_l -ს მაშინ:

$$W_p = W_m \zeta(Z_e) \nu \quad (1.4.3)$$

ხოლო, როცა $f_1 < f_l < f_2$ მაშინ:

$$W_p = W_m \xi \zeta(Z_e) \nu \quad (1.4.4)$$

სადაც:

$\zeta(Z_e)$ -ქარის პულსაციური დაწნევის კოეფიციენტი ექვივალენტურ Z_e სიმაღლეზე.

V -ქარის პულსაციური დაწნევის სივრცითი კორელაციის კოეფიციენტი.

f_2 -საკუთარი რხევის მეორე სიხშირე.

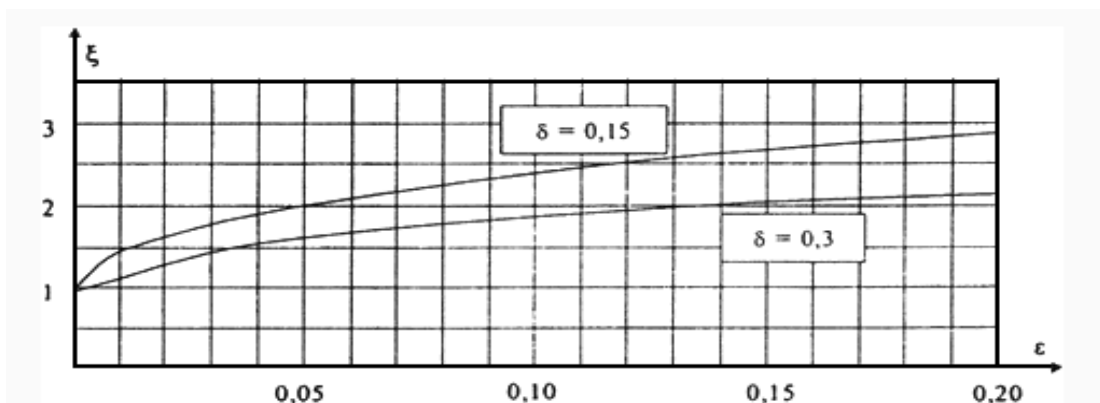
ξ -დინამიურობის კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია რხევის ლოგარითმული დეკრემენტის δ -სა და ε_1 პარამეტრზე (იხ. სურათი-5). საკუთარი რხევის პირველი სიხშირის f_1 -ის შემთხვევაში ε_1 გამოითვლება ფორმულით.

$$\varepsilon_1 = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{\text{აკ}}) \gamma_f}}{940 f_i} \quad (1.4.5)$$

სადაც:

$k(z_{\text{აკ}})$ -კოეფიციენტია, რომელიც ითვალისწინებს ქარის დაწნევის ცვალებადობას $Z_{\text{აკ}}$ სიმაღლეზე.

γ_f -დატვირთვების მიხედვით საიმედოობის კოეფიციენტი.



სურათი-5.

СНИП 2.01.07.-85 „Нагрузки и воздействия „-აქტუალიზირებულ რედაქციაში СП 20. 13330.2011 [31] ქარის დატვირთვაზე გაანგარიშების მეთოდის მნიშვნელოვნად არ შეცვლილა, თუ არ ჩავთვლით მასში „ევროკოდების“ დებულებებისა და რიგი სქემების შემოტანას. უნდა აღინიშნოს, რომ СП 20. 13330.2011-მოთხოვნების შესაბამისად, მაღლივი შენობების გაანგარიშება უნდა განხორციელდეს ქარის კრიტიკულ სიჩქარეზე, რომლის დროსაც ხდება რეზონანსული აღზნება და რომლის განმეორებადობის შემთხვევაში შენობის კონსტრუქციული ელემენტები შეიძლება მიიყვანოს დაღლილობით დაზიანებამდე. აგრეთვე გასათვალისწინებელია აეროდინამიური არამდგრადი რხევები, ქარის პულსაციური ზემოქმედების გავლენა მაცხოვრებელთა კომფორტზე, რომელიც გამოიხატება შემდეგი პირობით.

$$a_{vib} \leq 0.08 \text{ მ/წმ}^2 \text{ (1.4.6)}$$

სადაც; a_{vib} - გადახურვის აჩქარებაა.

მხედველობაში უნდა იქნას მიღებული საფეხმავლო ადგილების კომფორტულობა რომელიც გამოიხატება (1.4.7) პირობით.

$$T_c(V_{cr}) < T_{lim} \text{ ამასთან } V < V_{cr} \text{ (1.4.7)}$$

სადაც:

V - ქარის დატვირთვაა.

T_c - ქარის სიჩქარე

V_{cr} - ქარის სიჩქარის ხანგრძლივობა.

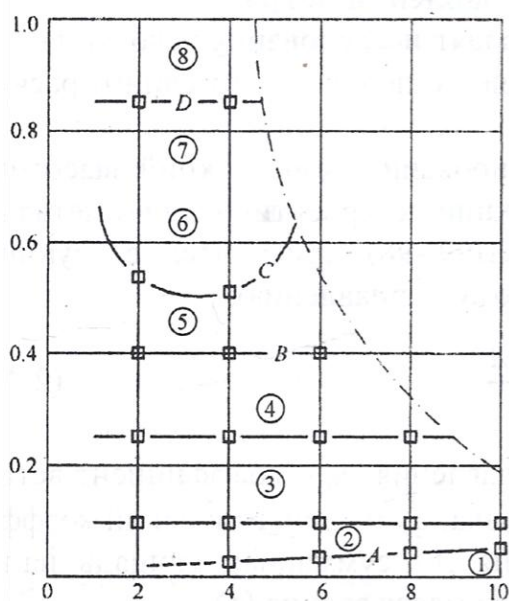
T_{lim} - T_c -ს ზღვრული მნიშვნელობაა.

V_{cr} და T_{lim} მნიშვნელობები კომფორტულობის სამი დონისათვის მოცემულია ცხრ. 4-ში.

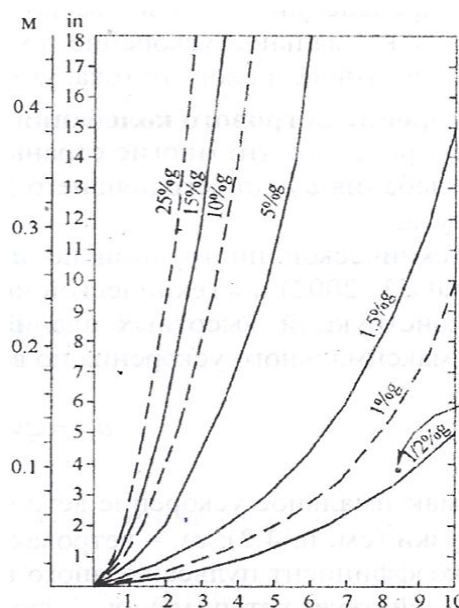
ცხრილი-4.

კომფორტულობის დონე	I	II	III
V_{cr} მ/წმ ²	6	12	20
T_{lim} სთ/წ	1000	50	5

მსოფლიოს სხვადასხვა ქვეყნებში ჩატარებული იქნა მრავალი ექსპერიმენტალური და სამეცნიერო კვლევები კომფორტულობასთან დაკავშირებით, რომელიც ასახული იქნა შესაბამის ნორმატიულ დოკუმენტებსა თუ ტექნიკურ მითითებებში. მაგალითად (JGJ3-2002)- << ტექნიკური ინსტრუქციები მაღლივი შენობების დაპროექტებისათვის >> -ში მოცემულია ადამიანის სასიცხლო ფუნქციებზე აჩქარების რაოდენობრივი გავლენა, რომელიც ასახულია სურ.6-ზე, ხოლო სურ. 7-ზე განსაზღვრულია მაცხოვრებელთა კომფორტულების ზღვრები, სხვადასხვა აჩარებების, ამპლიტუდებისა და რხევითი მოძრაობის პერიოდების მნიშვნელობებისათვის.



სურათი-6



სურათი-7

სადაც:

A-შეგრძნებადობის ზღურბლი.

B-ფსიქოლოგიური ზღურბლი.

C- მოძრაობის ზღურბლი.

D-შენობის ზღვრული დასაშვები რხევა.

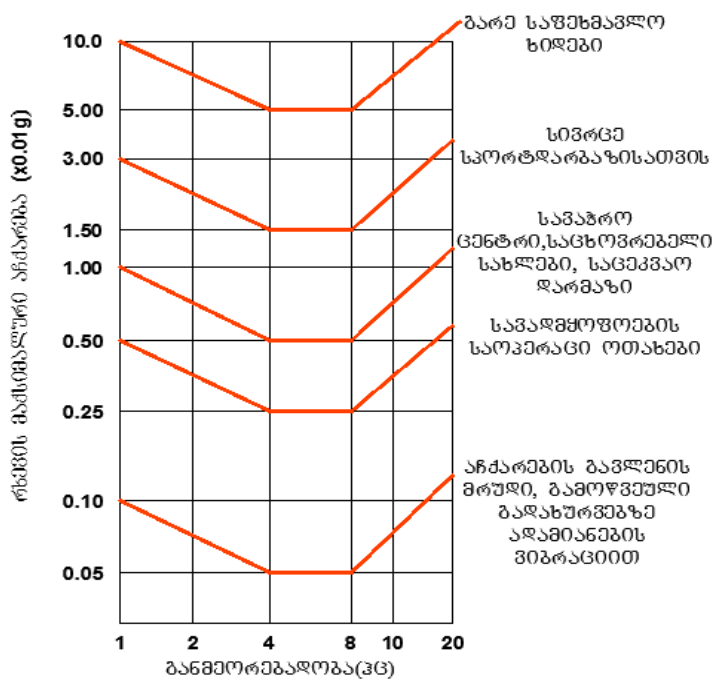
სურათი 8-ზე განსაზღვრულია კომფორტულობის საზღვრები აჩქარების, ამპლიტუდებისა და რხევის პერიოდების სხვადასხვა მნიშვნელობებისათვის. რხევითი მოძრაობისას აჩქარების მნიშვნელობებიდან გამომდინარე, შეიძლება გამოვყოთ ადამიანებზე მათი უარყოფითი მოქმედების რვა დონე. (იხ. ცხრილი-5)

ცხრილი-5.

დონე	აჩქარების მნიშვნელობა(მ/წმ ²)	ადამიანებზე გავლენა
1	< 0,05	შეგრძნებადობის ზღურბლზე
2	0,05-0,10	ჩამოკიდებული საგნების მსუბუქად რხევა
3	0,10-0,25	საგრძნობი რხევა, იწვევს დისკომფორტის შეგრძნებას.
4	0,25-0,4	რხევითი მოძრაობა იწვევს სირთულეს წერისას,
5	0,4-0,5	წონასწორობის დაკარგვა
6	0,5-0,6	ადამიანების უმრავლესობას არ შეუძლიათ მარტო გადაადგილება
7	0,6-0,7	ადამიანის ორგანიზმზე კრიტიკული ზემოქმედება

8	>0,85	საგნების ჩამოვარდნა,დანგრევის წარმოშობის საშიშროება.
---	-------	--

გადახურვის კონსტრუქციების რხევა შესაძლებელია გამოწვეული იქნას ადამიანების მოძრაობით ან მანქანა-დანადგარების მუშაობით. გადახურვის რხევის საკითხები და მათი გავლენა ადამიანებზე საქართველოში ნაკლებად არის შესწავლილი და შესაბამისად ვერ ჰპოვა ასახვა ნორმატიულ დოკუმენტებში, თუმცა ა.შ.შ-სა და იაპონიაში ასეთი ნორმები უკვე არსებობს. მაგალითად ა.შ.შ-ში ATC(გამოყენებითი ტექნოლოგიების საბჭო) [32] 1999წ-ს გამოცემული იქნა დამხმარე სახელმძრვანელო << გადახურვის რხევის შემცირების საკითხები>>. ამ ნაშრომის შეხამებით პროექტირების პრაქტიკულ ამოცანებთან მიიღება ზემოთ მითითებული ზემოქმედების გათვალისწინებისა და რეგულირების საანგარიშო მოდელები. მაგალითად სხვადასხვა გარემოში და რხევის სხვადასხვა სიხშირისას, კომფორტულობა განისაზღვრება რხევის მაქსიმალური აჩქარების მიხედვით, რომელმაც არ უნდა გადააჭარბოს სურ. 8-ზე მოცემულ მნიშვნელობებს.



სურათი-8

ამ ნახაზზე მოცემული გრაფიკის ანალიზის საფუძველზე შესაძლებელია შევადგინოთ ცხრილი-6, გადახურვების რხევის მაქსიმალური აჩქარებებისათვის, რომლის დროსაც დაცული იქნება კომფორტულობის პირობები სხვადასხვა დანიშნულების შენობა-ნაგებობებისათვის.

ცხრილი-6.

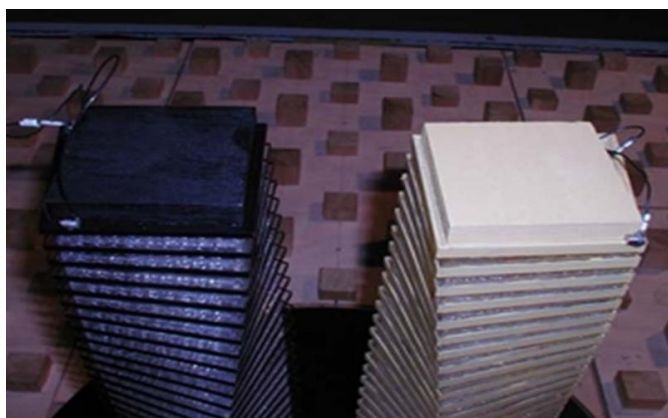
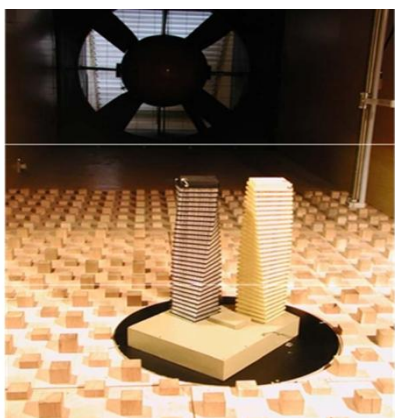
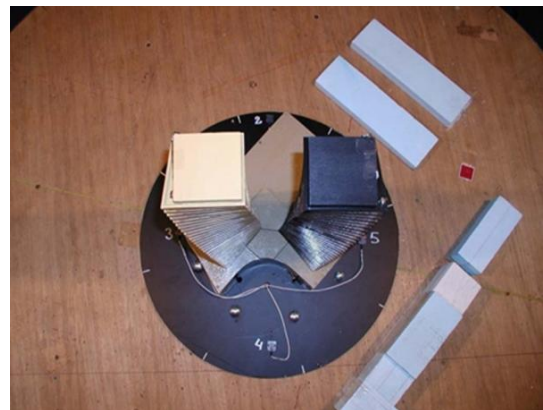
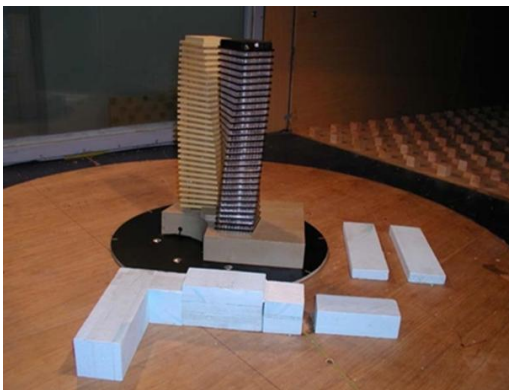
დანიშნულება	მაქსიმალური აჩქარება
სავადმყოფოები	0.0025g
საოფისე სივრცეში	0.005g
სავაჭრო სივრცე, დისკოტეკა, გასასვლელეები	0.015g
გალერეა, საჭაერო გადასასვლელეები	0.05g

მალღივი შენობების დაპროექტებისას დიდი ყურადღება ექცევა მასზე ქარის დატვირთვის დეტალური სურათის განსაზღვრას. რთული ფორმის მალღივი შენობებისათვის და მრავალფუნქციური კომპლექსებისათვის ეს ამოცანა მთლიანი მოცულობით ვერ წყდება თანამედროვე გამოთვლითი ტექნიკის საშუალებით. ამიტომ მსოფლიო პრაქტიკაში მიღებულია ქარის დატვირთვის განსაზღვრა ორ ეტაპად. 1) შეფასებითი ანგარიში და 2) შენობის მაკეტის გამოცდა აეროდინამიურ მილში.

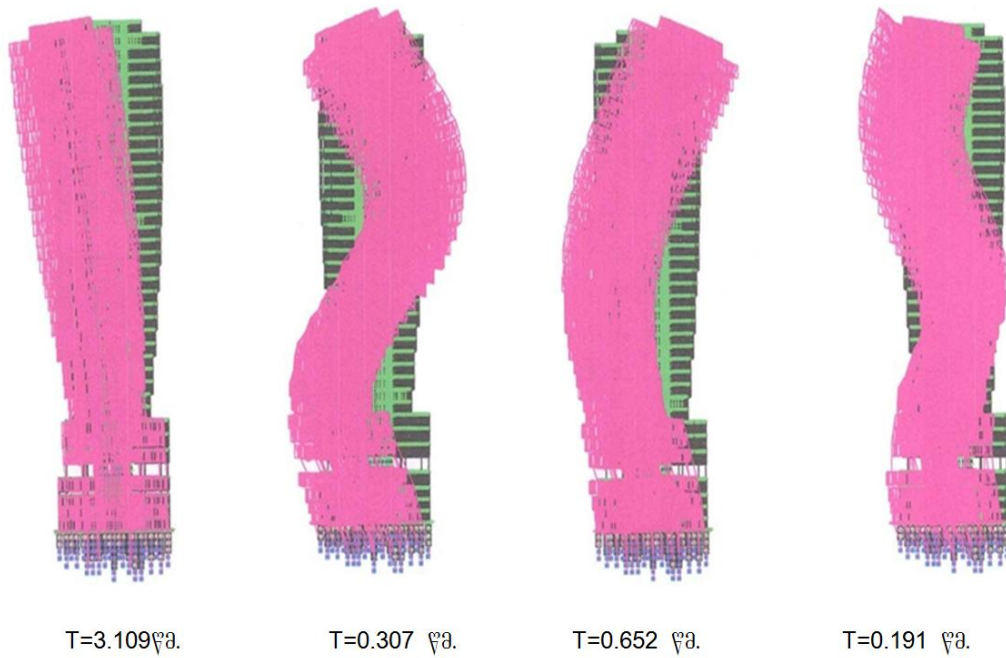
აეროდინამიურ მილში შენობის მაკეტის გამოცდით იკვლევენ ქარის ნაკადის დაწნევას შენობის ფასადზე, აგრეთვე ხდება ქარის პულსაციის გავლენის შეფასება მაცხოვრებელთა კომფორტულობაზე, სავენტილაციო სისტემებზე და შენობის რხევის პარამეტრებზე.

უნდა აღინიშნოს, რომ ეს საკითხები უცხოურ ნორმებში განხილულია საკმარისად დეტალურად. საქართველოში დაპროექტებულ და აშენებულ რამდენიმე შენობაზე მაგალითად „აქსის პალასი“ ჩატარებული იქნა მისი

მაკეტის გამოცდა აეროდინამიურ მილში. თვალსაჩინოებისათვის სურ. 9-ზე მოცემული „აქსის პალასი“ შენობის მაკეტის აეროდინამიურ მილში გამოცდის პროცესი, ხოლო სურ.10-ზე შენობის პერიოდები ქარის დატვირთვის დინამიკური ზემოქმედებისას.



სურათი-9



სურათი-10.

§1.5 სეისმური დატვირთვების გამოთვლა საქართველოში მოქმედი „სეისმომედეგი მშენებლობა“(პნ 01.01.-09)-ის მიხედვით.

სეისმური ზემოქმედება ერთ-ერთი დინამიკური დატვირთვაა, რომელიც ზემოქმედებს შენობა-ნაგებობებზე. სეისმური ეფექტი ფასდება ბალებით, სეისმური სკალის მიხედვით, აჩქარებებში ან სხვა ფიზიკურ სიდიდეებში. შენობა-ნაგებობების დაპროექტებისას გათვალისწინებული უნდა იქნას, სეისმური ზემოქმედება საქართველოს ტერიტორიის სეისმური საშიშროების რუკის მიხედვით, გამოხატული გრუნტის პიკურ აჩქარებებში, (გრუნტის მაქსიმალური ჰორიზონტალური აჩქარება) ან საანგარიშო ბალებში.

შენობის სეისმური რხევის ამოცანის გადაწყვეტა უშუალოდ დაკავშირებულია მათი ხასიათის გარკვევასთან მიწისძვრის დროს ფუძის (გრუნტის) რხევებისას, დროში ძალების, ძაბვებისა და დეფორმაციების ცვლილების კანონის დადგენასა და ამ ფაქტორების მაქსიმალური მნიშვნელობების გამოთვლასთან. ფუძის სეისმური გადაადგილებისას შენობის მასებს გადაეცემათ აჩქარება და ამის გამო წარმოიშობა ინერციული

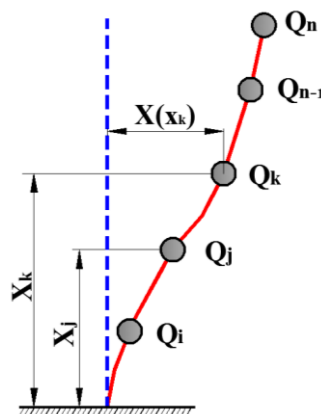
დატვირთვა, რომელიც განიხილება როგორც სეისმური ზეგავლენის ძირითადი ფაქტორი.

შენობებზე სეისმური ზემოქმედების განსაზღვრა სამშენებლო მექანიკის მეთოდებით მოითხოვს განსახილველი ობიექტის წარმოდგენას მეტნაკლებად იდეალიზებული მექანიკური სისტემის სახით, რომელსაც აქვს სრულიად განსაზღვრული ზომები, სტრუქტურა და მექანიკური თვისებები.

სეისმომედეგი პროექტირების პრაქტიკაში დინამიკური საანგარიშო სქემის სახით ფართოდ გამოიყენება კონსოლური, ბრტყელი და სივრცული სისტემები. ამასთან ივარაუდება, რომ სეისმური რხევების ჩანაწერი მიღებულია საძირკვლებისათვის და გაანგარიშება სრულდება ფუძის მოძრაობის შესაბამისი კომპონენტების გათვალისწინებით.

საქართველოში მოქმედი ნორმატიული დოკუმენტების „სეისმომედეგი მშენებლობა“(პნ 01.01.-09)[33] მიხედვით, საანგარიშო დინამიკური მოდელის სახით მიღებულია კონსოლური დერო შეყურსული მასებით (სურ.11), სადაც მოცემული მიმართულებით K - ურ წერტილში მოქმედი, შენობა-ნაგებობების საკუთარი i -ური რხევის ტონის შესაბამისი სეისმური S_{ik} დატვირთვა განისაზღვრება ფორმულით.

$$S_{ik} = K_1 K_2 K_3 S_{oik} \quad (1.5.1)$$



სურათი-11.

სადაც:

K_1 - კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს შენობის დასაშვებ დაზიანებას და კონსტრუქციის უნარს განავითაროს არადრეკადი დეფორმაციები.

K_2 - ითვალისწინებს შენობა-ნაგებობების კონსტრუქციულ გადაწყვეტას.

K_3 - შენობა-ნაგებობების მნიშვნელობის კოეფიციენტი.

S_{0ik} - შენობა-ნაგებობების, როგორც დრეკად-დეფორმირებადი სისტემის საკუთარი რხევის i -ური ტონის შესაბამისი სეისმური დატვირთვა, რომელიც გამოითვლება ფორმულით.

$$S_{0ik} = Q_k A \beta_i K_\psi K_0 \eta_{ik} \quad (1.5.2)$$

სადაც:

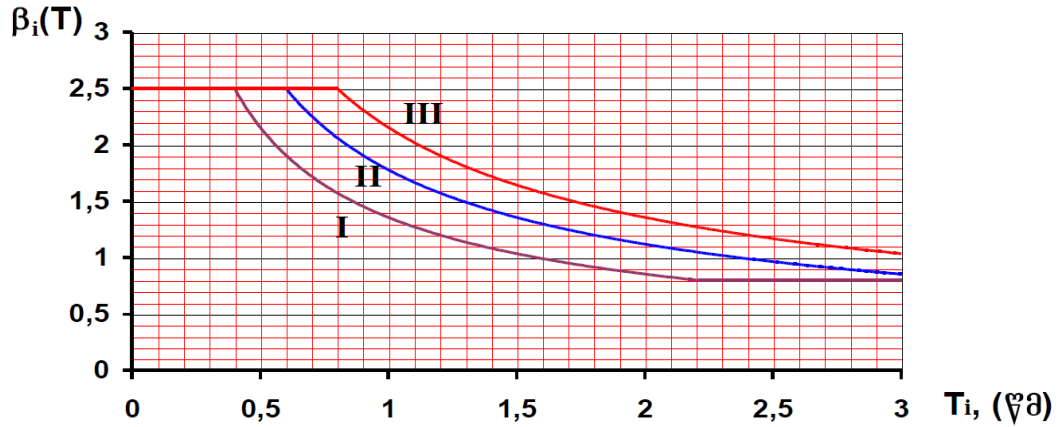
Q_k - შენობა-ნაგებობის K - ურ წერტილში მოსული წონა, რომელიც განისაზღვრება მუდმივი, დროებითი ხანგრძლივი, დროებითი ხანმოკლე დატვირთვების მიხედვით, შესაბამისი 0.9, 0.8, 0.5 თანწყობის კოეფიციენტების გათვალისწინებით.

A - სეისმურობის უგანზომილებო კოეფიციენტი, რომელიც გვიჩვენებს გრუნტის საანგარიშო აჩქარების თანაფარდობას სიმძიმის ძალის აჩქარებასთან.

β_i - შენობის საკუთარი რხევის i -ური ტონის შესაბამისი დინამიკურობის კოეფიციენტი. (სურ.-12)

K_0 - კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს გრუნტის არაწრფივ დეფორმაციებს.

K_ψ - შენობა-ნაგებობების, კონსტრუქციული გადაწყვეტის კოეფიციენტი.



სურათი-12.

η_{ik} -კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია შნობა-ნაგებობების საკუთარი რხევის დროს i -ური ტონის შესაბამისი დეფორმაციის სახეზე და დატვირთვების ადგილმდებარეობაზე.

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X^2(x_j)} \quad (1.5.3)$$

$X_i(x_k)$ და $X_i(x_j)$ - i -ური ტონის რხევის შესაბამისი გადაადგილებებია K წერტილსა და იმ წერტილებში, სადაც საანგარიშო სქემის მიხედვით თავმოყრილია წონები.(სურათი-11).

II თავი

შენობა-ნაგებობათა საანგარიშო დინამიკური მოდელების მოკლე მიმოხილვა მათი ფუძე-გრუნტთან ურთიერთზეგავლენის გათვალისწინებით.

§ 2.1 შენობა-ნაგებობების დინამიკური მოდელები და კონსტრუქციების სივრცითი მუშაობა.

დღეისათვის პრაქტიკაში გამოთვლითი ტექნიკის გამოყენებამ საშუალება მოგვცა დაზუსტებული იქნას მიწისძვრის დროს ნაგებობის

საანგარიშო დინამიკური მოდელები, მათი რეალური მუშაობის გათვალისწინებით. სეისმომედეგობის თეორია მჭიდროდ არის დაკავშირებული ისეთ პრაქტიკულ საკითხებთან, როგორცაა მშენებლობის ტექნიკური დონე, მატერიალურ-ტექნიკური ბაზა[34], სეისმომედეგი მშენებლობის დონე და ა.შ. სეისმომედეგი შენობების დაპროექტების პრაქტიკული და თეორიული ამოცანების გადაწყვეტის სირთულე განპირობებულია ისეთი ფაქტორებით, როგორცაა მაგალითად საწყისი სეისმოლოგიური ინფორმაცია, საამშენებლო მასალების ფიზიკურ-მექანიკური მახასიათებლების მრავალფეროვნება, შენობა-ნაგებობების სხვადასხვაგვარი სტრუქტურა, ზღვრული დამაბულ დეფორმირებული მდგომარეობის არასრული შესწავლა და ა. შ.[35,36]

დღეისათვის დღის წესრიგში დგას სეისმომედეგი შენობების ანგარიშის უფრო ზუსტი საანგარიშო მოდელებისა და მეთოდების შექმნა, მათი სინთეზი კონსტრუქციულ გადაწყვეტებთან, შენობა-ნაგებობების სეისმური დაცვა და მათი გაიაფების გზების ძიება[35,37,38]. ასეთი საკითხების გადაწყვეტა შეუძლებელია ნაგებობის ფიზიკური და აპროქსიმირებული დინამიკური მოდელების შექმნის გარეშე.

ნაგებობათა დინამიკურ გაანგარიშებაში გულისხმობენ ფიზიკური მოდელების შექმნას (ფ.მ.), საანგარიშო დინამიკური მოდელების ფორმირებას(ს.დ.მ.) და მათემატიკური მოდელების შემუშავებას(მ.მ) შემდეგში მათი დეტალური ანალიტიკური და რიცხვითი ანალიზით, რომლებიც სრულდება შენობა-ნაგებობების მზიდი ელემენტების დამაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის განსაზღვრით. ნაგებობათა საანგარიშო დინამიკური მოდელები წარმოადგენს რეალური მოდელის გამარტივებულ იდეალიზებულ სახეს. ობიექტის გამოკვლევა ხდება შემდეგი თანმიმდევრობით-(ფ.მ.) → (ს.დ.მ) → (მ.მ.)

ფიზიკურ საანგარიშო მოდელებში გულისხმობენ ყველა ფიზიკური მოვლენის აღწერას. ნაგებობათა დინამიკაში, როგორც წესი (ფ.მ.) აღწერა არ

ხდება, რადგან იგი უნდა ეყრდნობოდეს ექსპერიმენტალურ მონაცემებს, ჰიპოთეზებს საანგარიშო დინამიკური მოდელების სხვადასხვა პარამეტრებს შორის კავშირს, რომლებიც ნაკლებად არის შესწავლილი ან საერთოდ არ არის. გარდა ამისა ყველა ფიზიკური პროცესის სხვადასხვა პარამეტრებს შორის მათემატიკური დამოკიდებულების ფორმულირება უნდა განხორციელდეს მათი გამარტივების გარეშე. საწყისი იმფორმაციის სიმცირეს, როგორც დინამიკურ სისტემაზე, ასევე მის გამომწვევ ძალებზე, მივყავართ იქამდე, რომ ზუსტი ფიზიკური მოდელის აღწერა მარტივ შემთხვევაშიც კი იმდენად რთულია, რომ იგი პრაქტიკულად არ ექვემდებარება ანალიზს.

იმისათვის, რომ გამოკვლეული იქნას დინამიკური სისტემის ქცევის პროცესი გვიწევს შემოვიტანოთ რიგი გამარტივებები მათემატიკურ დამოკიდებულებებში, ჰიპოთეზებში, გამოვრიცხოთ პროცესის სხვადასხვა პარამეტრებს შორის კავშირი, რომლებიც არსებით გავლენას არ ახდენენ დინამიკურ სისტემაზე. სისტემის ასეთ გამარტივებას მივყავართ ახალი საანგარიშო მოდელის შექმნამდე (ს.დ.მ). საანგარიშო დინამიკური მოდელი წარმოადგენს ფიზიკური მოდელის გამარტივებულ სახეს. გამარტივების ხარისხი დამოკიდებულია გადასაწყვეტი ამოცანის სირთულეზე, ფიზიკური პროცესების ცოდნის დონესთან. საანგარიშო დინამიკური მოდელის შექმნის დროს უნდა მივისწრაფოდეთ მაქსიმალურად გავითვალისწინოთ ის ფიზიკური მოვლენები, რომლის გამოკვლევის საშუალებასაც მოქცევს თანამედროვე მათემატიკა და გამოთვლითი ტექნიკა. საანგარიშო დინამიკური მოდელის მათემატიკური აღწერა გვაძლევს მათემატიკურ მოდელს.

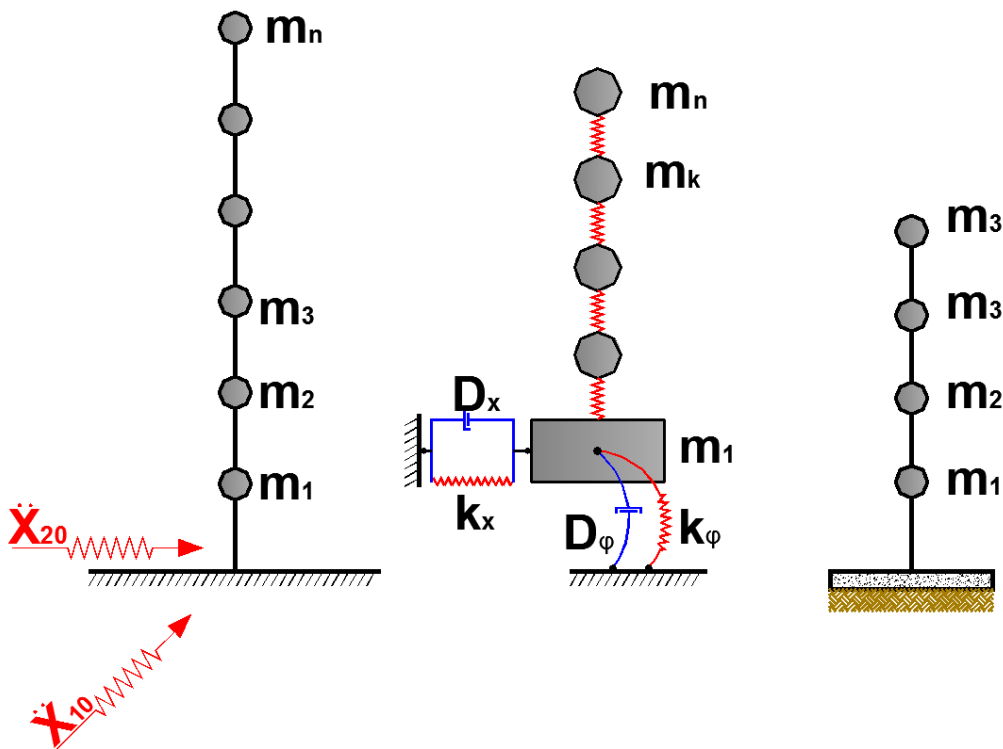
მათემატიკური მოდელი გულისხმობს განტოლებათა სისტემებს, უტოლობებს, ფუნქციონალურ დამოკიდებულებებს სასაზღვრო პირობებსა და სისტემის მოძრაობის პარამეტრებს შორის.

საქართველოში, რუსეთში ა.შ.შ და სხვა ზოგიერთი ქვეყანაში[33, 39, 40, 41, 42, 43, 44] სეისმურ ნორმებში თუ კოდეზში ნაგებობის დინამიკურ საანგარიშო სქემად გამოყენებულია დრეკადი უწონო კონსოლი ღერო შეყურსული მასებით, რომელიც ხისტად არის ჩამაგრებული საძირკველში (გრუნტში) და რომელსაც ორი ურთიერთპერპენდიკულარული მიმართულებით შესაძლებელია მიენიჭოს სეისმური შემფოთება (ნახ.18). უნდა აღინიშნოს, რომ ასეთი მოდელი მოკლებულია შესაძლებლობას აღწეროს სეისმური ზემოქმედების დროს შენობის მუშაობის მრავალი დინამიკური ეფექტები[45, 46, 47, 48, 49], ვერ ასახავს ნაგებობისა და გრუნტის ერთობლივი მუშაობის ფიზიკურ არსს [50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57].

ევროპის VII კონფერენციაზე (საბერძნეთი 1982წ.), რომელიც ეძღვნებოდა სეისმომედეგ მშენებლობას, წარმოდგენილი იყო მრავალი შრომა, რომელიც ეხებოდა სეისმური ზემოქმედების დროს შენობის მოდელირებასა და მის ანგარიშს, აგრეთვე შენობისა და გრუნტის მასივის ურთიერთზეგავლენას.

მაგალითად, ბ. რაიანა და ნ. მუნირუდრაპას (ინდოეთი) მოხსენება ეძღვნებოდა მრავალსართულიანი შენობისა და გრუნტის ურთიერთზეგავლენის ანალიზს. შენობის საანგარიშო სქემად წარმოდგენილი იყო კონსოლური ღერო შეყურსული მასებით, ხოლო გრუნტის მოდელი m_1 მასის სახით (გრუნტის სისქე), რომელიც დაკავშირებულია კლდოვან ქანთან (ნახ-19). როგორც ნახაზიდან ჩანს სეისმური ზემოქმედების დროს (m_1) მასას შეუძლია გადაადგილება როგორც ჰორიზონტალური მიმართულებით ასევე მობრუნება. დემფირება როგორც შენობაში ასევე გრუნტში გათვალისწინებულია ბლანტი წინაღობის ექვივალენტური ჰიპოთეზით. უნდა აღინიშნოს, რომ წარმოდგენილი მოდელი ანალოგიურია (სურ-18) მოცემული მოდელისა, თუმცა შედარებით უკეთ აღწერს შენობისა და გრუნტის ერთობლივი მუშაობის ფიზიკურ არსს[58].

ტ.კობორის და სხვათა (იაპონია) მოხსენებაში ნაგებობის გავლენა ფუძე-გრუნტთან წარმოდგენილი იყო სწორკუთხა ფირფიტის სახით(ნახ.-20), რომელსაც რხევის დროს შეუძლია გადაადგილდეს ფუძეზე და შემობრუნდეს ვერტიკალურ სიბრტყეში, გარდა ამისა შეუძლია ნაწილობრივ დაკარგოს კონტაქტი გრუნტთან[59].



ნახაზი-18

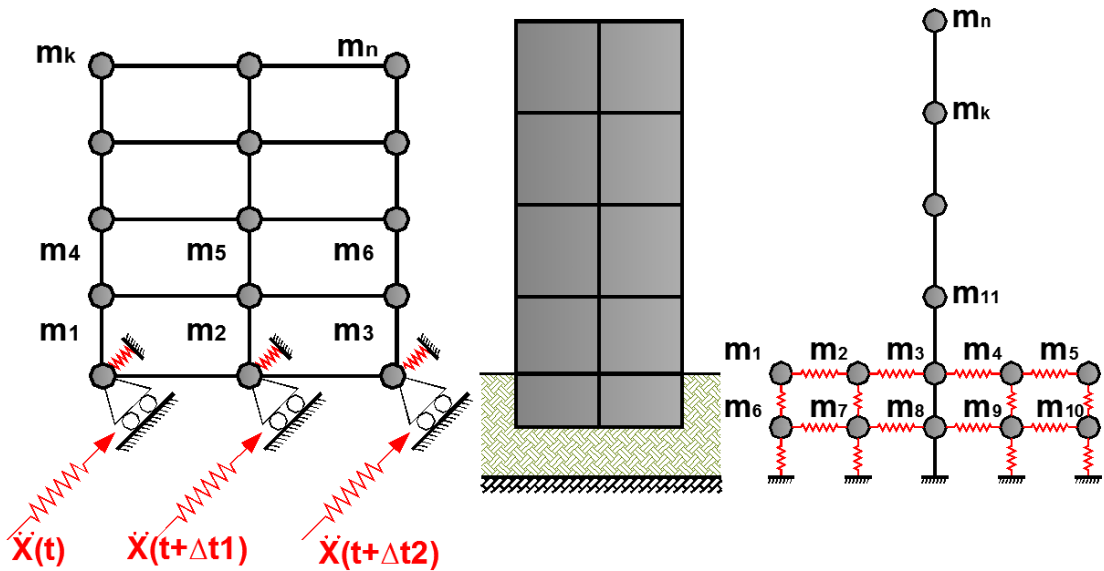
ნახაზი-19

ნახაზი-20

ორმალიანი ჩარჩოსებრი საანგარიშო მოდელი კვანძებში შეყურსული მასებით (ნახ.-21) შემოთავაზებული იქნა ი. ოუენი და მ. ტომასის (თურქეთი) შრომებში, რომელიც წარდგენილი იქნა ევროპის VII კონფერენციაზე[60].

დ. ბირულის შრომებში სასრულ ელემენტთა მეთოდით გამოკვლეული იქნა 5 სართულიანი ხისტი შენობის დინამიკური რეაქცია ფუძე-გრუნტთან ერთობლივი მუშაობის გათვალისწინებით. ნაგებობა დამოდელირდა დეფორმირებადი ფირფიტების გამოყენებით, რომელიც დაყოფილი იყო სასრულ ელემენტებად, კვანძებში მოდებული შეყურსული მასებით (ნახ.-22). ხოლო ფუძე-გრუნტის დამოდელირდა ანალოგიური ფირფიტების

მეშვეობით. სეისმური შემოთავაზების აპროქსიმაცია განხორციელდა 1952წ. კალიფორნიაში მომხდარი მიწისძვრის დაციფრული აქსელოგრამის S69⁰E ამონაჭერის მიხედვით[62,63]. კვლევის შედეგებიდან დადგენილი იქნა, რომ სისტემის გადაადგილებას ძირითადად განსაზღვრავს გრუნტის დინამიკური დეფორმაცია[61].



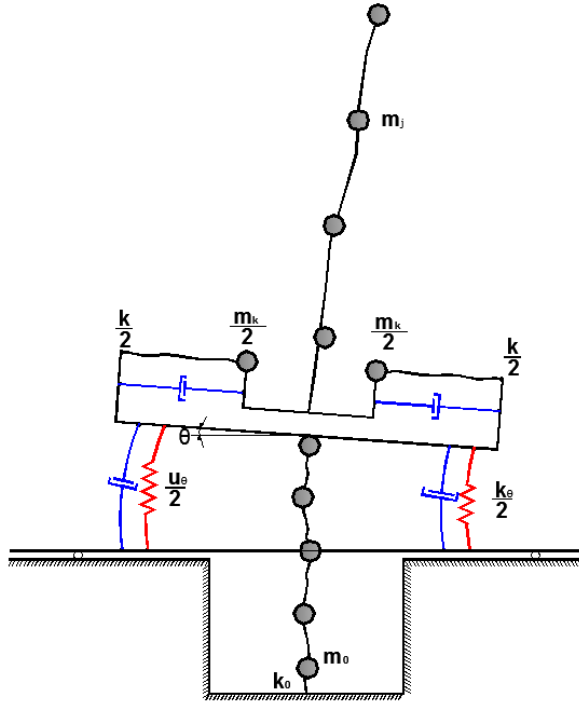
ნახაზი-21

ნახაზი-22

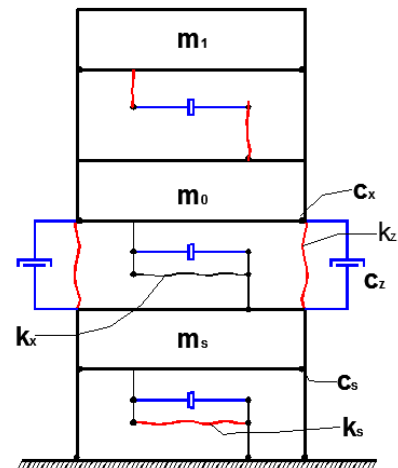
დ. უკლებას მიერ შემოთავაზებული საანგარიშო მოდელი ითვალისწინებს სეისმური ზემოქმედების დროს ნაგებობისა და გრუნტის მასივის ერთობლივ დრეკად-პლასტიკურ დეფორმაციებს (ნახ.-23). ეს მოდელი წარმოადგენს შეყურსულ მასებიანი კონსოლური საანგარიშო სქემის განზოგადებას. თუმცა უნდა იღინიშნოს, რომ ეს საანგარიშო მოდელი საშუალებას იძლევა გარკვეულ წილად გათვალისწინებული იქნას გრუნტის მასივის ჰორიზონტალური გადაადგილება[64].

ყურადღებას იმსახურებს გ. პალამარუ და პ. კოსმულესკუს (რუმინეთი) მოხსენება, რომელშიც სამრეწველო შენობა მოდელირებულია დრეკადი ჩარჩოს სახით. გრუნტის ჰორიზონტალური მოძრაობა გათვალისწინებულია საანგარიშო მოდელში დამატებითი მოძრავი მასის შემოტანით (ნახ.-24). თუმცა შემოთავაზებული საანგარიშო მოდელი

წარმოადგენს პროგრესულს, მაგრამ მასის სიდიდეები ემპირიულია, ხოლო მისი შემოტანის აუცილებლობა საანგარიშო მოდელში მოკლებულია თეორიულ დასაბუთებას[65].



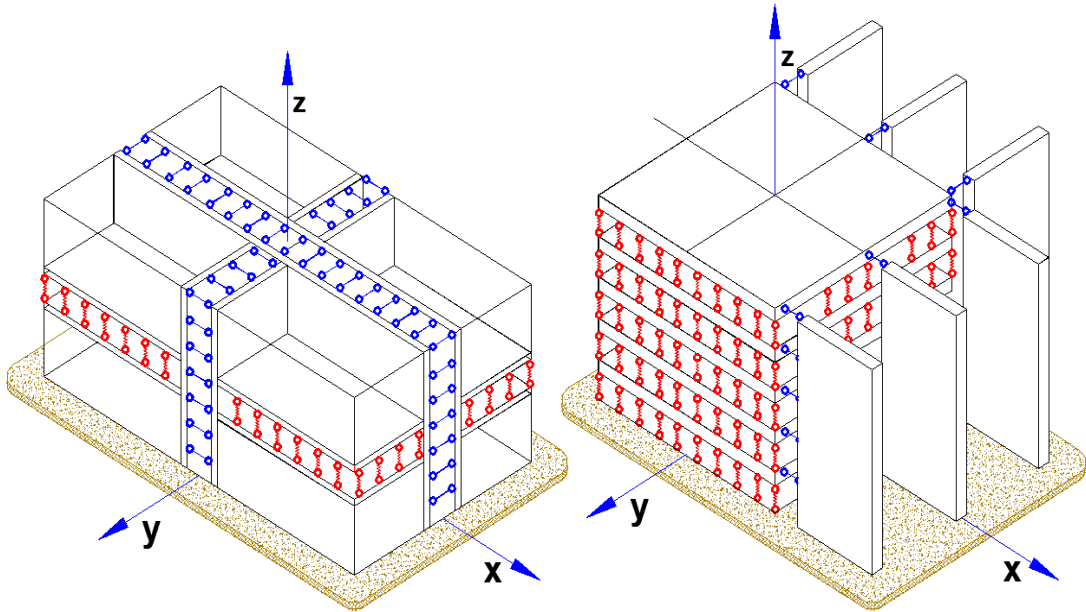
ნახაზი-23



ნახაზი-24

მ. მარჯანიშვილის მიერ დამუშავებული იქნა სამგანზომილებიანი კონტინუალური საანგარიშო მოდელი, რომელიც წარმოდგენილია გრძივი და განივი მიმართულებით ორშრიანი ფირფიტის სახით, რომელიც ერთმანეთთან დაკავშირებულია განივი კავშირებით. ვერტიკალური მიმართულებით საანგარიშო მოდელი მოდელირებულია მრავალშრიანი მემბრანის სახით, რომლებიც წარმოადგენენ გადახურვის დისკოებს (ნახ.-25). მათ შორის კავშირები განხორციელებულია ვერტიკალური დრეკადი საყრდენებით, რომლებიც სვეტის გრძივი სიხისტის იმიტირებას ახდენს. შენობებისათვის, რომელთაც ხისტი გადახურვა გააჩნიათ, საანგარიშო მოდელი მიიღება სივრცითი დისკრეტულკონტინიალური სქემის სახით, რომელიც მიიღება ვერტიკალური ელემენტების გამოტანით შესაბამისი

მიმართულებით (ნახ.-26). მათი შეერთება გადახურვის დისკოსთან განხორციელებულია დამყოლი კავშირების მეშვეობით[66-70].



ნახაზი-25

ნახაზი-26

ა. ველეტოს და სხვათა[71] შრომებში განხილულია სეისმური ზემოქმედების დროს ნაგებობაში გრეხვითი რხევების წარმოქმნის საკითხები და მათი გავლენა მზიდი ელემენტების დამაბულ-დეფორმირებულ მდგომარეობაზე. კვლევა ჩატარებული იქნა ერთსართულიანი კარკასული შენობის მაგალითზე, რომლის გადახურვა წარმოდგენილი იქნა ხისტი ჰორიზონტალური ფირფიტის სახით (ნახ.-27). საანგარიშო მოდელზე სეისმური დატვირთვების აპროქსიმაცია განხორციელდა 1940წ. კალიფორნიაში მომხდარი მიწისძვრის დაციფრული აქსელოგრამების მეშვეობით. სეისმური შეშფოთების განსაზღვრა მისი ორი ჰორიზონტალური კომპონენტის გათვალისწინებით შესრულებულია კ. ნიუმარკის მეთოდით[72, 73, 74].

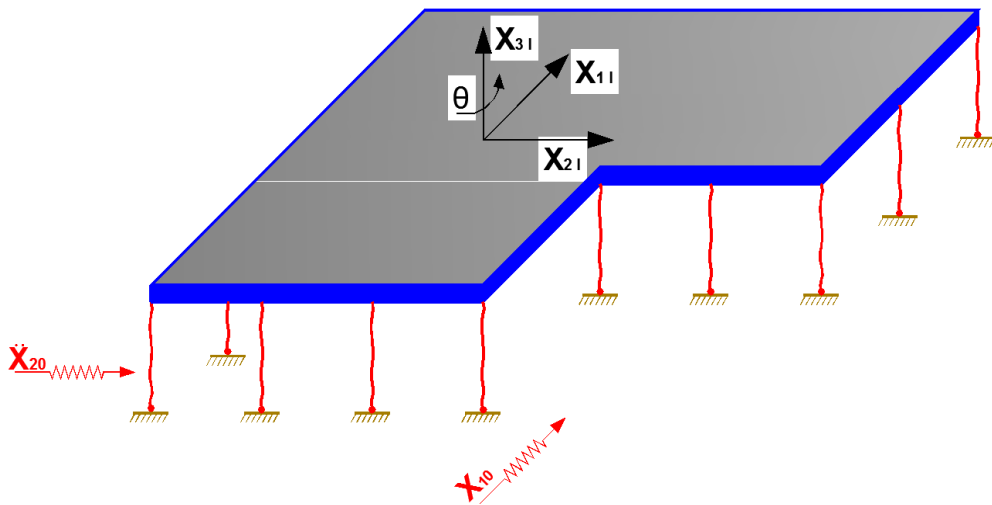
$$\theta(t) = \frac{1}{2c} \left(\frac{\partial x_{10}}{\partial x_2} - \frac{\partial x_{20}}{\partial x_1} \right) \quad (2.1.1)$$

სადაც:

C- სეისმური ტალღის გავრცელების სიჩქარეა.

$x_{10,20}$ -გრუნტის გადაადგილება $X_{1,2}$ მიმართულებით.

ავტორი იძლევა რეკომენდაციას, რომ მოცემული შრომის შედეგები შესაძლებელია გამოყენებული იქნას მრავალსართულიანი შენობებისათვისაც.



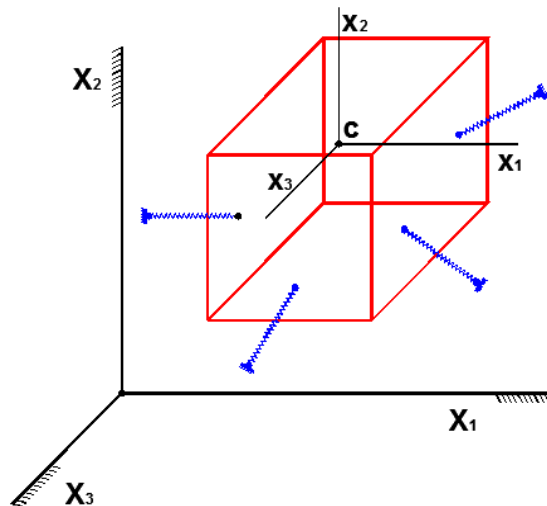
ნახაზი -27

ავტორის მიერ, სიმეტრიული შენობების სეისმური ზემოქმედებაზე გაანგარიშებისას, გრეხვის განსაზღვრისათვის 3. ნიუმარკის (2.1.1) განტოლება შეცვლილი იქნა შემდეგი განტოლებით.

$$\theta(t) = \frac{1}{c} \frac{\partial x_{10}}{\partial x_2} = \frac{\dot{X}_{10}}{C} \quad (2.1.2)$$

მის მიერვე იქნა დადგენილი, რომ სიმეტრიულ შენობებში მაქსიმალური ექსცენტრისიტეტი სეისმური ზემოქმედებისას დაახლოებით შეადგენს გეგმაში ნაგებობაზე მოცემული მიმართულებით მოქმედი სეისმური ძალის მართობული ზომის 5%-ს.

საანგარიშო მოდელების შექმნის ხარისხობრივად ახალ ნაბიჯს წარმოადგენს ნ. ნიკოლაენკო და ი. ნაზაროვის შრომები, რომელშიც საანგარიშო მოდელის საფუძვლად მიღებული იქნა მყარი ტანი ექვსი თავისუფლების ხარისხით (ნახ.-28). გაანგარიშებისადმი ასეთი მიდგომა საშუალებას გვაძლევს ერთიანი პოზიციით ავღწეროთ გადატანითი და გრეხვითი რხევები. აგრეთვე ხელმისაწვდომი გახადა მრავალი დინამიკური ეფექტის აღწერა შენობის სივრცითი მუშაობის დროს. თუ დავეყრდნობით მოცემულ საანგარიშო მოდელს ერთმნიშვნელოვნად შეიძლება განისაზღვროს შენობის მოძრაობა, როგორც ფუძე-გრუნტის გათვალისწინებით, ასევე მის გარეშე[46, 47, 48, 49].



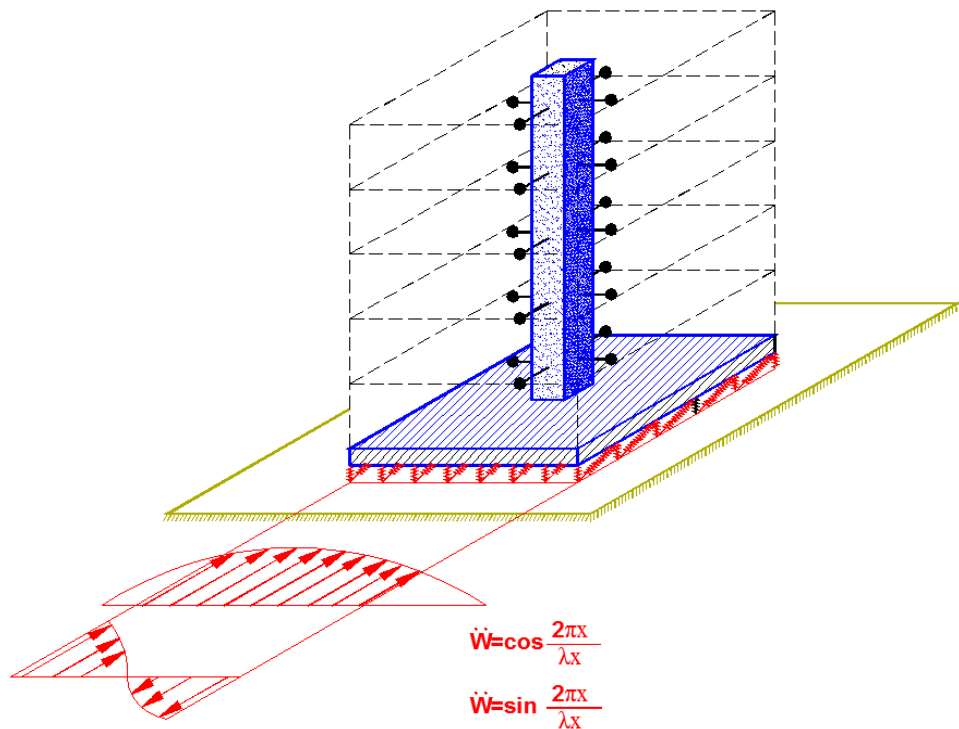
ნახაზი-28

მ. მარჯანიშვილმა და გ. ჯინჭველეიშვილმა კომპიუტრული ტიპის ნაგებობის გაანგარიშების მაგალითზე განიხილეს გრეხვით-გადატანითი რხევის ამოცანა სეისმური ზემოქმედებისას. ნაგებობის საძირკვლის ტიპი მიიღეს ხისტი ფილის სახით, რომელიც დაყრდნობილია დრეკად ფუძეზე (ნახ.-29). სეისმური ზემოქმედების განაწილება მოცემულია სინუსოიდალური ტალღების სახით. მათ მიერვე იქნა დადგენილი რომ, თუ ტალღის თხემი ემთხვევა შენობის სიხისტის ცენტრზე მასში ვითარდება გადატანითი

რხევები, ხოლო თუ ტალღის გადატეხვის წერტილი დაემთხვევა შენობის სიხისტის ცენტრს მასში განვითარდება გრეხვითი რხევები[67, 68].

ნაგებობათა სივრცითი მუშაობას იკვლევდნენ ა. ბერაია, ვ. ეგუპოვი, ტ. კომანდრინა, მ. მარჯანიშვილი, ი. ნაზაროვი, ნ. ნიკოლაენკო, ა. საპოჟნიკოვი და სხვა.

შენობისა და ფუძე-გრუნტის ურთიერთზეგავლენის საკითხის სხვადასხვა მხარეებს გაშუქებული იქნა დ. ბარკანი, დ. ბირული, ბ. კარაპეტიანი, ა. კაც, ბ. კორენევი, ა. ნაზაროვი, შ. ნაფეტვარიძე, ნ. პავლიუკი, ნ. სნიტკო, მ. ურაზბაევი, დ. ხაუზნერი და სხვათა მიერ.



ნახაზი-29

შენობისა და ფუძის ურთიერთზეგავლენის გათვალისწინება სეისმური ზემოქმედების დროს ძირითადად ხორციელდება გრუნტის სიხისტის კოეფიციენტების დანიშვნით ჰორიზონტალური და ვერტიკალური მიმართულებით და აგრეთვე მობრუნების შემთხვევაში.

როგორც ცნობილია ფუძის ანგარიშის მეთოდები დამყარებულია დრეკადობის თეორიასა და ფხვიერი ტანის თეორიაზე, რომლის განვითარებაზეც დიდი გავლენა მოახდინეს ისეთი მეცნიერების ნაშრომებმა როგორცაა ნ. გერსევანოვი, ნ. ციტოვიჩი, ნ. მასლოვი, ვ. ფლორინი, ნ. გორბუნოვ-პოსადოვი, ბ. ჟემოჩკინი, ა. ცინიციანი, კ. ეგოროვი, მ. გოლდშტეინი, მ. მასლოვი, ი. ზარეცკო, ვ. ილიჩოვი, ა. სარგსიანი და სხვები.

გრუნტების მექანიკის ერთ-ერთ უმნიშვნელოვანეს საკითხს, რომელთაც მრავალი მეცნიერული კვლევები აქვს მიძღვნილი წარმოადგენს ა) დრეკადობის თეორიის გამოყენება ფუძეების ანგარიშისას. ბ) კუმშვადი გრუნტებისა და ნაგებობათა ერთობლივი მუშაობის გამოკვლევა.

სეიშმური ზემოქმედების მოდელირების განვითარებაში დიდი წვლილი მიუძღვით ისეთი მეცნიერების შრომებს როგორცაა: ი. აიზენბერგი, ა. აშრაბოვი, მ. ბარშტეინი, კ. ზავრიევი, ი. კორჩინცკი, ს. მედვედევი, ა. ნაზაროვი, ი. ნაზაროვი, ნ. ნიკოლაენკო, ნ. ნიუმარკი, ე. როზენბლუეტა, ც. პოლიაკოვი და სხვები.

გრუნტის სეისმური მოძრაობის თავდაპირველი მოდელები წარმოდგენილი იყო დეტერმინირებული პერიოდული პროცესის სახით. მისი მოძრაობის არარეგულირებამ განსაზღვრა დეტერმინირებული მოდელებიდან გრუნტის სეისმური მოძრაობის, როგორც შემთხვევითი პროცესის მოდელებზე გადასვლა, რამაც სეისმომედეგობის განვითარებაზე არსებითი გავლენა მოახდინა და შესაძლებელი გახდა სეისმური ზემოქმედების მოდელირება მნიშვნელოვნად მიახლოებულიყო რეალურად არსებულ პროცესთან. მიწისძვრის დროს გრუნტის მოძრაობის მოდელირება, როგორც შემთხვევითი სტაციონალური ან არასტაციონალური პროცესის სახით, გამოიყენებოდა როგორც ქართველი ასევე უცხოელი მეცნიერების მიერ.

ნ. ნიკოლაენკო და ი. ნაზაროვის მიერ სეისმური ზემოქმედება წარმოდგენილი იქნა, სამკომპონენტური ვექტორის სახით, (გადატანითი გადაადგილება და მობრუნება). სადაც ყველა კომპონენტი წარმოდგენილია, როგორც შემთხვევით პროცესი [75,76].

წარმატებით ვითარდება შენობა-ნაგებობებზე მიწისძვრის ეფექტების შეფასება ალბათური მეთოდების გამოყენებით. ამ მიმართულებით კვლევებს ატარებდნენ და ატარებენ: პ. ამიანი, ი. აიზენბერგი, მ. ბარშტეინი, ვ. ბოლოტინი, ი. გოლდენბლატი, ს. დარბინიანი, ვ. ბარდავაძე, ა. ჟაროვი, ა. ნაზაროვი, ნ. ნიკოლაენკო, ე. პაკი, ც. ულიანოვი და სხვები.

ბოლო დროს მრავალი მეცნიერის მიერ არის მცდელობები ნაგებობის სივრცითი მუშაობის დროს ერთიანობაში იქნას გათვალისწინებული მათი შემადგენელი ცალკეული ელემენტების მუშაობა. მაგალითად ვ. ეგუპოვი და ტ. კომანდრინის საერთო კვლევებში შენობა-ნაგებობების სივრცითი საანგარიშო მოდელის საფუძველზე დამუშავებულია თეორია, რომელიც გამოიყენება შენობა-ნაგებობებისათვის ქარისა და სეისმურ ზემოქმედებაზე გაანგარიშების პრაქტიკული მაგალითებისათვის[77].

ნ. ნიკოლაენკო და ი. ნაზაროვის შრომაში საანგარიშო სქემად გამოყენებულია სივრცითი სისტემა სასრული რაოდენობის შეყურსული მასებით. მასები ერთმანეთთან დაკავშირებულნი არიან დრეკადი და ბლანტი კავშირებით და შეუძლიათ რხევის შესრულება სამი მიმართულებით. უნდა აღინიშნოს, რომ ასეთი მოდელის ანგარიში შეუძლებელია გამოთვლითი მანქანის გამოყენების გარეშე[49].

ნაგებობისა და ფუძის ურთიერთქმედების საკითხი წარმოადგენს ერთ-ერთ ცენტრალურ ამოცანას სეისმომედეგობის საერთო თეორიაში. ამ პრობლემას დიდი ყურადღება ექცევა სეისმომედეგი მშენებლობის სფეროში ჩატარებულ კვლევებსა და დრეკადობის დინამიკური თეორიის კერძო ამოცანების ამოხსნის დროს. დღეისათვის ცნობილია, რომ ურთიერთქმედების მთავარი ეფექტი მდგომარეობს სისტემის რხევის

ძირითადი პერიოდების გაზრდაში, რხევის ბრუნვითი კომპონენტების გამოჩენასა და რაც უფრო მნიშვნელოვანია საძირკვლიდან ტალღების გამოსხივებაში [45].

ამ ამოცანის გადაწყვეტა გეგმაში მცირე გაბარიტიანი ნაგებობებისათვის მოცემულია ვ. ლომბარდო და ვ. ლიახტერის შრომებში. რომლის აზრი მდგომარეობს, სისტემის მოძრაობის ორი კომპოზიციის სახით წარმოდგენაში [78,79].

ნ. ნიკოლაენკო და სხვათა შრომებში განხილულია შენობის სივრცითი მუშაობის საკითხები. შემუშავებულია მეთოდისა, რომელიც დამყარებულია სივრცითი სისტემის ბრტყელ ელემენტებად დანაწევრებაზე. მათი ურთიერთგავლენა დამოდელოდებულია დრეკადი კავშირებით. სეისმური ზემოქმედება გადახურვის კონსტრუქციებზე მოცემულია თანაბრადგანაწილებული დატვირთვის სახით. ასეთი მეთოდის გამოყენება პრაქტიკულად ზუსტ შედეგებს იძლევა ისეთი შენობა-ნაგებობებისათვის, რომელთაც გააჩნიათ მზიდი კონსტრუქციების განაწილების რეგულარული სქემა. შედარებით რთული კონსტრუქციული სისტემის შენობებისათვის საანგარიშო მოდელის სახით მიიღება სივრცითი სისტემა შეყურსული მასებით, რომლისთვისაც საუკუნის განტოლების ამოხსნით განისაზღვრება სისტემის საკუთარი რხევის ფორმები და სიხშირეები [46].

ნაგებობის საანგარიშო სქემა აგრეთვე შესაძლებელია წარმოდგენილი იყოს როგორც ჯვარედინი სისტემა მასების დისკრეტული განაწილებით [80]. სისტემის დამყოლობის მატრიცის განსაზღვრისათვის გამოიყენება გადაადგილებათა მეთოდი, რომელიც საშუალებას იძლევა განაწილებული სისტემა და მასები შესაბამისად დანაწევრებული იქნას უფრო მეტ ელემენტებად და მასებად. სეისმური დატვირთვა განისაზღვრება [81]-ში მოცემული მეთოდით.

[47]-ში განხილულია ნაგებობის სივრცითი მუშაობის სხვა მიდგომები, რომლებიც საშუალებას იძლევა შეფასებული იქნას ნაგებობის სივრცითი მოძრაობის ხასიათი. საანგარიშო მოდელი წარმოდგენილია ერთმანეთთან დრეკადი კავშირებით დაკავშირებული მყარ ტანთა ერთობლიობის სახით. დრეკადი ფუძე შესაძლებელია წარმოდგენილი იქნას სხვადასხვა მოდელების სახით (ვინკლერის ფუძე, ნახევარსივრცე და სხვა.). მოცემულ საანგარიშო მოდელში მყარ ტანთა გადაადგილება და მობრუნება შეზღუდული არ არის და საშუალებას გვაძლევს თვალყური მივადევნოთ ნაგებობის მუშაობას ყველა სტადიაზე, დაწყებული დრეკადი სტადიიდან დამთავრებული მის დანგრევამდე.

§ 2.2 ნაგებობათა სეისმური ანგარიში ფუძე-გრუნტის დამყოლობის გათვალისწინებით.

ნაგებობათა სეისმური ანგარიშის დროს დინამიკური დატვირთვების განსაზღვრისათვის ხშირ შემთხვევაში გვთავაზობენ კონსტრუქციის სუფთა დრეკად მუშაობას, ხოლო მათი ელემენტების ზიდვის უნარს საზღვრავენ ზღვრული წონასწორობის მეთოდით. სეისმური ძალის განსაზღვრის ასეთი მიდგომა მიზეზი ხდება გაუმართლებელი ფინანსური დანახარჯებისა, რომელიც საჭიროა სპეციალური ანტისეისმური ღონისძიებისათვის. ამასთან დაკავშირებით საჭიროა გათვალისწინებული იქნას ისეთი ფაქტორები, რომლებიც გამოავლენენ ნაგებობის სიმტკიცის რეალურ მარაგებს. მოცემულ შემთხვევაში ასეთი ფაქტორები შეიძლება იყოს: ნაგებობის ფუძის დამყოლობა, კონსტრუქციების დრეკად-პლასტიკური თვისებები და მათი გავლენა ლოკალურ დაზიანებებზე.

სეისმური ზემოქმედების დროს ნაგებობა ირხევა ფუძე-გრუნტთან ერთად, ამიტომ აუცილებელია ნაგებობა განხილული იქნას არა როგორც ცალკე კონსტრუქცია, არამედ როგორც სისტემა „ნაგებობა-გრუნტი“. ამ ამოცანის გადაწყვეტისას გვხვდება ორი ძირითადი პრობლემა.

პირველი- ფუძის გავლენა შენობის სეისმური რხევის ინტენსივობაზე, რომელიც დამოკიდებულია შენობის დინამიკურ მახასიათებლებზე, გრუნტის გეოლოგიურ აგებულებაზე და მასში შემავალი ქანების ფიზიკურ-მექანიკური მახასიათებლების მნიშვნელობაზე. ეს პრობლემა სახელწოდებულია როგორც ნაგებობის დინამიკური ურთიერთზეგავლენა ფუძესთან და წარმოადგენს ერთ-ერთ უმნიშვნელოვანეს საკითხს სეისმომდეგობის თეორიაში [82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89].გავლენა

მეორე- ფუძე-გრუნტის ზიდვის უნარისა და დეფორმაციების შეფასება ვერტიკალური და სეისმური დატვირთვების დროს.

ნაგებობაზე გრუნტის გავლენის საანგარიშო დინამიკური მახასიათებლების გამოთვლის სირთულე, განსაკუთრებით არაკლდოვანი ქანებისათვის განპირობებულია გრუნტის არაწრფივობით. პრობლემა რთულდება იმითაც, რომ სეისმური ზემოქმედების დროს გრუნტში წარმოიქმნება სამღერძა დაძაბული მდგომარეობა. თუმცა დღეისათვის არსებობს გრუნტის საანგარიშო დინამიკური მოდელები, რომლებიც ითვალისწინებენ ამ ფაქტორებს, მაგრამ საპროექტო საქმეში ისინი იშვიათად გამოიყენება. ეს გარემოება განპირობებულია იმით, რომ ზუსტი და ამავე დროს რთული და შრომატევადი ანალიზის მეთოდების გამოყენება მიზანშეწონილი არ არის იმ პირობებში, როდესაც საწყისი ინფორმაცია (ფუძის გეოლოგიური აგებულება, გრუნტის ფიზიკურ-მექანიკური მახასიათებლები, სეისმური ზემოქმედება და ა.შ.) მოცემულია მიახლოებით.

როგორც წესი, ნაგებობის სეისმური ანგარიშის დროს გრუნტი მოდელირდება, როგორც წრფივი ბლანტი-დრეკადი ტანი. ამიტომ ფაქტიური არაწრფივობის გასათვალისწინებლად გამოიყენება ვერტიკალური და სეისმური დატვირთვის დროს მათში აღძრული ძაბვების გასაშუალებელი მნიშვნელობების შესაბამისი მექანიკური მახასიათებლები. გრუნტის საანგარიშო დინამიკურ მახასიათებლებს წარმოადგენს: მისი

სიმკვრივე ρ კგ/მ³, დეფორმაციის მოდული E პა, ძვრის მოდული G პა ,
 პუასონის კოეფიციენტი μ , გრუნტში ენერჯის დისიპაციის კოეფიციენტი ξ
 . მე 7-ცხრილში მოცემულია სხვადასხვა სახის გრუნტებისათვის
 საინჟინრო-გეოლოგიური მახასიათებლები[90].

ცხრილი-7.

სრუნტის სახეობა	სიმკვრივე ρ ტ/მ ³	დრეკადი ტალღების გავრცელების სიჩქარე კმ/წმ.		დეფორმაციის მოდული $E \times 10^{-2}$ მპა.
		გრძივი V_p	განივი V_s	
რბილი გრუნტები				
ნაყარი ფხვიერი გრუნტები (ქვიშა, ქვიშნარი, თიხნარი და აშ.)	1.40-1.70	0.1-0.3	0.07-0.15	≈0.1
ხრეშოვან-ქვიშოვანი გრუნტები, ქვიშოვანი გრუნტები ნაკლებად ტენიანი (მშრალი), ქვიშოვანი გრუნტები საშუალოდ ტენიანი .	1.60-1.90	0.2-0.5	0.10-0.25	0.05-1.3
	1.40-1.70	0.15-0.9	0.13-0.50	
	1.60-1.90	0.25-1.3	0.16-0.60	
ქვიშოვანი გრუნტები წყალგაჯერებული.	1.70-2.20	0.3-1.6	0.20-0.80	0.03-1.0
ქვიშნარი	1.60-2.00	0.3-1.2	0.12-0.60	0.05-1.3
თიხნარი	1.60-2.10	0.3-1.4	0.14-0.70	0.05-1.2

თიხოვანი გრუნტები ტენიანი პლასტიკური.	1.70-2.20	0.5-2.8	0.13-1.20	0.05-2.0
თიხოვანი გრუნტები მკვრივი, ნახევრადმყარი, მკვრივი.	1.90-2.60	2.0-3.5	1.10-2.00	
ლიოსისებრი გრუნტები	1.30-1.60	0.38-0.4	0.13-0.14	0.05-1.0
კლდოვანი და ნახევრადკლდოვანი ქანები				
მერგელი	1.80-2.60	1.4-3.5	0.8-2.0	
ქვიშა ფხვიერი	1.80-2.20	1.5-2.5	0.8-1.7	
ქვიშა მკვრივი	2.00-2.60	2.0-4.3	1.1-2.5	
ქვიშა ძლიერ გამოფიტული	1.70-2.20 2.00-3.00	1.0-3.0 3.0-6.5	0.6-1.8 1.5-3.7	
კირქვა მტკიცე	2.00-2.80	2.0-5.0	1.2-3.0	
თიხოვანი ფიქალი	2.40-3.00	3.0-5.0	1.7-3.0	
ვულკანური და მეტამორფული ქანები (გრანიტი, გნაისი, ბაზალტი, დიაბაზი) დაბზარული	2.70-3.30	4.0-6.5	2.7-4.3	
ვულკანური და მეტამორფული ქანები არადაბზარული (გრანიტი, გნაისი სა აშ.)				

[91]-ში განხილულია მყარი ტანის (შტამპი) რხევის ამოცანა დრეკად ნახევარსივრცეზე. ვერტიკალური რხევის დროს (ნახ.-30ა) შტამპზე გრუნტის გავლენა გათვალისწინებული იქნა მიერთებული მასის სახით სიხისტის ზამბარისა და დემფერის გათვალისწინებით (ნახ.-30ბ). აღსანიშნავია ის ფაქტიც, რომ სხვადასხვა სახის გრუნტებისათვის, მათი შესაბამისი პუასონის კოეფიციენტის მნიშვნელობიდან გამომდინარე შესაძლებელია მიერთებული მასა არ იქნას გათვალისწინებული და გრუნტის გავლენა გამოიხატოს მხოლოდ სიხისტის ზამბარისა და

დემფერის საშუალებით (ნახ.-30გ). ანალოგიურად შეიძლება განისაზღვროს გრუნტის გავლენა სხვადასხვა მიმართულებით რხევის დროს.

ს. შულმანი და ბ. კაუფმანის მიერ კონსერვატიული ასცილიატორის რხევის მაგალითზე, რომელიც ეყრდნობა დრეკად ნახევარსიბრტყეს, განხილული აქვთ დრეკადი სისტემის რხევის ამოცანა, გრუნტის გავლენის გათვალისწინებით. სადაც კლდოვანი (ხისტი) გრუნტებისათვის (ნახ.-30დ) ასცილატორის თავისუფალი რხევა შეიძლება დაიწეროს შემდეგი განტოლებით[88].

$$\ddot{x} + \omega^2 x = 0 \quad (2.2.1)$$

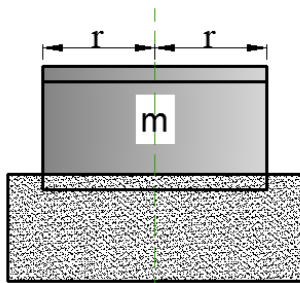
სადაც: ω საკუთარი წრიული სიხშირეა.

გრუნტის ინერციულობისა და დრეკადობის გათვალისწინებით განტოლება (2.2.1) მიიღებს შემდეგ სახეს:

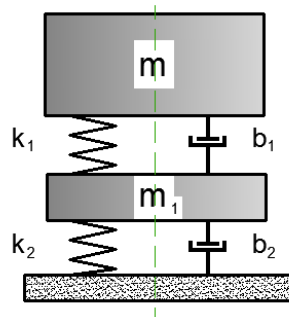
$$\ddot{x} + \lambda \dot{x} + \omega_1^2 x = 0 \quad (2.2.2)$$

სადაც: $\omega_1^2 = \omega^2 - \lambda$

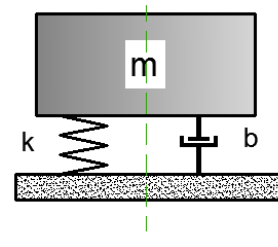
ამრიგად გრუნტის გავლენა გამოიხატა, სისტემიდან ენერჯის გაბნევით და განტოლებაში გაჩნდა დისიპაციური წევრი, ანუ კონსერვატიული სისტემა გადაიქცა არაკონსერვატიულად (ნახ.-30ე) და მეორე, შემცირდა მისი საკუთარი რხევის სიხშირე.



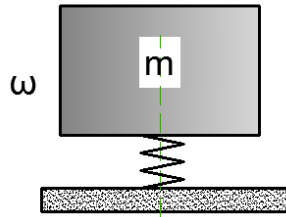
ნახაზი-30ა.



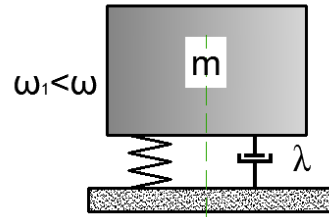
ნახაზი-30ბ.



ნახაზი-30გ.



ნახაზი-30დ.



ნახაზი-30ე.

როგორც ცნობილია გრუნტის ნაგებობაზე გავლენა მოდელირდება საძირკველზე მიერთებული ექვსი ზამბარის მეშვეობით, რომელიც გამოხატავს გრუნტის სიხისტეს გადატანითი და კუთხური გადაადგილების დროს და შესაბამისად ექვსი დემფერის მეშვეობით[92]. მათი პარამეტრების განსაზღვრა ხორციელდება დრეკად ნახევარსივრცეზე ხისტი შტამპის რხევის ამოცანის გადაწყვეტით, წარმოადგენს კომპლექსური ფუნქციას. მასში შემავალი ნამდვილი წევრი გრუნტის ექვივალენტური სიხისტეა, ხოლო წარმოსახვითი ნაწილი წარმოადგენს ენერგიის გაბნევას. წრიული და მართკუთხა ფორმის საძირკვლებისათვის გრუნტის სიხისტისა და ენერგიის გაბნევის ექვივალენტური მახასიათებლები[92]-ის მიხედვით მოცემულია ცხრილი-8;9-ში.

ცხრილი-8.

რხევის მიმართულება	მრგვალი საძირკვლებისათვის	
	ექვივალენტური სიხისტე	ექვივალენტური ჩაქრობა
ჰორიზონტალური	$K_x = \frac{32(1-\nu)GR}{7-8\nu}, \text{ნ/მ}$	$b_x = 0.576 K_x R \sqrt{\frac{\rho}{G}}, \text{ნს/მ}$
ვერტიკალური	$K_z = \frac{4GR}{1-\nu}, \text{ნ/მ}$	$b_z = 0.85 K_z R \sqrt{\frac{\rho}{G}}, \text{ნს/მ}$
რხევა ვერტიკალურ სიბრტყეში	$K_\phi = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)}, \text{ნმ}$	$b_\phi = \frac{0.30}{1+B_\phi} K_\phi R \sqrt{\frac{\rho}{G}}, \text{ნმს}$

მობრუნება ჰორიზონტალურ სიბრტყეში	$K_{\psi} = \frac{16}{3} GR^3, \text{ნმ}$	$b_{\psi} = \frac{1}{1+B_{\psi}} \sqrt{K_{\psi} I_{\psi}} \text{ნმს}$
--	---	---

აღნიშვნები: $B_{\phi} = \frac{3(1-\nu)I_{om}}{8\rho R^5}; \quad B_{\psi} = \frac{2I_{\psi m}}{\rho R^5};$

R - სამირკვლის რადიუსი მ.

I_{om} - ნაგებობის ინერციის მომენტი ჰორიზონტალური ღერძის მიმართ, რომელიც გადის ფუძის ცენტრში კვ.მ².

$I_{\psi m}$ - ნაგებობის პოლარული მომენტი ვერტიკალური ღერძის მიმართ კვ.მ².

ცხრილი-9.

რხევის მიმართულება	მართკუთხა სამირკვლებისათვის	
	ექვივალენტური სიხისტე	ექვივალენტური ჩაქრობა
ჰორიზონტალური	$K_x = \frac{32(1-\nu)GR}{7-8\nu}, \text{ნ/მ}$	როგორც მრგვალი სამირკვლებისათვის
ვერტიკალური	$K_z = \frac{4GR}{1-\nu}, \text{ნ/მ}$	რადიუსით $R = \sqrt{BL/\pi}$
რხევა ვერტიკალურ სიბრტყეში	$K_{\phi} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)}, \text{ნმ}$	იგივე, რადიუსით $R = \sqrt[4]{BL^3/(3\pi)}$
მობრუნება ჰორიზონტალურ სიბრტყეში	როგორც მრგვალი სამირკვლებისათვის რადიუსით $R = \sqrt[4]{BL(B^2 + L^2)/(6\pi)}$	

აღნიშვნები:

B - საძირკვლის სიგანე, ჰორიზონტალური სეისმური ძალის მოქმედების მართობულად, მ.

L - საძირკვლის სიგრძე, ჰორიზონტალური სეისმური ძალის მოქმედების პარალელურად, მ.

$\beta_x, \beta_z, \beta_\varphi$ - კოეფიციენტები, რომელთა მნიშვნელობები დამოკიდებულია B/L თანაფარდობაზე. (ნახ. 31)

მ. გორბუნოვ-პასადოვის[93] მიერ გრუნტის სიხისტის კოეფიციენტების გამოსათვლელად განხილული იქნა დრეკად ფუძეზე ხისტი შტამპის რხევის სტატიკური ამოცანა. რომელთა მნიშვნელობები ახლოსაა ცხრ.-8 და ცხრ.-9-ში მოცემული ფორმულებით გამოთვლილ სიდიდეებთან. კლდოვანი და არაკლდოვანი გრუნტებისათვის სიხისტის კოეფიციენტების მნიშვნელობებს ხშირად საზღვრავენ დ. ბარკანის მიერ შემოთავაზებული მეთოდით[96].

$$K_x = C_x A; K_z = C_z A; K_\varphi = C_\varphi I_0; K_\psi = C_\psi I_\psi; \quad (2.2.3)$$

სადაც:

K_x - სიხისტეა შენობის ჰორიზონტალური გადატანითი გადაადგილების დროს (დრეკადი თანაბარი ძვრისას), ნ/მ.

K_z - სიხისტეა შენობის ვერტიკალური გადატანითი გადაადგილების დროს (დრეკადი თანაბარი კუმშვისას), ნ/მ.

K_φ - კუთხური სიხისტეა შენობის ვერტიკალურ სიბრტყეში რხევისას (დრეკადი არათანაბარი კუმშვისას), ნ.მ.

K_ψ - კუთხური სიხისტეა შენობის ჰორიზონტალურ სიბრტყეში მობრუნებისას (დრეკადი არათანაბარი ძვრისას), ნ.მ.

A - საძირკვლის ფილის ფართობი მ².

I_0 -სადირკვლის ფართის ინერციის მომენტია რხევის ჰორიზონტალური ღერძის მიმართ მ⁴.

I_{ψ} - სადირკვლის ფართის პოლარული ინერციის მომენტია ვერტიკალური ღერძის მიმართ მ⁴.

I_{ψ} - სადირკვლის ფართის პოლარული ინერციის მომენტია ვერტიკალური ღერძის მიმართ მ⁴.

$C_x, C_z, C_{\phi}, C_{\psi}$ - (ნ/მ³) კოეფიციენტებია, რომლებიც დამოკიდებულნი არიან გრუნტის სახეობაზე და სადირკვლის ზომებზე. მაგალითად ამ კოეფიციენტის მნიშვნელობები ერთგვაროვანი გრუნტებისათვის გამოითვლება შემდეგი ფორმულებით.

$$C_z = k_z \frac{E}{(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}}; \quad (2.2.4) \quad C_x = k_x \frac{E}{(1-k_x\nu)(1+\nu)} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}}; \quad (2.2.5)$$

$$C_{\phi} = k_{\phi} \frac{E}{(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}}; \quad (2.2.6) \quad C_{\psi} = 1.5C_x \quad (2.2.7)$$

სადაც: k_x, k_z და k_{ϕ} - ნახ.-31 მოყვანილი კოეფიციენტებია [93, 82, 87].

ნორმატიული დოკუმენტების [94] მიხედვით ფუძის სიხისტეს ითვლიან (2.2.8) ფორმულით, ხოლო მასში შემავალი კოეფიციენტების გამოთვლა ხდება ნახევრად ემპირიული ფორმულით (2.2.9),(2.2.10),(2.2.11).

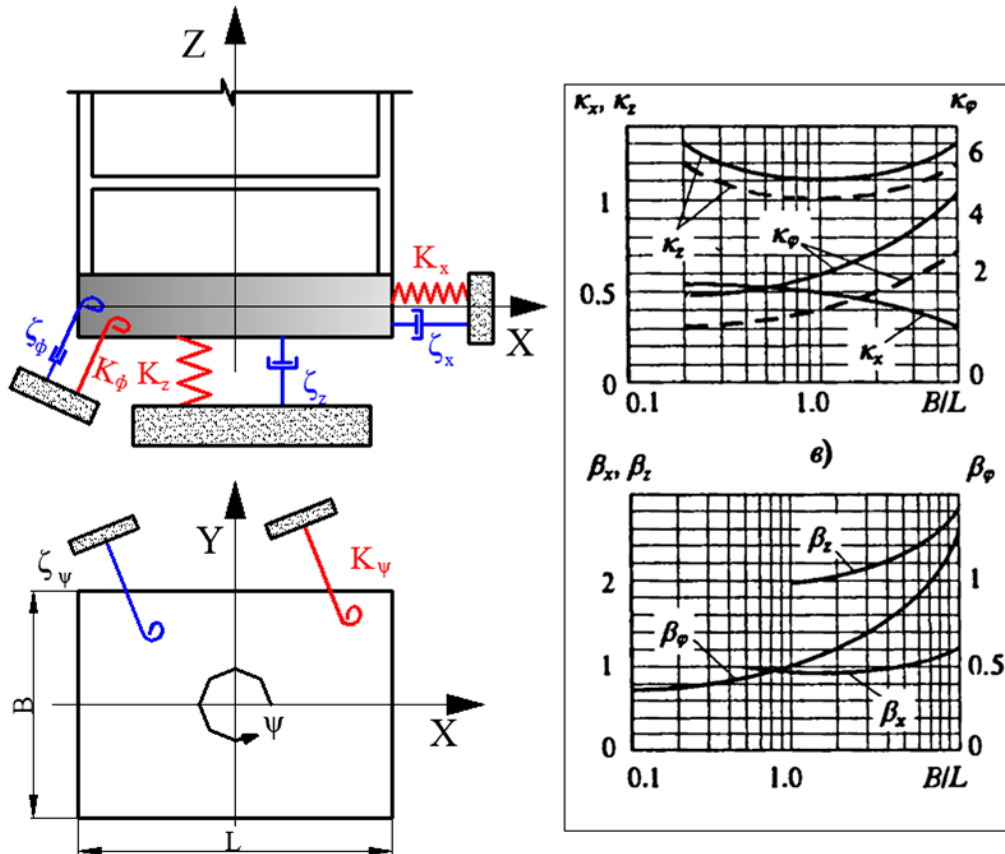
$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}}\right); \quad (2.2.8) \quad C_x = 0.7C_z; \quad (2.2.9)$$

$$C_{\phi} = 2.0C_z; \quad (2.2.10) \quad C_{\psi} = C_z. \quad (2.2.11)$$

სადაც:

b_0 - კოეფიციენტია, მ⁻¹(ქვიშოვანი გრუნტებისათვის $b_0 = 1.0$, ქვიშნარებისა და თიხნარებისათვის $b_0 = 1.2$, ხოლო თიხებისა და მსხვილნატეხოვანი

გრუნტებისათვის $b_0 = 1.5$. E_0 -გრუნტის დეფორმაციის მოდული პა. $A_{10} = 10$ მ²-გრუნტის გამოცდისას ეტალონური შტამპის ფართობია მ². A -სადირკვლის ძირის ფართობია მ².

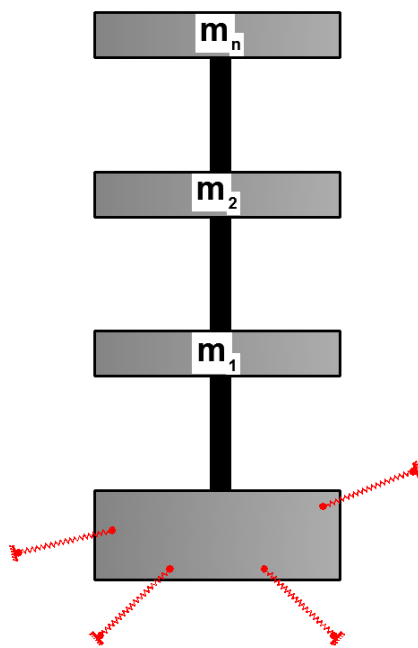


ნახაზი-31

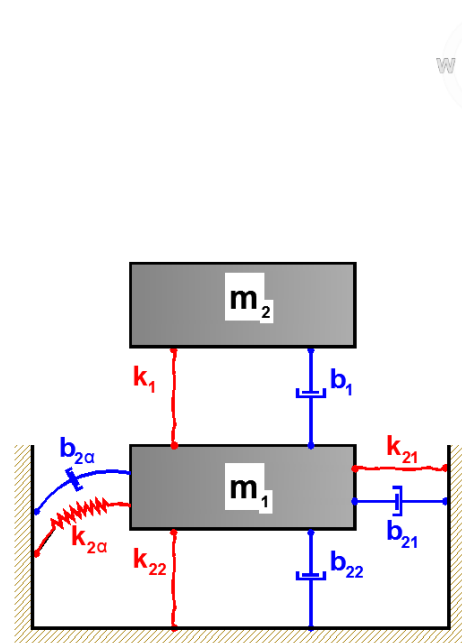
შენობა-ნაგებობების მოდელირებისას გამოიყენება მყარი ტანი ან მყარ ტანთა სისტემა [46,95], რაც გულისხმობს მათი სასრული რაოდენობის ელემენტების ერთობლიობას, რომლებიც ერთმანეთთან დაკავშირებულნი არიან გალონომიური, არაგალონომიური, სტაციონალური ან არასტაციონალური კავშირების საშუალებით. სამოქალაქო და სამრეწველო მშენებლობაში ისეთი ხისტი შენობებისათვის, როგორცაა მაგალითად დაბალსართულიანი მსხვილბლოკური შენობები, აგურის შენობები, რომელთა დინამიკური დეფორმაცია ძირითადად დამოკიდებულია ფუძე-გრუნტის დრეკად თვისებებზე, მიზანშეწონილია მათი საანგარიშო სქემა

მიღებული იქნას 6 თავისუფლების ხარისხის მქონე მყარი ტანის სახით, რომელიც ეყრდნობა დრეკად ფუძეს [101]. (ნახ.- 28)

მოქნილი მრავალსართულიანი შენობებისათვის, როგორცაა მაგალითად კარკასული შენობა, საანგარიშო მოდელი მიღებული უნდა იქნას დრეკადკავშირებიანი მყარ ტანთა ვერტიკალური სისტემის სახით [101] (ნახ. 32). სისტემა ფუძე-გრუნტთან მიერთებულია დრეკადი კავშირებით, რომელთაც გადაეცემა სივრცითი სეისმური ზემოქმედება. სხვადასხვა სახის ნაგებობების საყრდენების გაანგარიშების მოდელი ასევე შესაძლებელია წარმოდგენილი იქნას მყარი ტანისაგან შემდგარი ვერტიკალური სისტემის სახით, რომლებიც ერთმანეთთან დაკავშირდება დრეკადი კავშირების მეშვეობით. ხოლო მყარი ტანის კავშირი გრუნტთან განხორციელდება აგრეთვე დრეკადი კავშირებით, რომლების გამოხატავს საყრდენების მოქნილობასა და გრუნტის დრეკად თვისებებს (ნახ.33).



ნახაზი-32



ნახაზი-33

სივრცეში 6 თავისუფლების ხარისხის მქონე მყარი ტანის მოძრაობა (3 გადაადგილება, 3 მობრუნება) შეიძლება აღწერილი იქნას შემდეგი განტოლებათა სისტემით.[101,46 და სხვა](ნახ.28).

$$m\ddot{X}_{1l} = \sum F_{kx1}; \quad m\ddot{X}_{2l} = \sum F_{kx2}; \quad m\ddot{X}_{3l} = \sum F_{kx3};$$

$$\theta_1 \dot{\omega}_1 + (\theta_3 - \theta_2) \omega_2 \omega_3 = \sum M_{x1}; \quad \theta_2 \dot{\omega}_2 + (\theta_1 - \theta_3) \omega_1 \omega_3 = \sum M_{x2}; \quad (2.2.12)$$

$$\theta_3 \dot{\omega}_3 + (\theta_2 - \theta_1) \omega_1 \omega_2 = \sum M_{x3}$$

სადაც:

m და $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ -მასა და სხეულის ინერციის მთავარი ცენტრალური მომენტებია.

$\sum F_{kx1}, \sum F_{kx2}, \sum F_{kx3}$ და $\sum M_{x1}, \sum M_{x2}, \sum M_{x3}$ -მთავარი ვექტორისა და მთავარი მომენტების გეგმილები შესაბამისად $Ox_1x_2x_3$ ინერციული ღერძებისა და $Cx_1x_2x_3$ ტანის ინერციის მთავარი ღერძების მიმართ.

$\omega_1, \omega_2, \omega_3$ - კუთხური კვაზისიჩქარეები, რომლებიც განისაზღვრება ეილერის კინემატიკური განტოლებებით, სისტემის მობრუნების კუთხეებთან დამოკიდებულებით, მაგალითად კარდანული კუთხეებისათვის:

$$\omega_1 = \dot{\alpha}_1 \cos \alpha_2 \cos \alpha_3 + \dot{\alpha}_2 \sin \alpha_3$$

$$\omega_2 = -\dot{\alpha}_1 \cos \alpha_2 \sin \alpha_3 + \dot{\alpha}_2 \cos \alpha_3 \quad (2.2.13)$$

$$\omega_3 = \dot{\alpha}_1 \sin \alpha_2 + \dot{\alpha}_3$$

სადაც: $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ -ფაქტიური მობრუნების კუთხეებია.

სივრცითი რხევის მათემატიკური მოდელი (2.2.13) წარმოადგენს არაწრფივ დიფერენციალურ განტოლებათა სისტემას, რომელიც აღწერს რხევას სივრცეში სხვადასხვა მიმართულებით.

სხვადასხვა ავტორების მიერ [102, 98, 103, 100, 104, 105] გამოკვლეული იქნა საძირკვლის ჰორიზონტალური, ვერტიკალური და ბრუნვითი რხევის არასტაციონალური ამოცანა ფუძე-გრუნტში დრეკადი ტალღების

გავრცელების გათვალისწინებით. ფუძის მოდელი წარმოდგენილია ერთგვაროვანი დრეკადი იზოტროპული ნახევარსივრცის სახით, ხოლო თვითონ საძირკველის მოდელი წარმოდგენილია, როგორც მყარი მასიური ტანი. უნდა აღინიშნოს, რომ მიღებული შედეგები არაპრაქტიკულია ნაგებობის მოდელირებისათვის სეისმური ზემოქმედებაზე. ამ კუთხით ვ. ილიჩოვი და ა. ანიკევის მიერ შემოთავაზებული იქნა აღნიშნული ამოცანის მიახლოებითი გადაწყვეტა [106, 107, 53], სადაც რთული მათემატიკური გამოსახულებები გამარტივებული იქნა უბრალო მექანიკური მოდელით. მოხსენიებულ შრომებში განხილული საანგარიშო მოდელის ჰორიზონტალური, ვერტიკალური, გრეხითი რხევების სივრცითი ამოცანა. განხილულია ბრტყელი მრგვალი საძირკველის მოძრაობა შემდეგი პარამეტრებით: a -ფუძის რადიუსი; საძირკველის სიმძიმის ცენტრი მდებარეობს შტამპის ცენტრზე გამავალ y_z მანძილით დაშორებულ ვერტიკალურ ღერძზე; m -მასა; j -ინერციის მომენტი. დრეკადი ნახევარსივრცე განისაზღვრება შემდეგი მახასიათებლებით: ρ -სიმკვრივე; μ -ძვრის მოდული; ν -პუასონის კოეფიციენტი; C_2 -განივი ტალღების გავრცელების სიჩქარე. საძირკველზე აგრეთვე მოქმედებს არაცენტრალურად მოდებული $f(t)$ ვერტიკალური ძალა ξ ექსენტრისტიტეტით. გრეხითი რხევების აღწერა ხდება შემდეგი განტოლებათა სისტემით:

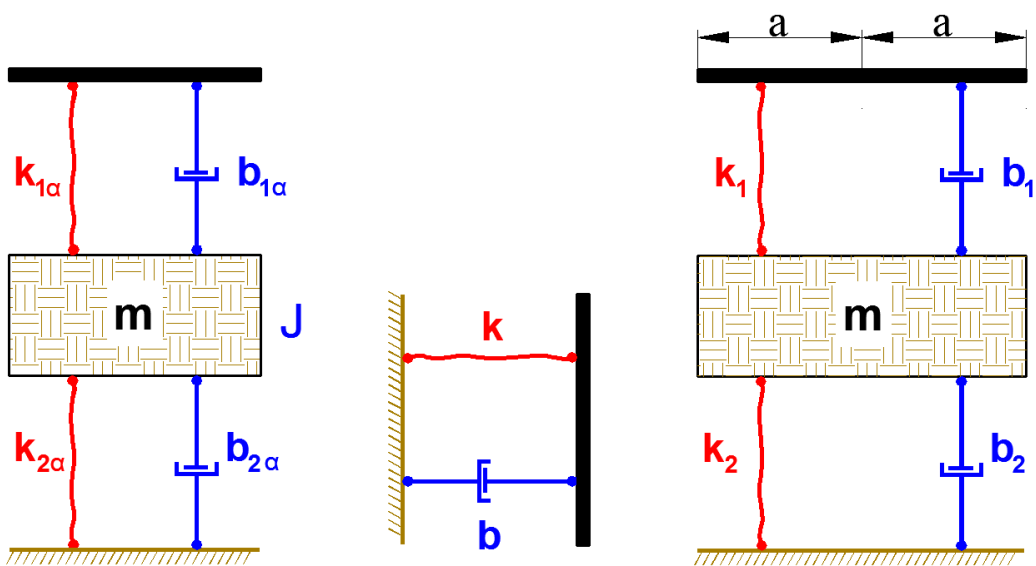
$$m \frac{d^2 U_x}{dt^2} - m y_z \frac{d^2 U_a}{dt^2} + R_x = 0$$

$$y \frac{d^2 U_a}{dt^2} - m y_z \frac{d^2 U_x}{dt^2} + R_a = \xi \cdot f(t)$$

$$U_a(t) = \int_0^t R_a(t_1) \Phi_0(t-t_1) dt_1 \quad (2.2.14)$$

$$U_x(t) = \int_0^t R_x(t_1) U_0(t-t_1) dt_1$$

რომელშიც $U_x(t)$ -ჰორიზონტალური გადაადგილებაა, ხოლო $U_a(t)$ -საძირკვლის გრეხვის კუთხეა, $R_x(t)$ -ფუძის რეაქციის ჰორიზონტალური მდგენელი, $R_a(t)$ -ფუძის რეაქციის მომენტი. ფუძის რეაქციაში იგულისხმება საძირკვლის ძირზე თანაბარგანაწილებული კონტაქტური ძაბვები. ფუძის რეაქციასა და გადაადგილებას შორის კავშირი განისაზღვრება ნახვევის ტიპის ინტეგრალით შესაბამისად $\Phi_0(t)$ და $U_0(t)$ ბირთვებით, რომელიც წარმოადგენს შტამპის მობრუნებასა და ჰორიზონტალურ გადაადგილებას, შესაბამისად ერთეული იმპულსური დატვირთვის ზემოქმედებით. ეს ფუნქციები ლიტერატურაში იმპულსურ გარდამავალი ფუნქციის სახელწოდებითაა ცნობილი. დინამიკური ამოცანის გადაწყვეტა დრეკადობის თეორიაში ანუ $\Phi_0(t)$ და $U_0(t)$ ფუნქციების განსაზღვრა ხდება მიახლოებითი ხერხით. იმპულსურ გარდამავალი ფუნქციების დახმარებით შეირჩა მექანიკური მოდელები, რომელთა შედეგები საკმარისად ზუსტად დაემთხვა თეორიული კვლევებით წარმოდგენილ $\Phi_0(t)$ და $U_0(t)$ -ის მნიშვნელობებს.



ნახაზი-34ა

ნახაზი-34ბ

ნახაზი-35

ზემოთ აღნიშნულ კვლევაში მითითებული ფუნქციის ფიზიკურ აზრის მიახლოებას წარმოადგენს (ნახ.- 34 ა.ბ.)-ზე მოცემული მექანიკური

მოდელი. კავშირის მოდელირების პარამეტრები (K_1, K_2, b_1, b_2, m) განისაზღვრება [108]-ის მიხედვით. ანალოგიურად შეიძლება იქნას მიღებული ზეგავლენის მექანიკური მოდელები ვერტიკალური რხევის დროს. (ნახ.-35)

§ 2.3 სეისმური საშიშროება საქართველოში

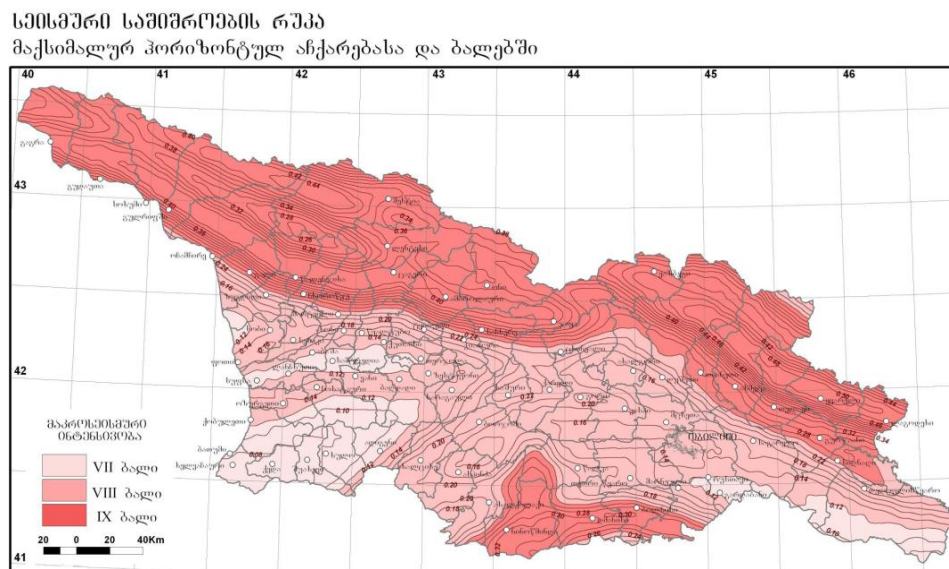
საქართველო მთაგორიანი ქვეყანაა, სადაც წარმოდგენილია ბუნებრივ-კლიმატური და გეოლოგიურად საშიში მოვლენების მთელი სპექტრი (მიწისძვრები, მეწყერები, წყალდიდობები, ღვარცოფები, ნიადაგის ეროზია, ქარიშხლები და ა.შ), რომლებიც იწვევენ სტიქიურ კატასტროფებს. ამიტომ ასეთი რისკების შემცირების საკითხის გადაწყვეტას საქართველოსათვის პირველხარისხოვანი მნიშვნელობა ენიჭება.

მიწისძვრა ერთ-ერთი ძლიერი დამანგრეველი სტიქიური მოვლენაა, რომლის შედეგად იღუპება ათასობით ადამიანი და ნადგურდება მილიონობით ღირებულების მატერიალური დოვლათი დედამიწის სეისმურ რეგიონებში განლაგებულ ქვეყნებში. ამიტომ მის მიერ გამოწვეული შედეგების მინიმუმამდე დაყვანას, მაღალი სეისმური რისკის პირობებში მცხოვრები ხალხისთვის, სასიცოცხლო მნიშვნელობა ენიჭება[152].

კაცობრიობის ისტორიის მანძილზე მიწისძვრებმა და მათმა შედეგებმა უამრავი სიცოცხლე შეიწირა. მხოლოდ მე-20-ე საუკუნეში მთელ მსოფლიოში მიწისძვრის მსხვერპლი 1.5 მილიონი ადამიანი გახდა, რაც 3-ჯერ აღემატება მსხვერპლთა რიცხვს მე-19-ე საუკუნეში.

საქართველო სეისმურად აქტიურ რეგიონში მდებარეობს (სურ-13). აქ შეიძლება მოხდეს მიწისძვრა რომელთა მაგნიტუდა $M=7$ -ის ტოლა, ხოლო მაკროსეისმური ეფექტი 9 ბალი. ამას ადასტურებს როგორც ისტორიული ასევე ინსტრუმენტული მონაცემები.

სეისმური საფრთხეები განსაკუთრებულად დიდია ურბანული ტერიტორიებისათვის, რომლებიც გამოირჩევიან მოსახლეობის დიდი სიმჭიდროვით, მრავალსართულიანი შენობების, სამოქალაქო ინფრასტრუქტურის არსებით. ეს ყოველივე მნიშვნელოვნად ზრდის მსხვერპლისა და ზარალის რისკს. აღსანიშნავია, რომ საქართველო და მთლიანად კავკასია მიეკუთვნება ე.წ. საშუალო სეისმურ რეგიონს. ასეთი დასახელება მიიღეს რეგიონებმა, სადაც ძლიერი მიწისძვრათა შორის საშუალო პერიოდი 1000 წელს აღემატება.



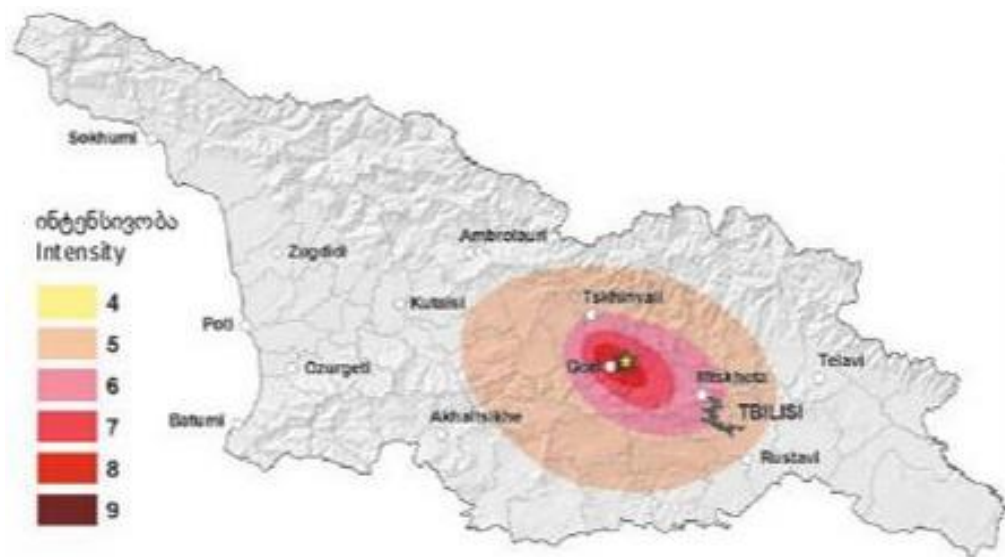
სურ.13

ისტორიულ წყაროებში მრავლადაა შემორჩენილი ინფორმაცია საქართველოსა და კავკასიის ტერიტორიაზე მომხდარი დამანგრეველი მიწისძვრების შესახებ. ამ მონაცემების მიხედვით ძლიერი მიწისძვრები საქართველოს ტერიტორიაზე ჩვენს წელთაღრიცხვამდეა მომხდარი, ხოლო შუა საუკუნეებში მომხდარი ზოგიერთი მიწისძვრა იმდენად დეტალურადაა აღწერილი, რომ სეისმოლოგებს საშუალება აქვთ შეაფასონ ამ მიწისძვრათა მაკროსეისმური ეფექტი და მაგნიტუდა.

ასე მაგალითად 1088წ. ჯავახეთში მომხდარი მიწისძვრის ეფექტი ეპიცენტრში 9+-1 ბალით შეფასდა, ხოლო მაგნიტუდა $M=6.5\pm 0.5$ ასეთივე

სიმძლავრის მიწისძვრები მომხდარა საქართველოში 1283წ. (სამცხეში), 1350წ. (ლეჩხუმ-სვანეთში), 1742წ. კახეთში (ალავერდის მიწისძვრა). ეს არის საქართველოში მომხდარი უძლიერესი ისტორიული მიწისძვრების არასრული სია. (ისტორიულ მიწისძვრებს უწოდებენ იმ მიწისძვრებს, რომლებიც სეისმოგრაფების შექმნამდე მოხდა და შესაბამისად არ არის სეისმოგრამაზე ჩაწერილი.)

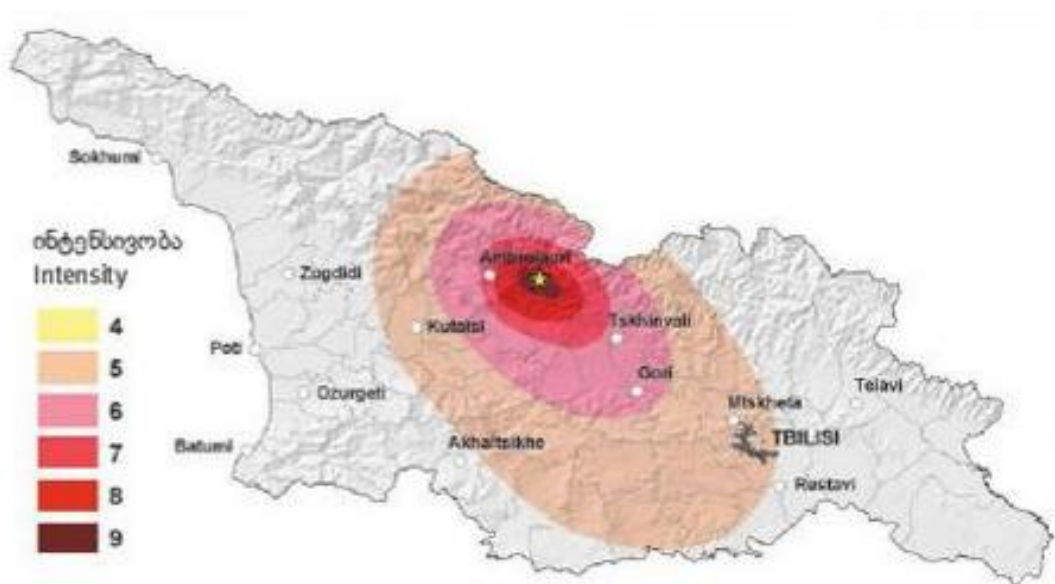
სეისმოლოგიური ინსტრუმენტული პერიოდის განმავლობაში საქართველოში მოხდა რამდენიმე მძლავრი მიწისძვრა. 1920წ. ეპიცენტრი ქ. გორთან. მაგნიტუდა $M=6.2$ ინტენსივობა 8-9 ბალი (სურ.-14). მიწისძვრას მოჰყვა დიდი მსხვერპლი და ნგრევა. 1963წ.



სურათი-14

ეპიცენტრი სოფ. ჩხალთა მაგნიტუდა $M=6.2$, ინტენსივობა 9 ბალი. მიწისძვრას მოჰყვა ნგრევა. ყველაზე მასშტაბური მოვლენა საქართველოს ტერიტორიაზე იყო 1991წ. მომხდარი მიწისძვრა რომელიც რაჭის მიწისძვრის სახელითაა ცნობილი მაგნიტუდით $M=6.9$, ინტენსივობა ეპიცენტრში 9 ბალი (სურ.-15). მიწისძვრის ეპიცენტრი რაჭისა და იმერეთის მაღალმთიან სოფელში მდებარეობდა. მიწისძვრის შედეგად დაიღუპა 200-

მდე ადამიანი, დიდი ნგრევა გამოიწვია რაჭის, იმერეთის და შიდა ქართლის რეგიონებში. დაინგრა და დაზიანდა დაახლოებით 46000 საცხოვრებელი სახლი, 1000-მდე საწარმო და სხვა ობიექტი, უსახლკაროდ დარჩა 100000-მდე ადამიანი. რაჭის მიწისძვრიდან წელიწადნახევრის შემდეგ 1992 წლის ოქტომბერში მოხდა ძლიერი მიწისძვრა, რომლის ეპიცენტრი ბარისახოსთან მდებარეობდა და რომლის მაგნიტუდა შეადგენდა $M=6.2$, ხოლო ინტენსივობა 8 ბალს. 2002 წლის 25 აპრილს ძლიერი მიწისძვრა მოხდა ქ. თბილისში, რომელსაც მოჰყვა ადამიანთა მსხვერპლი. მიწისძვრის ინტენსივობა 6 ბალი იყო, ლოკალურ ადგილებში კი 7 ბალიც დაფიქსირდა, ხოლო მაგნიტუდა შეადგენდა 4.5-ს. მიწისძვრამ მნიშვნელოვნად დააზიანა ქალაქი. განსაკუთრებით კი მისი ძველი უბნები.



სურათი-15

ზემოთ მოყვანილი ისტორიული თუ თანამედროვე მიწისძვრებისაგან გამოწვეული მრავალი სამწუხარო შედეგებისა, ჩვენი ქვეყნისათვის ეს პრობლემა ერთ-ერთი უმნიშვნელოვანესია. როგორც ავლნიშნეთ საქართველო მაღალი სეისმურობის ზონაში მდებარეობს და გამოირჩევა მოსახლეობის საკმაოდ მაღალი სიმჭიდროვით, ამიტომ საქართველოსათვის

მიწისძვრები წარმოადგენენ სერიოზულ საფრთხეს ადამიანებისათვის, შენობა-ნაგებობებისათვის, ქალაქების ინფრასტრუქტურისათვის და დასახლებულ პუნქტებისათვის. აქედან გამომდინარე შენობა-ნაგებობათა სეისმომდეგობის უზრუნველყოფის ამოცანა წარმოადგენს ჩვენი ქვეყნის მოსახლეობის დაცვის ძირითად ელემენტს.

თავი 3

მაღლივი შენობების სეისმური ანგარიში ფუძის დამყოლობის გათვალისწინებით.

§ 3.1 სეისმურად აქტიურ რაიონებში მაღლივი შენობებისათვის ხიმინჯოვანი საძირკვლების გამოყენება.

ბოლო წლებში მომხდარი დამანგრეველი მიწისძვრების, (1964წ. ნიიგატა (იაპონია), 1977წ. ბუქარესტი (რუმინეთი), 1988წ. სპიტაკი (სომხეთი), 1995წ. კობე (იაპონია) და სხვა.) შედეგების გამოკვლევისას დადგენილი იქნა რომ, ერთნაირი ტიპის შენობებს სხვადასხვა დაფუძნების პირობებში გააჩნიათ დაზიანების ხარისხის სხვადასხვა დონე. მაგალითად ბუქარესტში მომხდარი მიწისძვრის დროს, შენობებმა მცირე ჩაღრმავების ტუმბოს ტიპის საძირკვლებით შედარებით მეტი დაზიანება მიიღეს, ვიდრე შენობებმა, რომელთა საძირკველს წარმოადგენდა რკინა-ბეტონის ფილა [109]. კობეში მომხდარი მიწისძვრისას, შენობებმა მცირე ჩაღრმავების საძირკვლებით დაახლოვებით 1,5-ჯერ მეტი დაზიანების ხარისხი მიიღეს, ვიდრე ხიმინჯოვანი საძირკვლების მქონე შენობებმა [111]. ყოველივე ამის გათვალისწინებით მოქმედ ნორმებში << სეისმომდეგი მშენებლობა >> და სხვა დოკუმენტებში [33,112, 113, 108, 114, 115] მათზე წაყენებული მოთხოვნები და გამოყენების სფერო რეგლამენტირებულია. დღეისათვის მშენებლობაში ხიმინჯოვანი საძირკვლების გამოყენება

მოიცავს ფართო სპექტრს, მათ შორის მაღლივი შენობებისა დიდი ნაწილი დაფუძნებულია ხიმინჯოვან საძირკვლებზე[110].

ხიმინჯოვანი საძირკვლები ყოველთვის ითვლებოდა ნაგებობისათვის საიმედო ფუძედ და გამოიყენებოდა გრუნტების არახელსაყრელი პირობების შემთხვევაში. ამიტომ შეიძლება ჩავთვალოთ, რომ საიმედოობის ეს თვისება შეიძლება გამოვლენილი იქნას სეისმური ზემოქმედების დროსაც.

დღეისათვის მაღლივი შენობებისათვის ძირითადად გამოიყენება შემდეგი ტიპის საძირკვლები: ხიმინჯოვანი, კომბინირებული (ხიმინჯოვანი-ფილაროსტვერკით) და ფილა. საქართველოში მაღლივი შენობების დაპროექტება უმეტეს შემთხვევაში ხდება ხიმინჯოვანი ან კომბინირებული ტიპის საძირკვლებით. ეს განპირობებულია იმ ფაქტით, რომ საქართველოს ზოგიერთ ქალაქში, (მაგალითად თბილისი, ბათუმი) სადაც ინტენსიურად მიმდინარეობს მაღლივი მშენებლობები კლდოვანი ქანები განლაგებულია ღრმად.

როგორც ცნობილია ხიმინჯოვანი საძირკველისა და მათი ფუძე-გრუნტის ანგარიში სრულდება ორივე ჯგუფის ზღვრული წონასწორობის მიხედვით.

ა) პირველი ჯგუფის ზღვრული წონასწორობით ანგარიში მოიცავს:

- ხიმინჯის კონსტრუქციის სიმტკიცეზე ანგარიშს, ხიმინჯისა და ფუძის ზიდვის უნარზე ანგარიშს, ჰორიზონტალური დატვირთვის შემთხვევაში ფუძე-გრუნტის საერთო მდგრადობაზე ანგარიშს.

ბ) მეორე ჯგუფის ზღვრული წონასწორობით ანგარიში მოიცავს:

- ვერტიკალური დატვირთვების დროს ფუძის გადაადგილებაზე ანგარიშს,
- ხიმინჯისა და გრუნტის ერთობლივ ანგარიშს ვერტიკალური და ჰორიზონტალური დატვირთვებისას და აგრეთვე მომენტის მოქმედებისას.

- რკინაბეტონის ხიმინჯების შემთხვევაში ბზარების წარმოქმნაზე და გახსნაზე ანგარიშს.

ხიმინჯების ფუძე-გრუნტთან ურთიერთზეგავლენის პირობით, შეიძლება გამოვყოთ სამი სახის ხიმინჯოვანი საძირკველი.

- საძირკველები დაყრდნობილი ხიმინჯები.
- საძირკველები დაკიდული ხიმინჯები.
- კომბინირებული საძირკველი, ხიმინჯები-ფილაროსტვერკით.

პირველი ორი სახის საძირკველზე შენობიდან მოსული დატვირთვები მთლიანად გადაეცემა ხიმინჯებს. ამიტომ დაყრდნობილი ხიმინჯების შემთხვევაში, რომლებიც ეყრდნობიან ფაქტიურად უკუმშვად გრუნტებს (კლდე) დატვირთვების გადაცემა ხდება მისი ქვედა დაყრდნობის ფართის მეშვეობით, ხოლო დაკიდული ხიმინჯების შემთხვევაში გრუნტზე დატვირთვის გადაცემა ხორციელდება, როგორც ქვედა დაყრდნობის ფართით, ასევე მისი გვერდითი ზედაპირის მეშვეობით. რაც შეეხება კომბინირებულ საძირკველს, ამ შემთხვევაში დატვირთვები გადაეცემა როგორც ხიმინჯებს, ასევე მათ შემკრავ ფილას (როსტვერკს).

დღეისათვის ხიმინჯოვანი საძირკველების დაპროექტება მიმდინარეობს მისი ზიდვის უნარის დათვლით ვერტიკალურ დატვირთვებზე. მოქმედ ნორმატიულ დოკუმენტებში [112] სხვადასხვა ტიპის ხიმინჯების ზიდვის უნარის განსაზღვრა სხვადასხვა გრუნტის პირობებში ხორციელდება ცნობილი ფორმულით.

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} RA + U \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_{cfi} f_i h_i \right) \quad (3.1.1)$$

სადაც:

γ_c - ხიმინჯის გრუნტში მუშაობის პიტობების კოეფიციენტი.

R - გრუნტის საანგარიშო წინაღობაა ხიმინჯის ძირზე.

A - ხიმინჯის განივი კვეთის ფართობია.

U - ხიმინჯის განივი კვეთის პერიმეტრია.

f_i - i -ური ფენის საანგარიშო წინაღობაა ხიმინჯის გვერდით ზედაპირზე.

h_i - გრუნტის i -ური ფენის სიმძლავრეა.

h - გრუნტის ფენათა რიცხვია.

γ_{cR}, γ_{cf} - გრუნტის მუშაობის პირობების კოეფიციენტებია, შესაბამისად ხიმინჯის ძირზე და გვერდით ზედაპირზე.

გრუნტის საანგარიშო წინაღობა R , f_i და მუშაობის პირობების $\gamma_{cR}, \gamma_{cf}, \gamma_c$ კოეფიციენტების მნიშვნელობები განისაზღვრება ხიმინჯის, გრუნტის ტიპისა და მისი მოწყობის ტექნოლოგიის მიხედვით. გარდა ამისა ნორმატიულ დოკუმენტებში შემოთავაზებულია ამ მახასიათებლების განსაზღვრა სავსე მეთოდებით:

- სტატიკური გამოცდებით;
- დინამიკური გამოცდებით;
- ეტალონური ხიმინჯის დახმარებით;
- სტატიკური ზონდირების შედეგების მიხედვით.

ნორმატიული დოკუმენტის[112] მითითების მიხედვით ხიმინჯების ზიდვის უნარის განსაზღვრა ჰორიზონტალურ დატვირთვებზე უნდა განხორციელდეს მხოლოდ სავსე გამოცდების მიხედვით. ამიტომ ნორმატიულ დოკუმენტებში არ არსებობს მითითება ხიმინჯის ზიდვის უნარის გამოსათვლელად ჰორიზონტალური ძალისა და მომენტის ერთობლივი მოქმედების დროს.

§ 3.2 ხიმინჯების ჰორიზონტალურ დატვირთვებზე ანგარიშის ანალიტიკური მეთოდების ძირითადი კლასიფიკაცია

დღეისათვის ცნობილია ხიმინჯების ჰორიზონტალურ დატვირთვებზე ანგარიშის რამდენიმე მეთოდის კლასიფიკაცია, რომელიც სისტემატიზირდება <<ხიმინჯი-გრუნტი>> სისტემის მოდელის მუშაობითა და ხიმინჯის სიხისტის პარამეტრებით.

ხიმინჯების ანგარიშის მეთოდი სიხისტის პარამეტრების მიხედვით შეიძლება დაიყოს ორ ძირითად ჯგუფად:

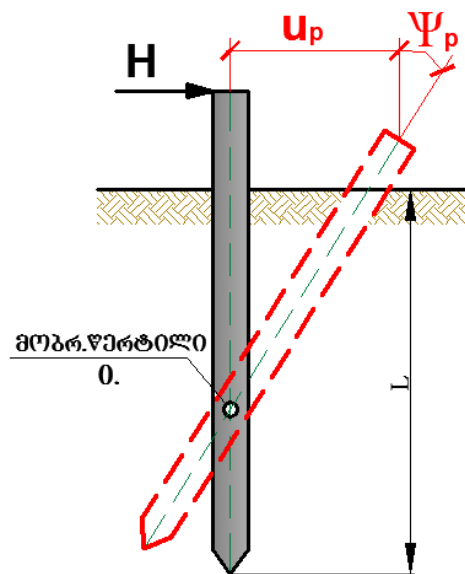
1. მეთოდი, როდესაც ხიმინჯს განიხილავენ, როგორც აბსოლუტურად ხისტი ღეროს, რომელიც შემობრუნდება <<ნულოვანი>> წერტილის ირგვლივ. ამ მეთოდში გრუნტის წინაღობა მოდელირდება ზღვრული წონასწორობის კლასიკური თეორიით, ან საგების კოეფიციენტის გამოყენებით ადგილობრივი დრეკადი დეფორმაციების მეთოდით. (ვინკლერის მოდელი)
2. მეთოდი, საშუალებას იძლევა გათვალისწინებული იქნას ხიმინჯის დეფორმირებადობა და მოქნილობა. ამ ჯგუფის მეთოდებში გრუნტის წინაღობის განსაზღვრისათვის ყველაზე ხშირად იყენებენ ვინკლერის მოდელს, რომელშიც საგების კოეფიციენტის მნიშვნელობები ამა თუ იმ კანონზომიერებით იცვლება სიღრმის მიხედვით. გამოიყენება აგრეთვე გრუნტის წრფივად-დეფორმირებადი და იშვიათად გრუნტის არაწრფივი მოდელები.

§ 3.2.1 მეთოდი, სადაც ხიმინჯი განიხილება, როგორც აბსოლუტურად ხისტი ღერო.

ხიმინჯის მუშაობის მოდელი ჰორიზონტალური დატვირთვების დროს წარმოადგენს ერთ-ერთ პირველ სქემას, რომელსაც დღემდე იყენებენ. ამ სქემაში ხიმინჯი განიხილება როგორც აბსოლუტურად ხისტი ღერო, რომელიც შემობრუნდება <<ნულოვანი>> წერტილის ირგვლივ (ნახ.-36). გრუნტის წინაღობის მოდელირება ხორციელდებოდა ზღვრული წონასწორობის კლასიკური თეორიით, ან საგების კოეფიციენტის

გამოყენებით ადგილობრივი დრეკადი დეფორმაციების მეთოდით. ანგარიშის ასეთი მოდების განვითარებაზე მუშაობდნენ: ი. ლუჩკოვსკი[116], გ. ლეკუმოვიჩი[117], ნ. ლალეტინი[118], ვ. ბერეზანიევი[119], კ. ტერცაგი[120] და სხვა.

მოცემულ შემთხვევაში სისტემა <<ხიმინჯი-გრუნტი>> დანგრევა ხდება ფუძე-გრუნტის მდგრადობის დაკარგვით. მოკლე ხისტი ხიმინჯების მდგრადობაზე ანგარიშისას, გრუნტის ზღვრული წონასწორობის თეორიის მიხედვით, ჰორიზონტალური დატვირთვის ზღვრულ მნიშვნელობად მიიღება ისეთი დატვირთვა, რომელიც შეესაბამება ხიმინჯის ბოლოში განვითარებული გრუნტის რეაქტიული უკუწნევის ზღვრულ მნიშვნელობას.



ნახაზი-36

თანამედროვე პირობებში ხიმინჯების ამ მეთოდით ანგარიშის უარყოფით მხარეებს წარმოადგენს.

1. ანგარიშის თანამედროვე მეთოდებში განსაკუთრებული ყურადღება ეთმობა ამა თუ იმ კონსტრუქციებისა და მათი ცალკეული ელემენტების დეფორმაციებს, განსაკუთრებით რთული და უნიკალური შენობა-

ნაგებობების პროექტირებისას, რაც მნიშვნელოვნად ამცირებს ამ მეთოდის პრაქტიკულ ღირებულებას.

2. პრაქტიკაში უმეტეს შემთხვევებში მიიღება ხიმინჯები ისეთი სიგრძითა და განივი კვეთით, რომ მათი მოქნილობის იგნორირებას ანგარიშის დროს მივყავართ რეალური მუშაობის ძალიან უხემ მიახლოებასთან.

ამიტომ ხიმინჯის ანგარიშის ისეთი მეთოდიკა დღეისათვის გამოიყენება ძალიან იშვიათად,

§ 3.2.2 ხიმინჯის ანგარიშის მეთოდი მისი მოქნილობისა და დეფორმაციების გათვალისწინებით.

ზემოთ განხილული მეთოდის შემდგომ გამოჩნდა და დღესაც ვითარდება მეთოდი, რომელიც საშუალებას იძლევა ანგარიშის დროს გათვალისწინებული იქნას ხიმინჯის ტანის დეფორმირებადობა ჰორიზონტალური დატვირთვისა და მომენტის მოქმედების დროს. ამ მეთოდში ისევე, როგორც ზემოთ განხილულ მეთოდში გრუნტის წინააღმდეგობას საზღვრავენ ვინკლერის მოდელის სხვადასხვა მოდიფიკაციით, რომლის მნიშვნელობა ამა თუ იმ კანონზომიერებით იცვლება სიღრმის მიხედვით. გრუნტის მოდელირება ხდება კონტინუალური (მთლიანი) ტანის სახით, ან ყველაზე ხშირად გამოყენებადი წრფივად-დეფორმირებადი მოდელის სახით.

ვინკლერის ჰიპოთეზის გამოყენებით, ამ მეთოდიკით ანგარიშების სრულყოფაზე მუშაობდნენ: ვ. ბახოლდინი[121,122], კ. ზავრიევი[123], გ. შპირო[123], ნ. სნიტკო [124], ა. ლოტმანი [125], ჰ. პაულუსი[126], ტ. დევისი[127], კ. იანგი [128,129], დენის სკოტ ბრაუნი [130], ლ.რიზე [131], ბ.მაკლენდი [132].

ხიმინჯების ანგარიშის მეთოდები ჰორიზონტალური დატვირთვებზე და მომენტის მოქმედებაზე, რომელიც დაფუძნებულია უწყვეტი ტანის მოდელებზე და წრფივად-დეფორმირებადი ტანის თეორიებზე, განვითარდა

შემდეგი მეცნიერების დამსახურებით. ვ. ბახოლდინი, ხ. ჯანტიმიროვი, დ. რაზვოდოვსკი[122], ნ. გოტმანი, მ. კაიუმოვი[133], ვ. ფედოროვსკი[134], კ.სანი, გ. ზი. [135,136], პაულუსი, კარტერი, სმოლი [126], ბუთჰუ, დავისი, პ. ბანერჯი [137,138,139], ბეგლინი, რ. ფრანკი [140], ვ.გუო, ჰ. ქინი, ბ.ზუ [141,142], ი. ეინავი [143], ჯ.ლი, მ. კიმი[144] და სხვა. მათ მიერ გამოქვეყნებულ შრომებში განხილულია:

- ხიმინჯის მუშაობა ვერტიკალური და ჰორიზონტალური დატვირთვების ერთობლივი მოქმედებისას, დაკასტრულ და თიხოვან გრუნტებში. ხიმინჯის გვერდით ზედაპირზე გრუნტის რეაქციის გათვალისწინებით.
- ჰორიზონტალურად დატვირთული ხიმინჯის არაწრფივი ანალიზი.
- ხიმინჯის ანგარიშის ვარიაციული მიდგომები.

ხიმინჯების მუშაობის საკითხების კვლევები წრფივად-დეფორმირებად გარემოში დღემდე იკავებს განსაკუთრებულ ადგილს, რადგანაც იგი მნიშვნელოვანია უწინარეს ყოვლისა პრაქტიკული თვალსაზრისით. ბოლო წლებში ამ პრობლემასთან დაკავშირებით საზღვარგარეთ გამოქვეყნდა რიგი შრომებისა, მაგალითად: ბ. ო'კელი, მ. რეიბოულდი[145], კ. როლინსი, რ. კოული [146], რ. ტულადჰარი, ტ. მაკკაი, მუტცუიომი[147], ტ. ვიტმანი, ტ. თრაიანფილდსი[148] და სხვა.

განვიხილოთ ხიმინჯის ანგარიშის მეთოდების განვითარების რამდენიმე ძირითადი ეტაპი ადგილობრივი დრეკადი დეფორმაციების (ვინკლერის) თეორიის გამოყენებით. უნდა აღინიშნოს, რომ ანგარიშისადმი სწორედ ასეთი მიდგომა წარმოადგენს უდიდეს პრაქტიკულ ღირებულებას. მოცემული თეორიის ფორმირების პირველ სტადიაზე შემოთავაზებული იქნა წინადადება, საგების კოეფიციენტის მნიშვნელობის მუდმივობის შესახებ სიღრმის მიხედვით, თუმცა მოკლე დროში აღმოჩენილი იქნა ამ მიდგომის შემდეგი არსებითი ხარვეზები:

- გრუნტის დრეკადი მახასიათებლების მუდმივობა ხიმინჯის ჩაღრმავების მთელ სიღრმეზე (5-30მ.) ნაკლებად სავარაუდოა ერთგვაროვანი გრუნტის არსებობის შემთხვევაშიც კი.

- ამოცანის გადაწყვეტისას საგების კოეფიციენტის მუდმივი მნიშვნელობის შემთხვევაში კონტაქტური ძაბვების მაქსიმალურ მნიშვნელობებს ხიმინჯსა და გრუნტს შორის ვიღებთ გრუნტის ზედაპირზე, რაც მოკლებულია საღ აზრსა და ეწინააღმდეგება საველე პირობებში ხიმინჯის გამოცდის შედეგებს.

შემდგომში ანგელსკის შრომების წყალობით [149] უარი ითქვა ხიმინჯის ანგარიშის გამარტივებულ მეთოდზე. მისი ნაშრომები საფუძვლად დაედო СНиП 2.02.03.-85 <<Свайные фундаменты>> [112] მოცემულ ხიმინჯების ანგარიშის მეთოდებს.

СНиП 2.02.03.-85 <<Свайные фундаменты>> [112]-ში მოცემული ანგარიშის მეთოდიკით, (რომელიც საქართველოშიც მოქმედებს) ხიმინჯის მოდელირება ხდება, როგორც ღერო ჩამაგრებული დრეკად ტანში (ნახ.- 37). ფუძე-გრუნტს განიხილავენ, როგორც წრფივად-დეფორმირებად ტანს, რომელიც ხასიათდება სიღრმის მიხედვით წრფივად ზრდადი საგების C კნ/მ⁴ კოეფიციენტით.

საგების კოეფიციენტის საანგარიშო მნიშვნელობა, ხიმინჯის გვერდით ზედაპირზე განისაზღვრება შემდეგი ფორმულით.

$$C_z = \frac{Kz}{\gamma_c} \quad (3.2.2.1)$$

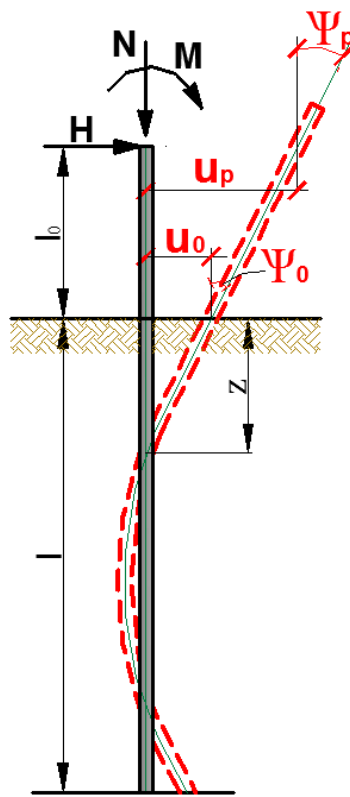
სადაც:

K - პროპორციულობის კოეფიციენტია (კნ/მ⁴), რომელიც დამოკიდებულია გრუნტის სახეზე, რომელიც გარს ეკვრის ხიმინჯის გვერდით ზედაპირს.

Z - გრუნტში ხიმინჯის განსახილველი კვეთის ჩაღრმავება(მ), რომლისათვისაც ისაზღვრება საგების კოეფიციენტი.

γ_c - პირობითი მუშაობის კოეფიციენტია და სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინების შემთხვევაში $\gamma_c=3$.

მაღალი როსტვერკის შემთხვევაში ხიმინჯის საანგარიშო წნევა გრუნტზე ითვლება მიწის ზედაპირიდან, ხოლო დაბალი როსტვერკის შემთხვევაში როსტვერკის ძირიდან.



ნახაზი-37

§ 3.3 ხიმინჯოვანი საძირკვლების დინამიკური მოდელები.

როგორც დინამიკური მოდელების მიმოხილვაში იყო აღნიშნული, ფუძე-გრუნტის დამყოლობის გათვალისწინების ძირითად აზრი მდგომარეობს, შესაბამისი გავლენის სიხისტის კოეფიციენტების დანიშვნაში, რომელთა მნიშვნელობები განისაზღვრება საძირკვლისა და ფუძის ურთიერთზეგავლენის პირობებიდან.

$$R_\alpha = K_\alpha u_\alpha ; \quad R_{\varphi\alpha} = K_{\varphi\alpha} \varphi_\alpha . (\alpha = x, y, z) \quad (3.3.1)$$

სადაც:

$R_\alpha, R_{\varphi\alpha}$ - რეაქტიული ძალებია;

K_z - სიხისტის კოეფიციენტი, დრეკადი თანაბარი კუმშვისას; (კნ/მ)

K_x, K_y - სიხისტის კოეფიციენტებია, დრეკადი თანაბარი ძვრისას; (კნ/მ)

$K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$ - სიხისტის კოეფიციენტებია, არათანაბარი კუმშვისას; (კნ/მ)

$K_{\varphi z}$ - სიხისტის კოეფიციენტი, არათანაბარი ძვრისას; (კნ/მ)

u_α - წრფივი გადაადგილება; (მ)

φ_α - კუთხური გადაადგილება; (მ)

უნდა აღინიშნოს, რომ სწორედ ასეთივე მეთოდიკით ხდება სეისმური ანგარიშების დროს გრუნტის დამყოლობის გათვალისწინება. სადაც ფუძეს განიხილავენ როგორც დრეკად ნახევარსივრცეს. ფუძის თვისებების კონკრეტიზაცია (ინერციულობა, დემფირება) ხორციელდება ამა თუ იმ დინამიკური მოდელების ფორმულირების ფარგლებში.

როგორც არსებული ლიტერატურისა და უმრავლესობა კვლევების ანალიზმა აჩვენა, სეისმური ზემოქმედების დროს ხიმინჯოვანი საძირკვლებისათვის ფუძის დამყოლობის გათვალისწინება აღმოჩნდა უფრო რთული, ვიდრე საძირკვლის ფილა ბუნებრივ ფუძეზე, რაც გამომდინარეობს მათი ნაკლებად შესწავლის პირობიდან. აქვე უნდა ავღნიშნოთ, რომ ხიმინჯების ანგარიშის საკითხი დინამიკურ დატვირთვებზე შედარებით შესწავლილი აღმოჩნდა ისეთ ნორმატიულ დოკუმენტში, როგორცაა СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>>[94]. თუმცა ამავე ნორმატიულ დოკუმენტში არსებობს პირდაპირი მითითება (პუნქტი 1.24) იმისა, რომ სეისმურ

რაიონებში მასიური საძირკვლებისა და მათი ელემენტების სიმტკიცეზე ანგარიში უნდა ჩატარდეს სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინების გარეშე.

ამრიგად, ისეთი საკითხი, როგორცაა ხიმინჯოვანი საძირკვლების დინამიკური მოდელების შექმნა სეისმური ზემოქმედების დროს, ვერ ჰპოვა თავისი ადეკვატური ასახვა პრაქტიკულ ანგარიშებში და შეიძლება ითქვას, რომ ეს საკითხი დღემდე ღიად რჩება.

თეორიული კვლევების შესწავლის პროცესში, გამოვლენილი იქნა სეისმურ ზემოქმედებაზე ხიმინჯოვანი საძირკვლების დინამიკური ანგარიშის სამი მეთოდი, რომელთა გაანგარიშების მეთოდები განხილული იქნება მომდევნო პარაგრაფებში.

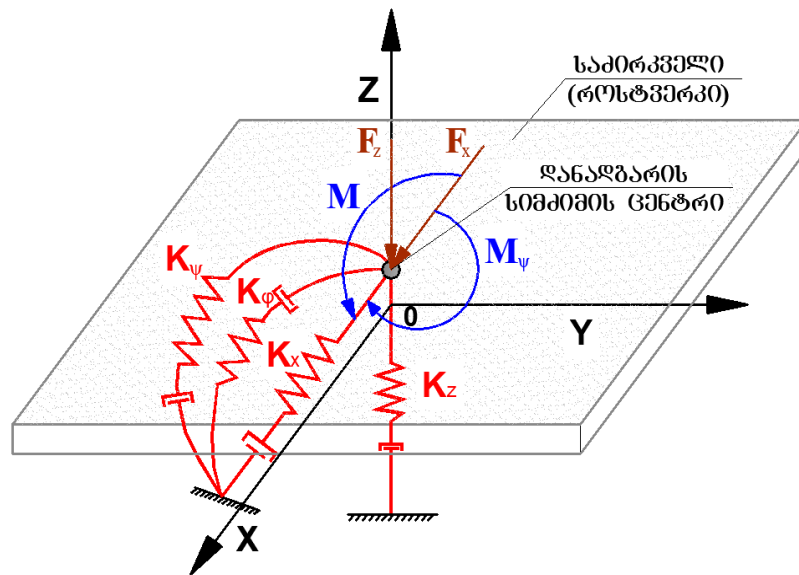
§ 3.3.1 ხიმინჯოვანი საძირკვლების დინამიკური ანგარიშის მოდელი СНиП 2.02.05.-87-ის მიხედვით

ეს დოკუმენტი განკუთვნილია მანქანა-დანადგარების საძირკვლებისათვის დინამიკურ დატვირთვებზე. მოცემული მეთოდით საძირკვლის მოდელირება ხდება ხისტი ტანის მეშვეობით, რომელზეც მოდებულია დანადგარების მუშაობისაგან გამოწვეული დატვირთვა (ნახ.-38). დატვირთვების ხასიათი (პერიოდული დატვირთვა, იმპულსური, შემთხვევითი და აშ.) განისაზღვრება დანადგარის მუშაობის სპეციფიკით. ნახაზზე მოცემულია შემდეგი აღნიშვნები: F_x, F_z - გარე დინამიკური დატვირთვის ჰორიზონტალური და ვერტიკალური მდგენელია.

M_x, M_y - აღმზნები მომენტის კომპონენტები, შესაბამისად OY და OZ ღერძების მიმართულებით.

K_x, K_y, K_z - ფუძის სიხისტე.

[138]-ის თანახმად ამ მოდელში შესაძლებელია გათვალისწინებული იქნას დემფირება შესაბამისი მიმართულებით $\xi_z, \xi_x, \xi_\varphi, \xi_\psi$ ან ჩაქრობის მოდულით $\Phi_z, \Phi_x, \Phi_\varphi, \Phi_\psi$. ამ მეთოდში გრუნტის სიხისტის კოეფიციენტების მნიშვნელობების (თანაბარი ძვრისას, არათანაბარი ძვრისას და არათანაბარი კუმშვისას) განისაზღვრისათვის განიხილავენ ხიმინჯის რხევის ამოცანას ჰორიზონტალური, ვერტიკალური და გრეხითი რხევების დროს, რომელიც განისაზღვრება,



ნახაზი- 38

ხიმინჯოვანი საძირკველის ვერტიკალური რხევის დროს:

$$m_{z,red} = m_r + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} \sum_{i=1}^N m_{i,o}; \quad (3.4.1)$$

$$K_{z,red} = \frac{K_{z,red}^*}{1 + \frac{K_{z,red}^* l_0}{NE_b A_p}}; \quad (3.4.2)$$

სადაც:

$$K_{z,red}^* = NE_b A_p \bar{\beta} \frac{\bar{\beta} th(\bar{\beta} l) + \alpha}{\bar{\beta} + \alpha th(\bar{\beta} l)}; \quad (3.4.3)$$

$$\bar{\beta} = \sqrt{\frac{c_p m^u}{E_b A_p}}; \quad (3.4.4)$$

$$c_{p,m} = \frac{\sum_{k=1}^{k_l} c_{p,k} l_k}{l}; \quad (3.4.5)$$

$$\alpha = \frac{C_z^*}{E_b}; \quad (3.4.6)$$

$$C_z^* = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right); \quad (3.4.7)$$

$$\beta_z^* = k^* \frac{\sum_{k=1}^{k_l^*} c_{p,k} l_k}{c_0 l}; \quad (3.4.8)$$

(3.4.1) და (3.4.8) ფორმულაში მოცემული სიდიდეები აღნიშნავს:

$m_{z,red}$ - ხიმინჯოვანი საპირკვლის დაყვანილი მასაა, ტ(ტმ.წმ²/მ);

m_r - როსტვერკის საერთო მასაა, ტ(ტმ.წმ²/მ);

$m_{i,p}$ - გრუნტში ჩაღრმავებული ხიმინჯის i-ური ნაწილის მასაა, ტ(ტმ.წმ²/მ);

$m_{i,p}$ - გრუნტში ჩაღრმავებული ხიმინჯის i-ური ნაწილის მასაა, ტ(ტმ.წმ²/მ);

$m_{i,0}$ - გრუნტის ზემოთ მდებარე ხიმინჯის i-ური ნაწილის მასაა, ტ(ტმ.წმ²/მ);

k^* -კოეფიციენტი, რომელიც მიიღება: რკინაბეტონის ხიმინჯებისათვის-2; რკინაბეტონის ხიმინჯების ველისათვის-2,5; ხის ხიმინჯებისათვის-3,5.

k_l და k_{l^*} -კოეფიციენტია, რომელიც აითვლება გრუნტის ზედაპირიდან ხიმინჯის ჩაღრმავების მიხედვით, და რომელიც შესაბამისად უდრის l -ს და $l^* = 0.2[1 + 4th(10/l)]l$.

$c_{p,k} - k$ -ური ფენისათვის გრუნტის მოცულობითი დრეკადი წინაღობაა ხიმინჯის გვერდით ზედაპირზე, რომლის მნიშვნელობებიც აიღება [138]-მოცემული 6 და 7 ცხრილებიდან.

$l_k - k$ -ური ფენის სისქეა.

c_0 -კოეფიციენტი, რომელიც მიიღება ტოლი $10000 \text{ კნ/მ}^3(1000 \text{ ტმ/მ}^3)$ -სა.

l -გრუნტში ხიმინჯის ჩაშვების სიღრმეა, მ;

l_0 -მანძილი როსტვერკის ძირიდან გრუნტის ზედაპირამდე, მ; დაბალი როსტვერკის შემთხვევაში $l_0 = 0$.

N -ხიმინჯების რაოდენობაა;

E_b -ხიმინჯის მასალის დრეკადობის მოდულია, კპა(ტმ/მ²);

A_b -ხიმინჯის განივი კვეთის ფართობი, მ²;

l -ხიმინჯის განივი კვეთის პერიმეტრია, მ;

C_z^* - ხიმინჯის ბოლოზე გრუნტის დრეკადი თანაბარი კუმშვის კოეფიციენტი, კნ/მ³(ტმ/მ³);

b_0 -კოეფიციენტი, მ⁻¹, რომელიც მიიღება: ქვიშოვანი გრუნტებისათვის-1, ქვიშნარებისა და თიხნარებისათვის-1,2, თიხებისა და

მსხვილნატეხოვანი გრუნტებისათვის-1,5. ჩასასობი ხიმინჯების შემთხვევაში ამ კოეფიციენტის მნიშვნელობები ორმაგდება.

E - გრუნტის დეფორმაციის მოდულია საძირკვლის ძირზე, მპა.(ტმ/მ²), რომელიც განისაზღვრება СНИП-2.02.01.-83* [139] მოთხოვნების შესაბამისად.

$$A_{10} = 10 \text{ მ}^2;$$

A - საძირკვლის ძირის ფართობია, მ², რომელიც მიიღება ხიმინჯის ბოლოში ყველაზე დიდი განივი კვეთის მქონე ხიმინჯის ფართის ტოლი.

ხიმინჯოვანი საძირკვლების ჰორიზონტალური რხევის დროს:

$$m_{x,red} = m_r + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,o}; \quad (3.4.9)$$

$$\beta_x^* = 0,25\beta_z^*; \quad (3.4.10)$$

$$K_{x,red} = \frac{N\alpha^{-3} E_b I}{p}; \quad (3.4.11)$$

ფორმულებში (3.4.9)-(3.4.11) მოცემული სიდიდეები აღნიშნავს:

$m_{x,red}$ - ხიმინჯოვანი საძირკვლების დაყვანილი მასაა, ტ.(ტმ.წმ²/მ);

I - ხიმინჯის განივი კვეთის ინერციის მომენტია, მ⁴;

$\bar{\alpha}$ - <<ხიმინჯი - გრუნტი>> სისტემის დრეკადი დეფორმაციის კოეფიციენტია, რომელიც განისაზღვრება შემდეგი ფორმულით.

$$\bar{\alpha} = 2\alpha_\epsilon \quad (3.4.12)$$

სადაც:

α_ϵ -დეფორმაციის კოეფიციენტია და განისაზღვრება СНИП-2.02.03.-85 [136] მოთხოვნების შესაბამისად, როცა $\gamma_c = 3$.

ხიმინჯებისათვის, რომლებიც როსტვერკთან დაკავშირებულნი არიან სახსრული შეერთებით:

$$p = A_o + 2B_o l_o \bar{\alpha} + C_o (l_o \bar{\alpha})^2 + \frac{(l_o \bar{\alpha})^3}{3}. \quad (3.4.13)$$

ხიმინჯებისათვის, როსტვერკთან ხისტი შეერთებით:

$$p = A_o + \frac{1}{C_o + l_o \bar{\alpha}} \left\{ B_o [(l_o \bar{\alpha})^2 - B_o] + \frac{(l_o \bar{\alpha})^3}{3} (C_o + \frac{l_o \bar{\alpha}}{4}) \right\} \quad (3.4.14)$$

A_o, B_o, C_o - წარმოადგენს კოეფიციენტებს, რომლებიც დამოკიდებულია ხიმინჯის ჩაღრმავების დაყვანილ სიღრმეზე $\bar{l} = \bar{\alpha}l$ და მისი დაყრდნობის პირობებზე, (განისაზღვრება СНИП-2.02.03.-85 მითითებების შესაბამისად).

ხიმინჯოვანი საძირკვლების გადატანითი- გრეხვითი რხევების დროს:

$$m_{\varphi, red} = m_{x, red}; \quad (3.4.15)$$

$$\theta_{\varphi, red} = \theta_{\varphi, r} + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i, p} r_{h, i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i, o} r_{h, i}^2; \quad (3.4.16)$$

$$\theta_{\varphi, red} = \theta_{\varphi, red} + h_2^2 m_r; \quad (3.4.17)$$

$$K_{\varphi, red} = \frac{K_{z, red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{h, i}^2 \quad (3.4.18)$$

ფორმულებში (3.4.15)-(3.4.18)-ში მოცემული სიდიდეები აღნიშნავს:

$\theta_{\varphi, r}$ - როსტვერკის მასის ინერციის მომენტია ჰორიზონტალური ღერძის მიმართ, რომელიც გადის რხევის სიბრტყის პერპენდიკულარულად სიმძიმის ცენტრში. ტ.მ²(ტმ.მ.წმ²);

h_2 - მანძილია, მასის ინერციის ცენტრიდან m_r როსტვერკის ძირამდე, მ;

$r_{h,i}$ - მანძილია, i -ური ხიმინჯის ღერძიდან ჰორიზონტალურ ღერძამდე, რომელიც გადის საძირკვლის სიმძიმის ცენტრში, რხევის სიბრტყის პერპენდიკულარულად, მ.

ხიმინჯოვანი საძირკვლების გრეხვითი რხევების დროს:

$$m_{\psi,red} = m_{x,red} \quad (3.4.19)$$

$$\theta_{\psi,red} = \theta_{\psi,r} + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{v,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,o} r_{v,i}^2; \quad (3.4.20)$$

$$K_{\psi,red} = \frac{K_{x,red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{v,i}^2. \quad (3.4.21)$$

ფორმულებში (3.4.19)-(3.4.21)-ში მოცემული სიდიდეები აღნიშნავს:

$\theta_{\psi,r}$ - როსტვერკის მასის ინერციის მომენტი ვერტიკალური ღერძის მიმართ, რომელიც გადის როსტვერკის სიმძიმის ცენტრში ტ.მ²(ტმ.მ.წმ²);

$r_{v,i}$ - მანძილია, i -ური ხიმინჯის ღერძიდან როსტვერკის სიმძიმის ცენტრში გამავალი ვერტიკალურ ღერძამდე, მ.

ექსპერიმენტალური მონაცემების არარსებობის შემთხვევაში ფარდობითი დემფირება ξ_z ხიმინჯოვანი საძირკვლების ვერტიკალური რხევის დროს მიიღება 0,2-ის ტოლი, სტაციონალური რხევისას და 0,5-ის ტოლი, ხოლო არასტაციონალური რხევისას კოეფიციენტები $\xi_x, \xi_\phi, \xi_\psi$ მნიშვნელობები განისაზღვრებიან შემდეგი ფორმულებით.

$$\xi_x = 0.6\xi_z \quad (3.4.22)$$

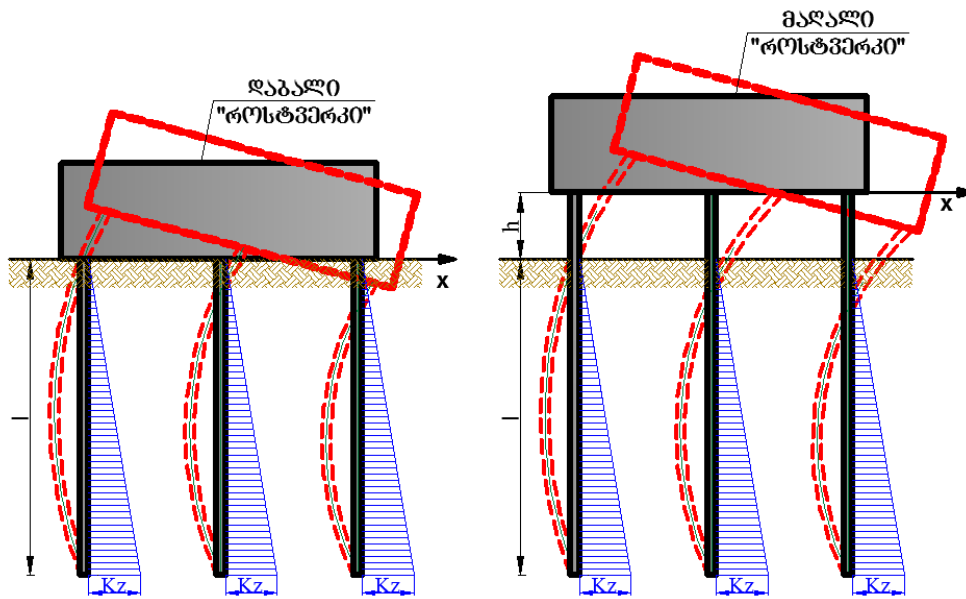
$$\xi_\phi = 0.5\xi_z \quad (3.4.22)$$

$$\xi_\psi = 0.3\xi_z \quad (3.4.23)$$

§ 3.3.2 ვ. ილიჩოვი, ი. მონლოლოვი, ვ. შაევიჩის <<ხიმინჯოვანი საძირკვლები
სეისმურ რაიონებში>> მოდელი

ხიმინჯების დინამიკური ანგარიშის ეს მეთოდი დაფუძნებულია [150]-ში მიღებულ შედეგებზე. ამ მეთოდის ძირითად იდეას წარმოადგენს ხიმინჯოვანი საძირკვლის ისეთი საანგარიშო მოდელის შექმნა, რომელიც გარკვეული დაშვებებით შესაძლებელს გახდის ანალიტიკური ხერხით გამოთვლილი იქნას სიხისტის კოეფიციენტების მნიშვნელობები ძვრის დროს K_x და მობრუნებისას K_ϕ . წარმოდგენილ მეთოდში როსტვერკს განიხილავენ, როგორც ხისტ არადეფორმირებად სხეულს, რომელიც დაყრდნობილია ხიმინჯებზე, რომლებიც ჰორიზონტალური მიმართულებით მუშაობენ, როგორც ღერო დრეკად (ვინკლერის) ფუძეზე სიღრმეში წრფივად ზრდადი საგების კოეფიციენტით (ნახ.-39). ამ სურათზე მოცემულია ხიმინჯოვანი საძირკვლის საანგარიშო სქემა დაბალი და მაღალი როსტვერკის შემთხვევისათვის, რომლებიც ერთმანეთისაგან განსხვავდებიან მხოლოდ ხიმინჯის მუშაობის პირობებით.

უნდა აღინიშნოს ის გარემოება, რომ წარმოდგენილ მოდელი არ ითვალისწინებენ როსტვერკის ძირზე გრუნტის წინააღმდეგობას, რადგან თვლიან, რომ სეისმური რხევის დროს გრუნტსა და როსტვერკს შორის კონტაქტი დარღვეულია. გარდა ამისა, ხიმინჯის თავზე მოდებული დაბალსიხშირიანი დატვირთვის დროს, რომელიც ახასიათებს სეისმურ ზემოქმედებას, საანგარიშო სისტემის <<ხიმინჯი-გრუნტი>> დამაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობა შეიძლება განისაზღვროს სტატიკური ანგარიშის მეთოდებით. აქ მხედველობაში უნდა იქნას მიღებული ის გარემოება, რომ დაბალსიხშირიანი დატვირთვების დროს ხიმინჯს გააჩნია შედარებით დიდი საკუთარი რხევის სიხშირე ვიდრე სისტემას <<ხიმინჯი-გრუნტი>>, ამიტომ ინერციის ძალები არსებით გავლენას არ ახდენს ანგარიშის შედეგებზე და შესაძლებელია არ იქნას გათვალისწინებული.



ნახაზი- 39

ამ მეთოდით სიხისტის კოეფიციენტების მნიშვნელობები დრეკადი თანაბარი ძვრისას K_x და დრეკადი მობრუნებისას K_φ გამოითვლება შემდეგი ფორმულებით:

$$K_x = nC_2 - \frac{n^2 C_3^2}{C_1 \sum_{i=1}^n y_i^2 + nC_4}; \quad (3.5.1)$$

$$K_\varphi = C_1 \sum_{i=1}^n y_i^2 + nC_4 - n \frac{C_3^2}{C_2}; \quad (3.5.2)$$

სადაც:

n -სიმეტრიულ როსტვერკში ხიმინჯების რაოდენობაა,

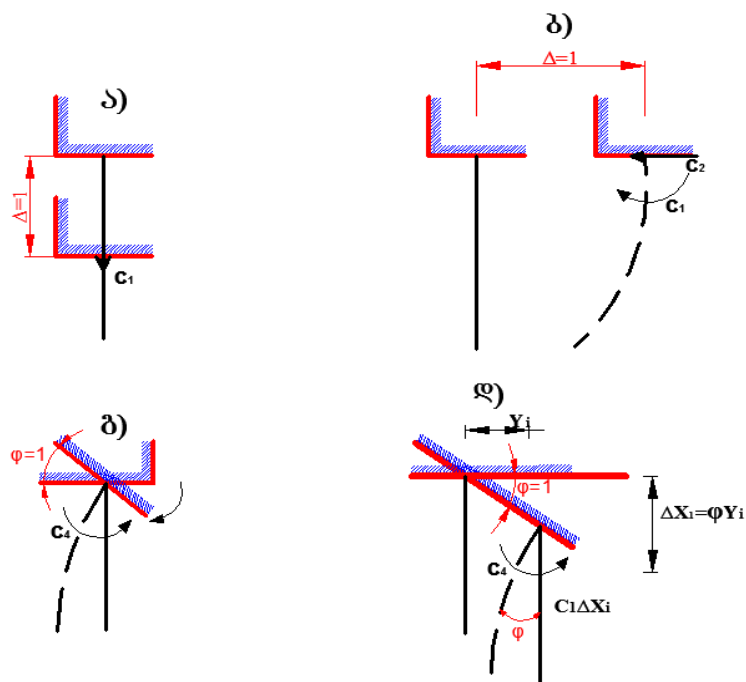
y_i -მანძილია, როსტვერკის მობრუნების ღერძიდან i -ური ხიმინჯის ღერძამდე.

C_1 -მალაა, რომელიც მიმართულია i -ური ხიმინჯის გასწვრივ და რომელიც წარმოიქმნება როსტვერკის ძირის დრეკადი ერთეულოვანი გადაადგილებით იმავე ღერძის გასწვრივ (ნახ.40,ა).

C_2 -ძალაა, რომელიც მიმართულია ხიმინჯის ღერძის პერპენდიკულარულად და რომელიც წარმოიქმნება როსტვერკის დრეკადი ერთეულოვანი გადაადგილებით ამავე მიმართულებით. (ნახ.40,ბ).

C_3 -მომენტი, რომელიც მოქმედებს ხიმინჯის ღერძზე გამავალ სიბრტყეში და რომელიც წარმოიქმნება როსტვერკის ძირის დრეკადი ერთეულოვანი გადაადგილებით ამავე მიმართულებით. (ნახ.40,ბ)

C_4 -მომენტი, რომელიც მოქმედებს ხიმინჯის ღერძზე გამავალ სიბრტყეში და რომელიც წარმოიქმნება ამავე სიბრტყეში როსტვერკის ძირის დრეკადი ერთეულოვანი მობრუნებით. (ნახ.40,გ,დ).



ნახაზი-40

C_2 კოეფიციენტის მნიშვნელობები დაბალი და მაღალი როსტვერკის შემთხვევაში გამოითვლება შემდეგი ფორმულებით:

დაბალი როსტვერკი.

$$C_2 = \frac{\alpha^3 EI}{a_y(\xi_0)}; \quad (3.5.3)$$

მაღალი როსტვერკი.

$$C_2 = \frac{EI}{C_h^y}; \quad (3.5.4)$$

სადაც:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{Kb}{EI}}; \quad (3.5.5)$$

$$\xi_1 = \alpha l; \quad (3.5.6)$$

$$C_h^y = a_h^H - a_h^M c_h^M; \quad (3.5.7)$$

$$a_h^H = \frac{a_y^H(\xi_0)}{\alpha^3} + \frac{2a_y^M(0)h}{\alpha^2} + \frac{a_\varphi^M(0)h^2}{\alpha} + \frac{h^3}{3}; \quad (3.5.8)$$

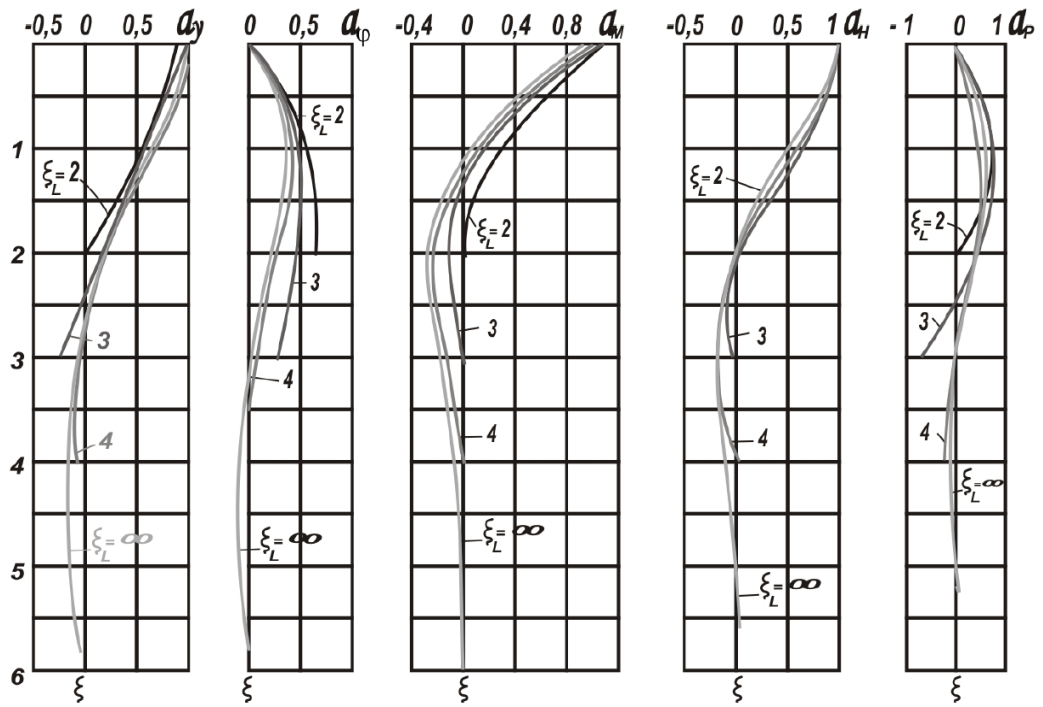
$$a_h^M = \frac{a_y^M(0)}{\alpha^2} + \frac{a_\varphi^M(0)h}{\alpha} + \frac{h^2}{3}; \quad (3.5.9)$$

$$c_h^M = \frac{\alpha a_h^M(0)}{a_\varphi^M(0) + \alpha h}; \quad (3.5.10)$$

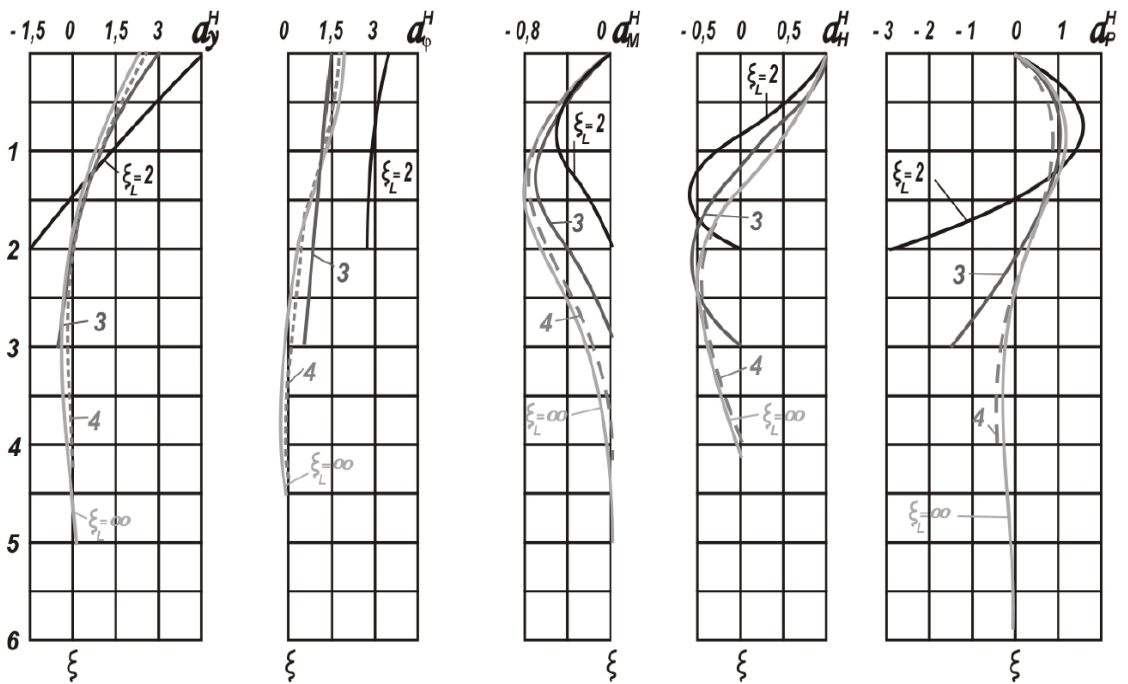
b -ხიმინჯის განივი კვეთის სიგანეა.

EI -ხიმინჯის განივი კვეთის ღუნვითი სიხისტეა.

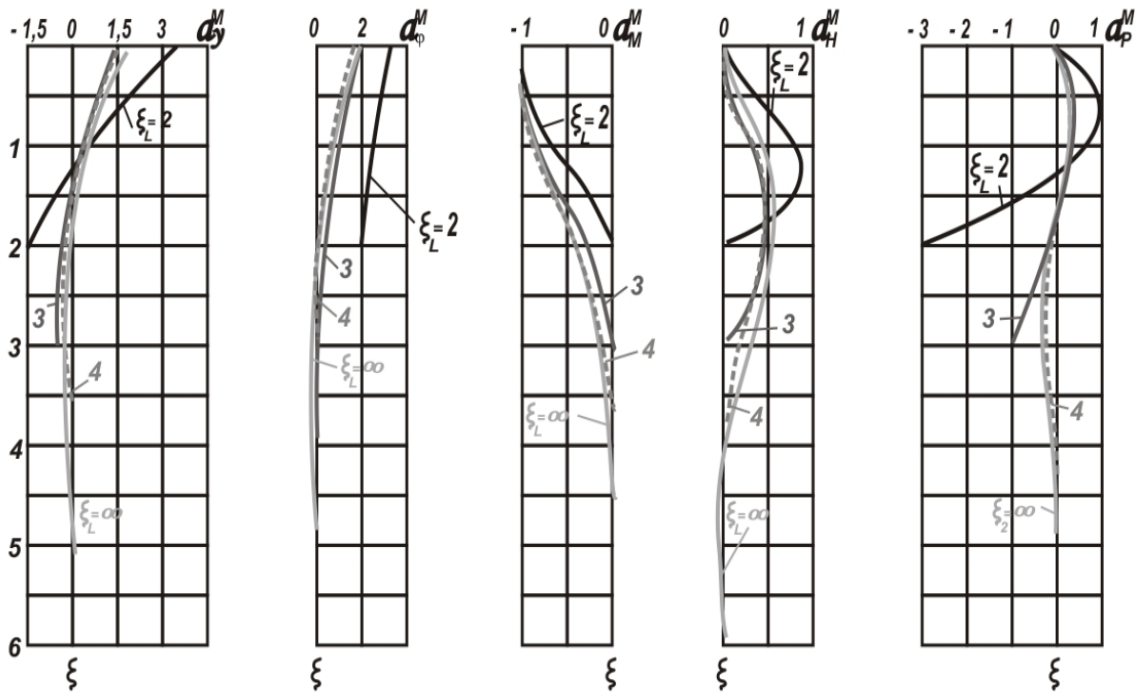
კოეფიციენტების $a_y(\xi)$, $a_\varphi(\xi)$, $a_M(\xi)$, $a_H(\xi)$ მნიშვნელობები, ხიმინჯისათვის თავისუფალი ბოლოთი, როდესაც $\xi_l \geq 2$ მოყვანილია სურ.16-18, ხოლო ხიმინჯისათვის, რომლის ბოლო ჩამაგრებულია კლდოვან ქანებში და როდესაც $\xi_l \geq 1$ სურ. 19-21.



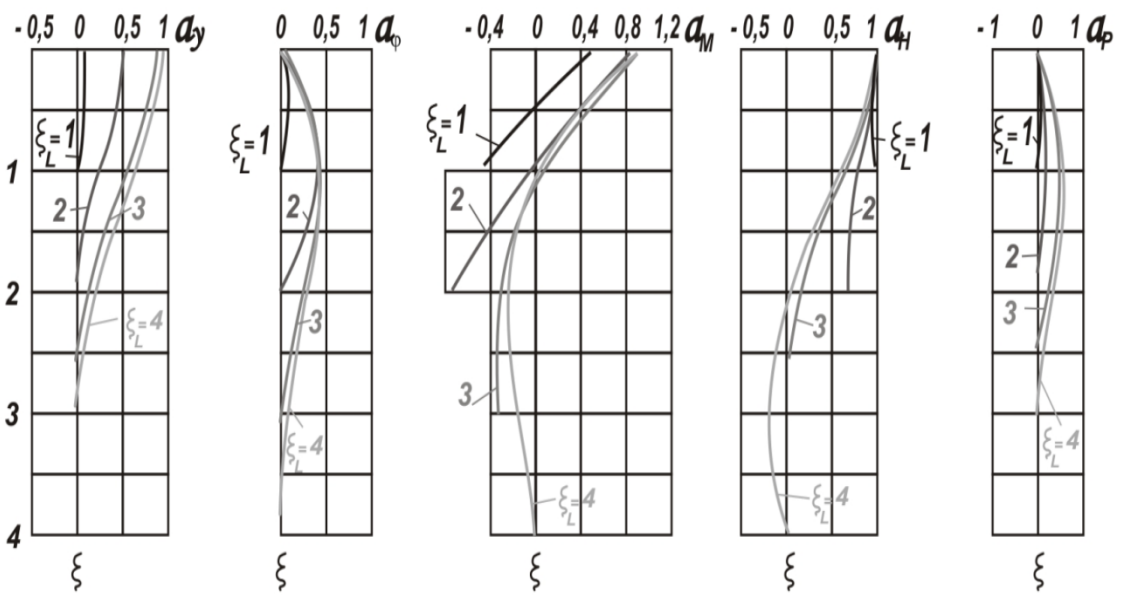
სურ.16 კოეფიციენტები $a_y(\xi), a_\phi(\xi), a_M(\xi), a_H(\xi), a_p(\xi)$ ხიმინჯისათვის თავისუფალი ბოლოთი.



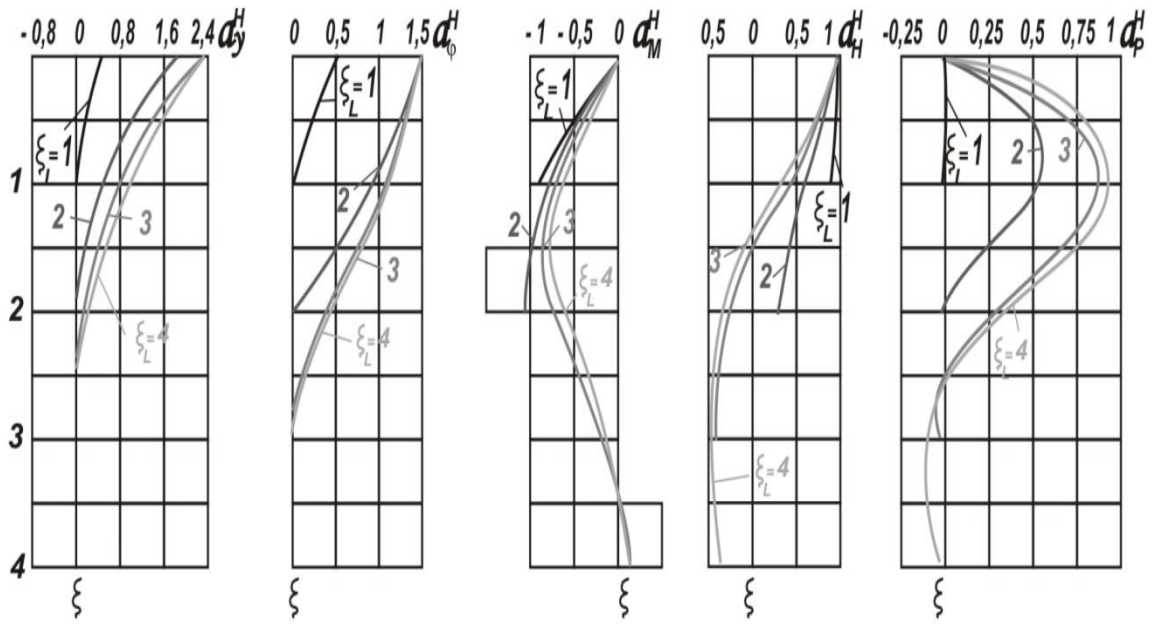
სურ.17 კოეფიციენტები $a_y^H(\xi), a_\phi^H(\xi), a_M^H(\xi), a_H^H(\xi), a_p^H(\xi)$ ხიმინჯისათვის თავისუფალი ბოლოთი.



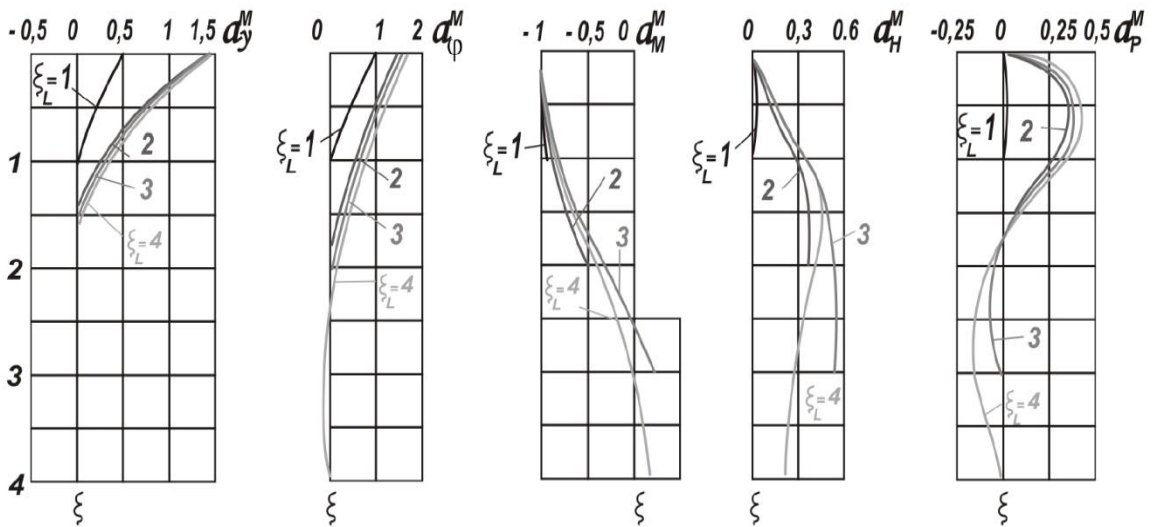
სურ.18 კოეფიციენტები $a_y^M(\xi), a_\phi^M(\xi), a_M^M(\xi), a_H^M(\xi), a_p^M(\xi)$ ხიმინჯისათვის თავისუფალი ბოლოთი.



სურ.19 კოეფიციენტები $a_y(\xi), a_\phi(\xi), a_M(\xi), a_H(\xi), a_p(\xi)$ ხიმინჯისათვის კლდვან გრუნტში ჩამაგრებული ბოლოთი.



სურ.20 კოეფიციენტები $a_y^H(\xi), a_\phi^H(\xi), a_M^H(\xi), a_H^H(\xi), a_P^H(\xi)$ ხიმინჯისათვის კლდოვან გრუნტში ჩამაგრებული ბოლოთი.



სურ.21 კოეფიციენტები $a_y^M(\xi), a_\phi^M(\xi), a_M^M(\xi), a_H^M(\xi), a_P^M(\xi)$ ხიმინჯისათვის კლდოვან გრუნტში ჩამაგრებული ბოლოთი.

კოეფიციენტი C_3 დაბალი და მაღალი როსტვერკისათვის განისაზღვრება შემდეგი ფორმულებით:

დაბალი როსტვერკი.

$$C_3 = \frac{a_M(\xi_0)\alpha^2 EI}{a_y(\xi_0)}; \quad (3.5.11)$$

მაღალი როსტვერკი.

$$C_3 = \frac{c_h^M EI}{c_h^y}; \quad (3.5.12)$$

კოეფიციენტი C_4 დაბალი და მაღალი როსტვერკისათვის განისაზღვრება შემდეგი ფორმულებით:

დაბალი როსტვერკი.

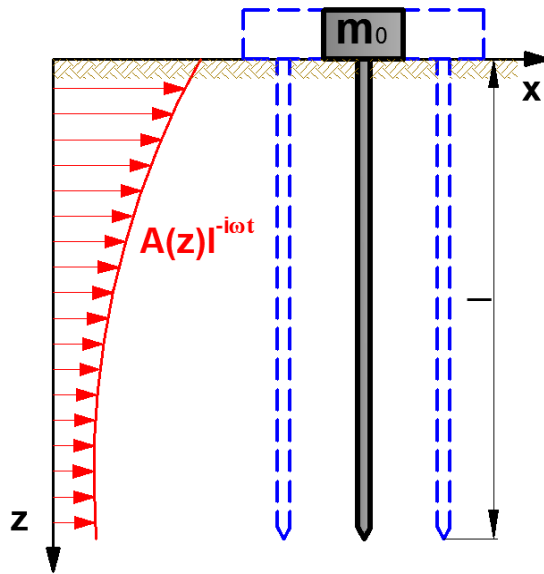
$$C_4 = \frac{a_M(\xi_0)\alpha EI}{a_\varphi(\xi_0)}; \quad (3.5.13)$$

მაღალი როსტვერკი.

$$C_4 = \frac{\alpha EI c_h^M}{c_h^M a_\varphi^M(0) - a_\varphi^M(0)h + \frac{a_\varphi^M(0)}{2\alpha} - \frac{\alpha h^2}{2} + \alpha h c_h^y}; \quad (3.5.14)$$

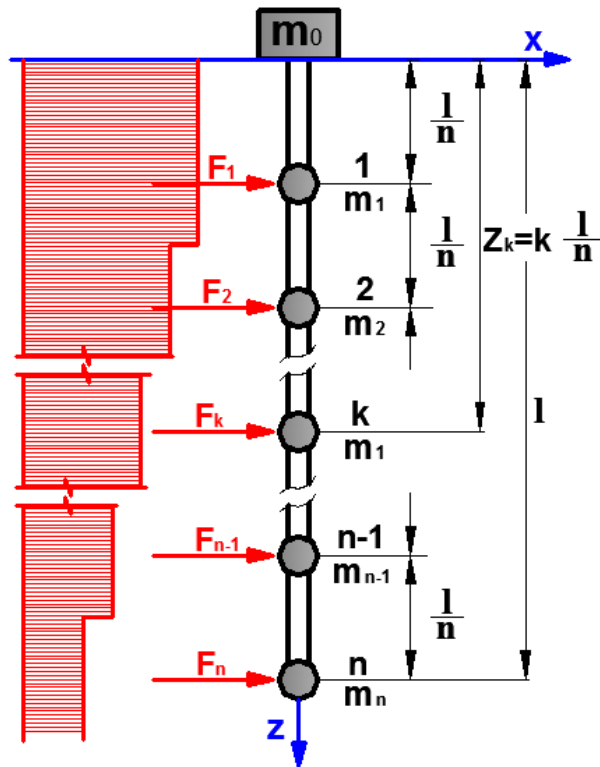
§ 3.3.3 ხიმინჯოვანი საპირკვლების ანგარიშის ალგორითმი სეისმური ტალღების ზემოქმედებისას

ამ მეთოდში განიხილება ცალკე მდგომი ცილინდრული ხიმინჯი, როგორც დრეკადი ღერო, ხოლო გრუნტი დამოძვლირებულია, როგორც დრეკადი ნახევარსივრცე, რომელშიც ჰორიზონტალური მიმართულებით ვრცელდება გრძივი ჰარმონიული ტალღები(ნახ.-41)



ნახაზი- 41

ტალღის საანგარიშო პარამეტრები განისაზღვრება რხევის წრიული სიხშირისა ω და ჰორიზონტალური რხევის ამპლიტუდებით $A(z)$, რომლის ცვლილების კანონი z სიღრმის მიხედვით შესაძლებელია განისაზღვროს გრუნტის პირობებისა და საინჟინრო სეისმოლოგიური მონაცემების მიხედვით[151]. სეისმური ტალღების მოქმედებისას ხიმინჯის ანგარიშისათვის მიიღება დისკრეტული საანგარიშო დინამიკური მოდელი (ნახ.- 42), სადაც ხიმინჯის მთლიანი სიგრძე თანაბრად არის დაყოფილი n რაოდენობის უბნებად. ხიმინჯის $k=1, 2, \dots, n$ კვანძებში მოდებულია შეყურსული $m_k = m/n$ მასები, სადაც m - მთლიანი ხიმინჯის მასაა. აქედან გამომდინარე ხიმინჯი წარმოადგენს დრეკად უწონო ღეროს შეყურსული m_0 და m_k მასებით, რომელიც შესაბამისად ტოლია განსახილველ ხიმინჯზე ნაგებობიდან გადმოცემული ვერტიკალური სტატიკური დატვირთვისა და ხიმინჯის l/n უბნების მასებისა.



ნახაზი- 42

ამ მეთოდში სეისმური ტალღის ზემოქმედება აგრეთვე წარმოდგენილია დისკრეტული სახით, სადაც ხიმინჯის სიგრძის ყველა უბანზე ტალღური ზემოქმედების ინტენსიურობა მოცემულია მუდმივი დატვირთვის სახით, ანუ გრუნტის დინამიკური წნევის განაწილების უცნობი ფუნქცია აპროქსიმირდება საფეხურისებრ დატვირთვისა. ყოველი საფეხურის თანაბრადმოქმედი დინამიკური დატვირთვა F_{xk} მოდებულია ხიმინჯის $k=1,2,\dots,n$ წერტილებში, ანუ მოქმედებს შეყურსულ მასებზე. უნდა აღინიშნოს, რომ ამოცანის ასეთი დაყენებისას სეისმური ტალღის ზემოქმედებისას შენობისა და ხიმინჯის რხევა აღიწერება შეყურსულმასებიანი m_k დრეკადი ღეროს იძულებითი რხევის განტოლებით, მასებზე მოდებული შემამფოთებელი შეყურსული F_{xk} ძალის მოქმედებისას. ასეთი დისკრეტული საანგარიშო მოდელი საშუალებას იძლევა ხიმინჯის მთელ სიღრმეში დამატებითი სირთულეების გარეშე გათვალისწინებული იქნას გრუნტის არაერთგვაროვანი თვისებები და სიღრმის მიხედვით მათი დრეკადი

მახასიათებლების ცვლილება. ტალღური ზემოქმედების განტოლებების შედგენისას სიღრმეზე ხიმინჯის ყველა კვანძისათვის გათვალისწინებული უნდა იქნას მოცემული საინჟინრო-გეოლოგიური პირობები. უნდა ავლნიშნოთ, რომ მოცემული მოდელის ანგარიშის სიზუსტე დამოკიდებულია დაყოფილი ხიმინჯის უბნების რაოდენობაზე, ასე რომ, როცა $n \rightarrow \infty$ დისკრეტული სისტემა გადადის კონტინუალურ სისტემაში, რომელიც რეალურად ასახავს ხიმინჯის მუშაობის პირობებს დრეკად ნახევარსივრცეში[151]. ხიმინჯის დაყოფილი უბნების საზღვრებს ეწოდება კვანძები, რომელთა ნუმერაცია ხორციელდება ზევიდან ქვევით $j = 0, 1, 2, \dots, n$ ციფრებით. ნებისმიერ j კვანძში ძალოვანი ფაქტორების განსაზღვრისათვის, რომელიც გამოწვეულია სხვა კვანძებში მოქმედი ძალებით, გააჩნია $\langle\langle k \rangle\rangle$ ან $\langle\langle q \rangle\rangle$ ინდექსი. აღნიშნული მეთოდისათვის შედგენილია გაანგარიშების ალგორითმი, რომელიც მოცემულია შემდეგი თანმიმდევრობით:

1. განისაზღვრება შემდეგი საწყისი პარამეტრების სიდიდეები:

$$ა) \frac{m}{m_0}; \quad ბ) \gamma_0 = \frac{m_0 \omega^2 l^3}{6E_0 J_0}; \quad გ) \gamma_1 = \frac{\rho}{\rho_0} \cdot \frac{m}{m_0}; \quad დ) \alpha R = \frac{\omega R}{c_1} = \frac{2\pi R}{\lambda};$$

$$ე) \eta = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu};$$

სადაც: m - ხიმინჯის მასაა; m_0 - ნაგებობის ნაწილის მასაა, რომელიც მოდის ერთ ხიმინჯზე; ω - სეისმური რხევის წრიული სიხშირეა; l - ხიმინჯის სიგრძეა; R - ხიმინჯის განივი კვეთის რადიუსია; E_0 - ხიმინჯის მასალის დრეკადობის მოდულია; $J_0 = \frac{1}{4} \pi R^4$ - ხიმინჯის განივი კვეთის ინერციის მომენტია; ρ - გრუნტის საშუალო სიმკვრივეა, რომელიც გარს არტყავს ხიმინჯს; ρ_0 - ხიმინჯის მასალის სიმკვრივეა; C_1 - გრუნტში გრძივი დრეკადი ტალღების გავრცელების სიჩქარეა; λ - ტალღის სიგრძეა; ν - გრუნტის პუასონის კოეფიციენტი.

2. გავლენის მატრიცის სიდიდეები გამოითვლება შემდეგი ფორმულებით:

$$\delta_{jk} = \frac{1}{n^3} j^2 (3k - j) \text{ როცა } j \leq k;$$

$$\delta_{jk} = \frac{1}{n^3} k^2 (3j - k) \text{ როცა } j \geq k;$$

$$(j, k = 1, 2, 3, \dots, n).$$

3. გამოითვლება \mathcal{D} მატრიცის ელემენტები

$$\mathcal{D} = \begin{vmatrix} d_{11} & d_{12} & \dots & d_{1n} \\ d_{21} & d_{22} & \dots & d_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ d_{n1} & d_{n2} & \dots & d_{nn} \end{vmatrix}$$

შემდეგი ფორმულებით:

$$d_{jk} = \frac{m}{nm_0} (\gamma_0 \delta_{jk} - 1) \text{ როცა } j \neq k;$$

$$d_{jk} = \left[\frac{m}{nm_0} (\gamma_0 \delta_{jk} - 1) - 1 \right] \text{ როცა } j = k;$$

4. მატრიცა $\mathcal{D}\{d_{jk}\}$ -თვის გამოითვლება მისი შებრუნებული მატრიცის ელემენტები $A\{a_{jk}\}$

$$A = \mathcal{D}^{-1} = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ a_{n1} & a_{n2} & \dots & a_{nn} \end{vmatrix}$$

5. გამოითვლება $B\{b_{jq}\}$ მატრიცის ელემენტები

$$B = \begin{vmatrix} b_{11} & b_{12} & \dots & b_{1n} \\ b_{21} & b_{22} & \dots & b_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ b_{n1} & b_{n2} & \dots & b_{nn} \end{vmatrix}$$

შემდეგი ფორმულით:

$$b_{jq} = \sum_{k=1}^n a_{jk} (\gamma_0 \delta_{kq} - 1).$$

6. ყოველი j – იური წერტილისათვის ($j=1, 2, \dots, n$) შევადგინოთ $2n$ წრფივი ალგებრული განტოლებათა სისტემა:

$$(1+\eta)P_j - \frac{4}{\pi} [\ln(\alpha R) - 0.115931] S_j - \frac{\gamma_1}{n} \sum_{q=1}^n b_{jq} \left[(1+\eta)P_q + \frac{8}{\pi(\alpha R)^2} S_q \right] = 0;$$

7.

$$\frac{4}{\pi} [\ln(\alpha R) - 0.115931] P_j + (1+\eta) S_j + \frac{\gamma_1}{n} \sum_{q=1}^n b_{jq} \left[\frac{8}{\pi(\alpha R)^2} P_q - (1+\eta) S_q \right] = 2 \left[-\varphi_{0j} + \frac{\gamma_1}{n} \sum_{q=1}^n b_{jq} \varphi_{0q} \right];$$

სადაც P_j და S_j საძიებელი უცნობი სიდიდეებია, რომლებიც განისაზღვრება ყოველი $j=1, 2, \dots, n$ კვანძისათვის $2n$ წრფივი ალგებრული განტოლებათა სისტემის ამოხსნით.

$\varphi_{0j} = \frac{A_j}{\alpha}$ სიღრმეში სეისმური ტალღის ამპლიტუდის პოტენციალის მაჩვენებელია, რომელიც შეესაბამება j – ური კვანძის კოორდინატებს.

A_j – სეისმური ტალღის ამპლიტუდაა j – ური კვანძის კოორდინატების მიხედვით.

$$\alpha = \frac{\pi}{c_1} = \frac{2\pi}{\lambda} \text{ ტალღური რიცხვია.}$$

8. წარმოვადგინოთ უცნობი სიდიდეები P_j და S_j შემდეგი სახით

$$P_j = \sum_{q=1}^n \bar{P}_{jq} \varphi_{0q}; \quad S_j = \sum_{q=1}^n \bar{S}_{jq} \varphi_{0q}; \text{ და გამოვთვალოთ } P \{ \bar{P}_{jq} \} \text{ და } S \{ \bar{S}_{jq} \}$$

მატრიცის ელემენტები პუნქტ 6-ში მოცემული განტოლებათა სისტემის წრფივი გარდაქმნით, φ_{0j} სიდიდის ნებისმიერი მნიშვნელობებისათვის.

$$P = \begin{pmatrix} \bar{P}_{11} & \bar{P}_{12} & \dots & \bar{P}_{1n} \\ \bar{P}_{21} & \bar{P}_{22} & \dots & \bar{P}_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{P}_{n1} & \bar{P}_{n2} & \dots & \bar{P}_{nn} \end{pmatrix} \quad S = \begin{pmatrix} \bar{S}_{11} & \bar{S}_{12} & \dots & \bar{S}_{1n} \\ \bar{S}_{21} & \bar{S}_{22} & \dots & \bar{S}_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{S}_{n1} & \bar{S}_{n2} & \dots & \bar{S}_{nn} \end{pmatrix}$$

9. იმ შემთხვევისათვის, როდესაც გრუნტის სეისმური რხევის ამპლიტუდა A_0 ხიმინჯის მთელ სიგრძეზე სიღრმის მიუხედავად

მიიღება მუდმივ სიდიდედ, \bar{P}_j და \bar{S}_j კოეფიციენტები ხიმინჯის ყველა კვანძისათვის გამოითვლება შემდეგი ფორმულით

$$\bar{P}_j = \frac{P_j}{\varphi_0} = \sum_{q=1}^n \bar{P}_{jq}; \quad \bar{S}_j = \frac{S_j}{\varphi_0} = \sum_{q=1}^n \bar{S}_{jq};$$

სადაც \bar{P}_{jq} და $\bar{S}_{jq} - P$ და S მატრიცების j -ური სტრიქონის კოეფიციენტებია (იხ. პუნქტი 7); $\varphi_0 = \frac{A_0}{\alpha}$ -ტალლის პოტენციალის ამპლიტუდაა, რომელიც მუდმივია ყველა $i = 1, 2, \dots, n$ -ისათვის.

10. იმ შემთხვევაში, როდესაც ტალლის გავრცელების დროს გრუნტში სიღრმის მიხედვით სეისმური რხევის ამპლიტუდების მიღწევის გათვალისწინება ხდება, აუცილებელია წარმოვადგინოთ სიღრმეში ამპლიტუდის ცვლილება ექსპონენციალური ფორმით და გამოვთვალოთ ხიმინჯის ყველა j კვანძისათვის პოტენციალის ამპლიტუდის ფარდობითი მნიშვნელობები შემდეგი ფორმულით:

$$\frac{\varphi_{oj}}{\varphi_o} = \frac{A_j}{A_o} = \exp\left[-\frac{\chi \alpha d}{2\pi m}(\gamma - 1)\right];$$

სადაც: A_0 - ზედაპირზე ($j = 0$) გრუნტის რხევის ამპლიტუდის ჰორიზონტალური მდგენელია; φ_0 - გრუნტის ზედაპირზე ტალლის პოტენციალის ამპლიტუდაა; χ -სიღრმეში ტალლის მიღწევის ინტენსიურობის მაჩვენებელია, რომელიც ყოველი კონკრეტული შემთხვევისათვის განისაზღვრება საინჟინრო სეისმოლოგიური მონაცემებით. თუ ასეთი მონაცემები არ არსებობს, მაშინ $\chi = 0$ და ანგარიში მიმდინარეობს პუნქტი 8-ს მიხედვით.

\bar{P}_j და \bar{S}_j კოეფიციენტების მნიშვნელობები სიღრმეში სეისმური ტალლის ჩაქრობის გათვალისწინებით განისაზღვრება შემდეგი ფორმულით:

$$\bar{P}_j = \frac{P_j}{\varphi_0} = \sum_{q=1}^n \bar{P}_{jq} \frac{\varphi_{oq}}{\varphi_0}; \quad \bar{S}_j = \frac{S_j}{\varphi_0} = \sum_{q=1}^n \bar{S}_{jq} \frac{\varphi_{oq}}{\varphi_0};$$

11. ამპლიტუდები W_j და რხევის ფაზა $\xi_{j\omega}$ ხიმინჯის $j=0,1,2,\dots,n$

წერტილებში გამოითვლება შემდეგი ფორმულებით:

$$\frac{W_j}{A_0} = \sqrt{\left(\frac{\operatorname{Re} W_j}{A_0}\right)^2 + \left(\frac{\operatorname{Im} W_j}{A_0}\right)^2}; \quad \operatorname{tg} \xi_{j\omega} = \frac{\operatorname{Im} W_j}{\operatorname{Re} W_j};$$

სადაც, როცა $j=0$

$$\frac{\operatorname{Re} W_0}{A_0} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \left[\frac{1+\eta}{2} \left(\gamma_1 - \frac{m}{m_0}\right) \bar{P}_j + \frac{4\gamma_1}{\pi(\alpha R)^2} \bar{S}_j \right];$$

$$\frac{\operatorname{Im} W_0}{A_0} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \left[\left(\gamma_1 - \frac{m}{m_0}\right) \left(\frac{\varphi_{ij}}{\varphi_0} + \frac{1+\eta}{2} \bar{S}_j\right) - \frac{4\gamma_1}{\pi(\alpha R)^2} \bar{P}_j \right];$$

ხოლო, როცა $1 \leq j \leq n$

$$\frac{\operatorname{Re} W_j}{A_0} = \frac{1+\eta}{2} \bar{P}_j - \frac{2}{\pi} [\ln(\alpha R) - 0,115931] \bar{S}_j;$$

$$\frac{\operatorname{Im} W_j}{A_0} = \frac{\varphi_{oj}}{\varphi_0} + \frac{1+\eta}{2} \bar{S}_j - \frac{2}{\pi} [\ln(\alpha R) - 0,115931] \bar{P}_j;$$

12. სეისმური ტალღების გავრცელებისას, გრუნტის დინამიკური წნევით

გამოწვეული ჰორიზონტალური ძალების ამპლიტუდები ხიმინჯის

$j=0,1,2,\dots,n$ წერტილებში გამოითვლება შემდეგი ფორმულით:

$$\frac{F_j}{A_0 m_0 \omega^2} = \sqrt{\left(\frac{\operatorname{Re} F_j}{A_0 m_0 \omega^2}\right)^2 + \left(\frac{\operatorname{Im} F_j}{A_0 m_0 \omega^2}\right)^2},$$

სადაც:

$$\frac{\operatorname{Re} F_j}{A_0 m_0 \omega^2} = \frac{\gamma_1}{n} \left[\frac{1}{2} (1+\eta) \bar{P}_j + \frac{4}{\pi(\alpha R)^2} \bar{S}_j \right];$$

$$\frac{JmF_j}{A_0 m_0 \omega^2} = \frac{\gamma_1}{n} \left[\frac{\varphi_{oj}}{\varphi_o} + \frac{1}{2} (1 + \eta) \bar{S}_j - \frac{4}{\pi (\alpha R)^2} \bar{P}_j \right].$$

13. ხიმინჯის $j = 0, 1, 2, \dots, n$ კვეთებში განივი ძალის მომენტები ეპიურის ორდინატები განისაზღვრება შემდეგი ფორმულებით:

$$\frac{Q_j}{A_0 m_0 \omega^2} = \sqrt{\left(\frac{\operatorname{Re} Q_j}{A_0 m_0 \omega^2} \right)^2 + \left(\frac{Jm Q_j}{A_0 m_0 \omega^2} \right)^2},$$

სადაც:

$$\frac{\operatorname{Re} Q_j}{A_0 m_0 \omega^2} = - \sum_{k=j}^n \left(\frac{Jm F_k}{A_0 m_0 \omega^2} + \frac{1}{n} \frac{m}{m_0} \frac{Jm W_k}{A_0} \right);$$

$$\frac{Jm Q_j}{A_0 m_0 \omega^2} = - \sum_{k=j}^n \left(\frac{Jm F_k}{A_0 m_0 \omega^2} + \frac{1}{n} \frac{m}{m_0} \frac{Jm W_k}{A_0} \right);$$

$$\frac{\operatorname{Re} F_k}{A_0 m_0 \omega^2} \text{ და } \frac{Jm F_k}{A_0 m_0 \omega^2} \quad (\text{იხ. პუნქტი 11. როცა } k = j, j+1, \dots, n),$$

$$\frac{\operatorname{Re} W_k}{A_0} \text{ და } \frac{Jm W_k}{A_0} \quad (\text{იხ. პუნქტი 10. როცა } k = j, j+1, \dots, n),$$

შენიშვნა: ხიმინჯის $j = 1$ კვეთისათვის უნდა შესრულდეს შემოწმება.

$$\frac{Q_1}{A_0 m_0 \omega^2} = \frac{W_0}{A_0} \text{ სადაც } \frac{W_0}{A_0} \quad (\text{იხ. პუნქტი 10. როცა } j = 0).$$

14. ხიმინჯის $j = 0, 1, 2, \dots, n-1$ კვეთებში მღუნავი მომენტის მომენტები ეპიურის ორდინატები განისაზღვრება შემდეგი ფორმულებით:

$$\frac{M_j}{m_0 \omega^2 A_0 l} = \sqrt{\left(\frac{\operatorname{Re} M_j}{m_0 \omega^2 A_0 l} \right)^2 + \left(\frac{Jm M_j}{m_0 \omega^2 A_0 l} \right)^2},$$

სადაც:

$$\frac{\operatorname{Re} M_j}{m_0 \omega^2 A_0 l} = - \frac{1}{n} \sum_{k=j+1}^n (k-j) \left(\frac{\operatorname{Re} F_k}{A_0 m_0 \omega^2} + \frac{1}{n} \frac{m}{m_0} \frac{\operatorname{Re} W_k}{A_0} \right);$$

$$\frac{JmM_j}{m_0\omega^2 A_0 l} = -\frac{1}{n} \sum_{k=j+1}^n (k-j) \left(\frac{JmF_k}{A_0 m_0 \omega^2} + \frac{1}{n} \frac{m}{m_0} \frac{JmW_k}{A_0} \right);$$

$$\frac{\operatorname{Re} F_k}{A_0 m_0 \omega^2} \text{ და } \frac{JmF_k}{A_0 m_0 \omega^2} \quad (\text{იხ. პუნქტი 11. როცა } k = j+1; j+2; \dots, n);$$

$$\frac{\operatorname{Re} F_k}{A_0} \text{ და } \frac{JmW_k}{A_0} \quad (\text{იხ. პუნქტი 10. როცა } k = j+1; j+2; \dots, n);$$

თავი 4

ქ. თბილისში ვაჟა-ფშაველას გამზირი 76ბ-ში მშენებარე მაღლივი შენობის გაანგარიშება სეისმურ ზემოქმედებაზე ფუძის დამყოლობის გათვალისწინებით.

§ 4.1 საწყისი მონაცემები შენობის გაანგარიშებისათვის.

დრეისათვის მსოფლიოში დღემდე არ არსებობს სეისმური ძალის განსაზღვრის ერთიანი მიდგომა. საქართველოში მიღებული მეთოდული სეისმური ძალის განსაზღვრა ხდება სპექტრული მეთოდით, რომლის მიხედვითაც ხდება შენობა-ნაგებობების გაანგარიშება.

საამშენებლო მოედნის საანგარიშო სეისმური ინტენსიურობა-სეისმური ზემოქმედების საანგარიშო სიდიდე, რომელიც გამოისახება ბალებში, აჩქარებებში და სხვა ფიზიკურ სიდიდეებში განისაზღვრება შესაბამისად სეისმური დარაიონების რუკის მიხედვით და რომელიც დაზუსტდება საამშენებლო მოედანზე არსებული გრუნტის კატეგორიების მიხედვით. გარდა ამისა სეისმური ძალის სიდიდეზე გავლენას ახდენს ისეთი ფაქტორები, როგორცაა მაგალითად შენობის დაზიანების ხარისხი, მისი კონსტრუქციული გადაწყვეტა, გრუნტის არაწრფივი დეფორმაციები და ა.შ.

მიწისძვრის დროს სეისმურ დატვირთვას სივრცეში შეიძლება ჰქონდეს ნებისმიერი მიმართულება. ამიტომ შენობა-ნაგებობების გაანგარიშებისას

სეისმურ ზემოქმედებაზე უნდა განისაზღვროს სეისმური ძალის ყველაზე არახელსაყრელი მიმართულება. ამ შემთხვევაში შენობის მზიდი კარკასისათვის ძირითად საფრთხეს წარმოადგენს სეისმური ძალის ჰორიზონტალური მდგენელი. პრაქტიკული ანგარიშებისათვის მარტივი გეომეტრიული ფორმის მქონე შენობა-ნაგებობები გაიანგარიშება შენობის გრძივი და განივი მიმართულებით მოქმედ ჰორიზონტალურ სეისმურ დატვირთვებზე ცალ-ცალკე, ხოლო რთული გეომეტრიული ფორმის მქონე შენობა-ნაგებობების გაანგარიშება უნდა შესრულდეს მოცემული კონსტრუქციისათვის ან მისი ელემენტებისათვის ყველაზე არახელსაყრელი მიმართულებით მოქმედ სეისმურ ზემოქმედებაზე.

საქართველოში მოქმედი სეისმური ნორმების[33] თანახმად შენობა-ნაგებობების გაანგარიშება სეისმური ძალის მდგენელზე გათვალისწინებული უნდა იქნას შემდეგ შემთხვევებში: როდესაც შენობის მალი ტოლია ან მეტია 24მ.-ზე, ჰორიზონტალური და დახრილი კონსოლური კონსტრუქციების შემთხვევაში და ა.შ.

მოცემულ თავში ჩვენს მიერ განხილული იქნება მაღლივი შენობის საანგარიშო სივრცითი მოდელის მხოლოდ ჰორიზონტალური სეისმური რხევა.

გამოსაკვლევ ობიექტად არჩეული იქნა ვაჟა-ფშაველას გამზირი #76ბ-ში მშენებარე მრავალსართულიანი შენობა(სურ-22).



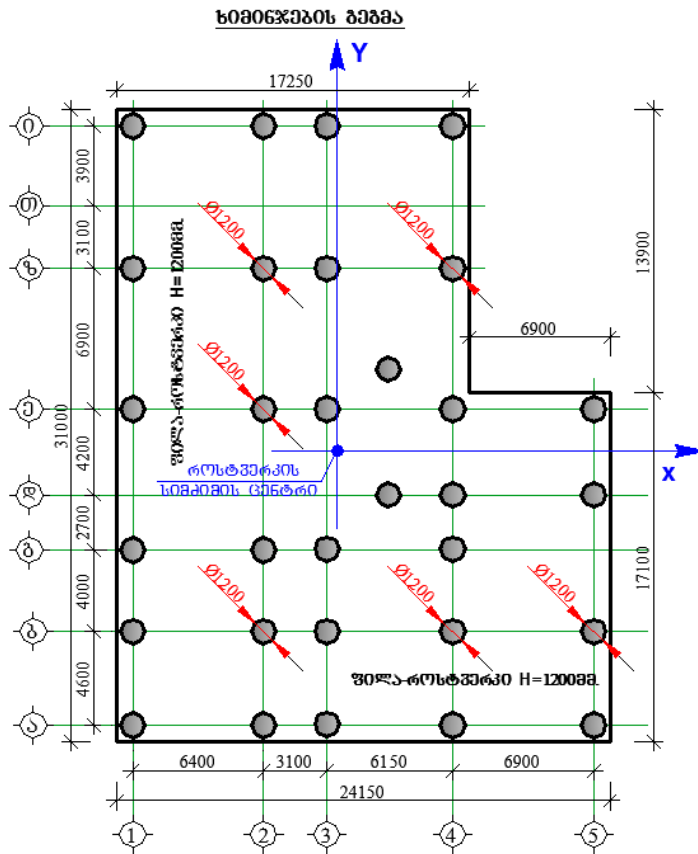
ფოტო მონტაჟი



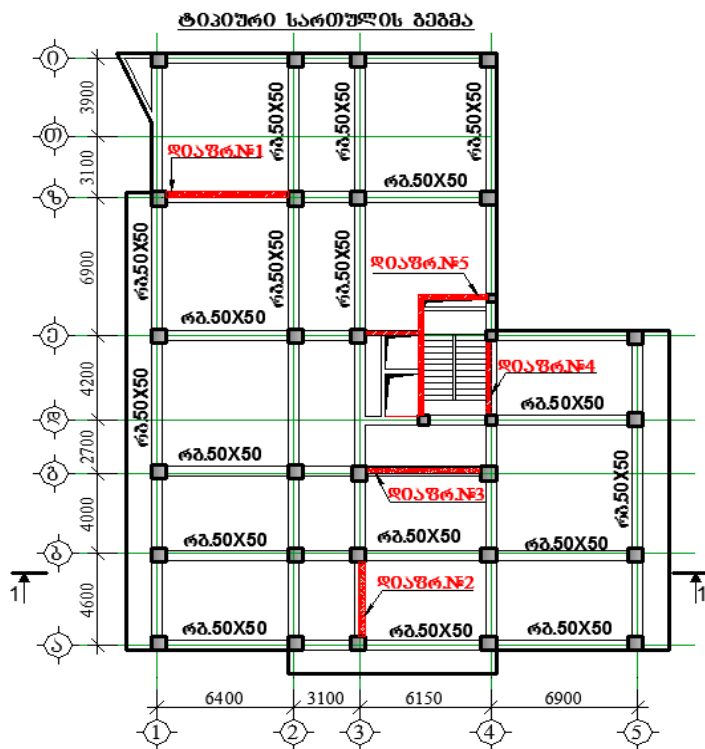
მშენებლობის პროცესი

სურათი-22.

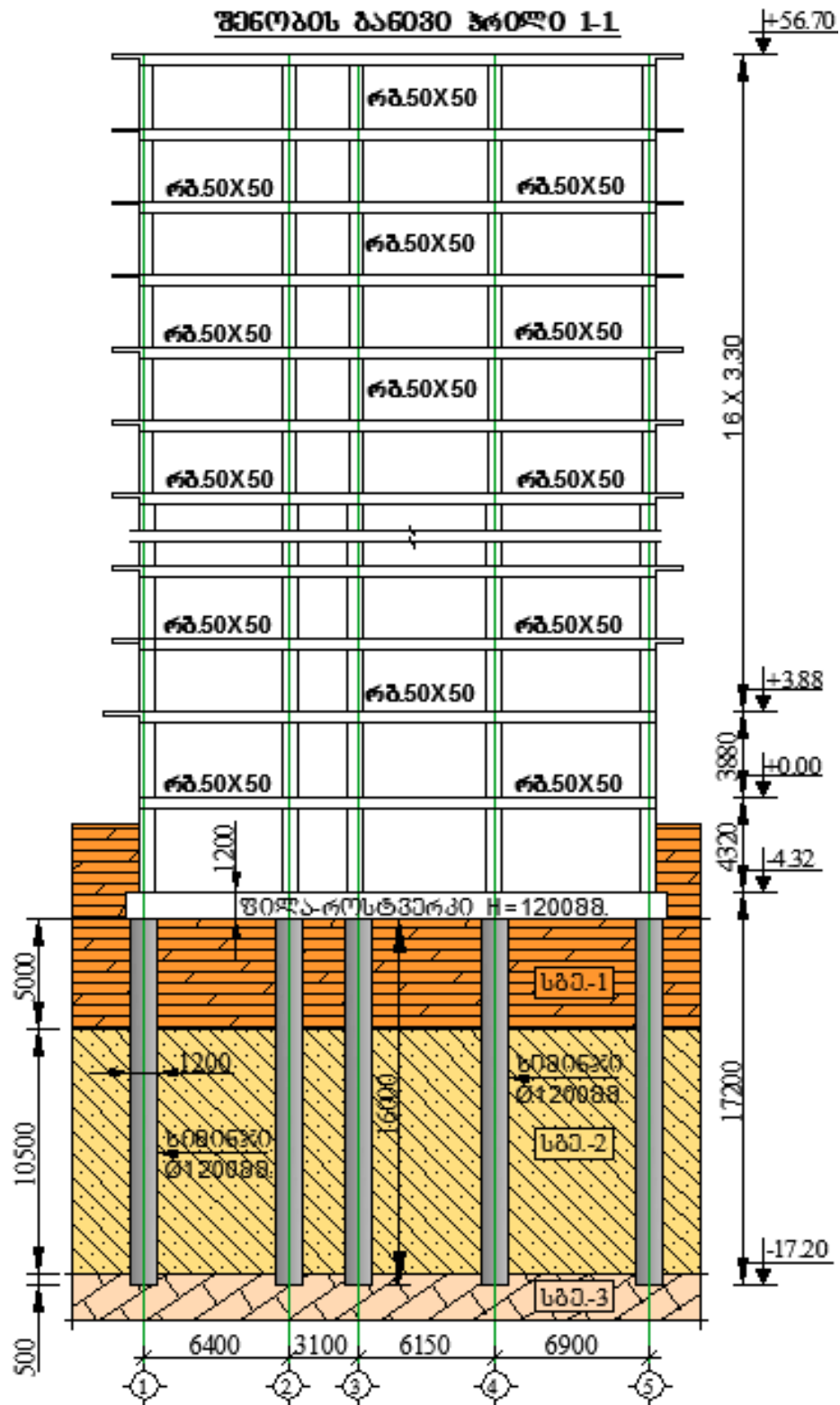
გამოსაკვლევ შენობა წარმოადგენს ჩარჩოკავშირებიან კონსტრუქციულ სისტემას. შენობის კარკასის მზიდი ელემენტებია: 120სმ. დიამეტრის რკინაბეტონის ხიმინჯები, რომლებიც დაყრდნობილნი არიან კლდოვან გრუნტზე, ხოლო მათი თავები ერთმანეთთან დაკავშირებულია 120სმ. სისქის ფილა როსტვერკით (ნახ.43;44), რკინაბეტონის სვეტები, რომელთა განივი კვეთის ზომები სიმაღლის მიხედვით იცვლება. რკინაბეტონის სიხისტის დიაფრაგმები, რომელთა სესქეც აგრეთვე ცვლადია სიმაღლის მიხედვით, რკინაბეტონის რიგელები და გადახურვის მონოლითური ფილები(ნახ45).



ნახაზი-43



ნახაზი-44



ნახაზი-45

საწყისი მონაცემები:

ბეტონის დრეკადობის მოდული $E=30600\text{მპა.}$

ბეტონის მოცულობითი წონა $\gamma=2500\text{კგ/მ}^3$

პუასონის კოეფიციენტი $\nu=0.20$

საინჟინრო-გეოლოგიური კვლევების მიხედვით საამშენებლოდ გამოყოფილ მოედანზე გამოყოფილია სამი საინჟინრო-გეოლოგიური ელემენტი, რომელთა ფიზიკურ-მექანიკური მახასიათებლები მოცემულია ცხრ.10-ში.

ცხრილი-10.

N	გრუნტი	ფენის სისქე	γ კნ/მ ³	φ გრად.	C მპა.	e	I_L	ν	E მპა.
1	რბილადპლასტიკური თიხნარი	5	18	16	16	0.8	0.5	0.35	10
2	ძნელადპლასტიკური თიხა	10,5	19	22	50	0.6	0.25	0.4	22
3	კლდოვანი ქანი		22	-	-	-	-	-	100

§ 4.2. სიხისტის კოეფიციენტების განსაზღვრა.

§ 4.2.1 СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>>

მოდელი.

კოეფიციენტები β_z^* და β_x^* , განისაზღვრება 3.4.8 და 3.4.10 ფორმულებით.

$$\beta_z^* = 2 \frac{3 \cdot 10^3 \cdot 5 + 4.5 \cdot 10^3 \cdot 10.5}{10^3 \cdot 16} = 7.78$$

$$\beta_x^* = 0.25 \beta_z^* = 0.25 \cdot 7.78 = 1.945$$

შემდეგ გამოითვლება ხიმინჯოვანი საძირკვლის დაყვანილი მასა 3.4.1 და 3.4.9 ფორმულებით.

$$m_{x,red} = m_{y,red} = \frac{2.5 \cdot 1.2 \cdot (17.25 \cdot 31.0 + 6.9 \cdot 17.1)}{9.81} + 1.945 \cdot 31 \cdot \frac{2.5 \cdot 3.14 \cdot 0.6^2 \cdot 16}{9.81} = 477.5 \text{ ტ.წმ}^2/\text{მ}.$$

$$m_{z,red} = 199.6 + 7.78 \cdot 142.88 = 1311 \text{ ტ.წმ}^2/\text{მ}.$$

სისტემა <<ხიმინჯები-გრუნტი>>-ის დრეკადი დეფორმაციების კოეფიციენტის მნიშვნელობები გამოითვლება 3.4.12 ფორმულით.

$$\bar{\alpha} = 2 \sqrt[5]{\frac{7000 \cdot (1.2 + 1)}{3 \cdot 3 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{3.14 \cdot 1.2^4}{62}\right)}} = 0.552 \text{ მ}^{-1}$$

A_0, B_0, C_0 -განისაზღვრება [112] დანართი 1 ცხრილი 5-ის მიხედვით.

$$A_0 = 2.419, \quad B_0 = 1.618, \quad C_0 = 1.75.$$

როსტვერკში ხისტად ჩამაგრებული ხიმინჯისათვის კოეფიციენტი P განისაზღვრება 3.4.11 ფორმულით.

$$P = 2.419 + \frac{1}{1.75} \{1.618[-1.618]\} = 0.923$$

გამოვთვალთ სიხისტის კოეფიციენტი $K_{x,red}$ 3.4.11 ფორმულით.

$$K_{x,red} = \frac{31 \cdot 3.06 \cdot 10^6 \cdot 0.105 \cdot 0.552^3}{0.923} = 1815047 \text{ ტ/მ}.$$

$$K_{x,red} = K_{y,red} = 1815047 \text{ ტ/მ}.$$

ხიმინჯის ბოლოზე გრუნტის თანაბარი დრეკადი კუმშვის კოეფიციენტი გამოითვლება 3.4.7 ფორმულით.

$$C_z^* = 1.5 \cdot 100 \left[1 + \sqrt{\frac{10}{1.13}} \right] = 596 \text{ ტ/მ}^3.$$

შემდეგ გამოითვლება α $C_{p,m}$ და $\bar{\beta}$ კოეფიციენტები 3.4.4, 3.4.5, და 3.4.6 ფორმულებით.

$$\alpha = \frac{596}{3.06 \cdot 10^6} = 0.000195 \text{ მ}^{-1}$$

$$C_{p,m} = \frac{3000 \cdot 5 + 4500 \cdot 10.5}{16} = 3890 \text{ ტ/მ}^3$$

$$\bar{\beta} = \sqrt{\frac{3890 \cdot 3.77}{3.06 \cdot 10^6 \cdot 1.13}} = 0.07 \text{ მ}^{-1}$$

გამოვთვალოთ $K_{z,red}^*$ სიდიდე 3.4.3 ფორმულით.

$$K_{z,red}^* = 31 \cdot 3.06 \cdot 10^6 \cdot 1.13 \cdot 0.07 \frac{0.07 \text{ th} 1.12 + 0.000195}{0.07 + 0.000195 \text{ th} 1.12} = 6066918 \text{ ტ/მ.}$$

3.4.2 ფორმულის თანახმად $K_{z,red} = K_{z,red}^* = 6066918 \text{ ტ/მ.}$

ჰორიზონტალუტი-გრეხვითი რხევისას ხიმინჯოვანი სამირკვლის მასის ინერციის მომენტი გამოითვლება 3.4.16 და 3.4.17 ფორმულებით.

$$\theta_{\varphi x, red} = 199.6 \cdot 50368 + 7.78 \cdot 4.6 \cdot 2793 = 10153408 \text{ ტ.წმ}^2 \cdot \text{მ}$$

$$\theta_{\varphi x^0, red} = 10153408 + 0.6^2 \cdot 199.6 = 10153479 \text{ ტ.წმ}^2 \cdot \text{მ}$$

$$\theta_{\varphi y, red} = 199.6 \cdot 27822 + 7.78 \cdot 4.6 \cdot 1545 = 5608563 \text{ ტ.წმ}^2 \cdot \text{მ}$$

$$\theta_{\varphi y^0, red} = 5608563 + 0.6^2 \cdot 199.6 = 5608634 \text{ ტ.წმ}^2 \cdot \text{მ}$$

გამოვთვალოთ სიხისტის კოეფიციენტები $K_{\varphi x, red}$ და $K_{\varphi y, red}$ 3.4.18 ფორმულით.

$$K_{\varphi x, red} = \frac{6066918}{31} \cdot 2793 = 546609741 \text{ ტ.მ}$$

$$K_{\varphi y, red} = \frac{6066918}{31} \cdot 1545 = 302367364 \text{ ტ.მ}$$

ხიმინჯოვანი საპირკვლის მასის ინერციის მომენტი ბრუნვითი რხევის დროს, სიმბიმის ცენტრში გამავალი ვერტიკალური ღერძის მიმართ გამოითვლება 3.4.20 ფორმულით.

$$\sum_{i=1}^N r_{v,i}^2 = (13.45^2 + 8.85^2 + 4.85^2 + 2.15^2 + 2^2 + 4^2 + 8.95^2 + 15.95^2) + (123 + 36 + 23 + 178 + 90 + 77 + 78 + 193 + 179 + 10 + 36 + 161 + 55 + 108 + 234 + 210 + 334 + 4 + 16 + 100 + 36 + 36 + 161 + 22 + 110 + 79 + 92 + 179 + 353 + 265 + 252 + 285) = 49180^2$$

$$\theta_{\psi z, red} = 199.6 \cdot 355 + 1.945 \cdot 4.6 \cdot 4918 = 114859 \text{ ტ.წმ}^2/\text{მ.}$$

$$K_{\psi z, red} = \frac{114859}{31} \cdot 4918 = 18221824 \text{ ტ/მ.}$$

§ 4.2.2 ვ. ილიჩოვი, ი. მონლოლოვი, ვ. შაევიჩი <<ხიმინჯოვანი საპირკვლები სეისმურ რაიონებში>> მოდელი.

განვსაზღვროთ დრეკადი დეფორმაციის კოეფიციენტი 3.5.5 ფორმულით.

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{7000 \cdot 1.2}{3.06 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{3.14 \cdot 1.2^4}{62}\right)}} = 0.48 \text{ მ}^{-1}$$

კოეფიციენტები $a_y(\xi_0)$, $a_\varphi(\xi_0)$ და $a_M(\xi_0)$ განისაზღვრება სურ.19-ის მიხედვით.

$$a_y(\xi_0) = 0.1; a_\varphi(\xi_0) = 0.07; a_M(\xi_0) = 0.5.$$

კოეფიციენტი C_1 მნიშვნელობა განისაზღვრება ექსპერიმენტალური მონაცემებით. ჩვენს შემთხვევაში $C_1 = 400000$ ტ/მ.

კოეფიციენტების C_2 , C_3 და C_4 -ის მნიშვნელობები გამოითვლება 3.5.3, 3.5.11, 3.5.13 ფორმულებით.

$$C_2 = \frac{0.48^3 \cdot 3.06 \cdot 10^6 \cdot \frac{3.14 \cdot 1.2^4}{62}}{0.1} = 355392 \text{ ტ/მ.}$$

$$C_3 = \frac{0.5 \cdot 0.48^2 \cdot 3.06 \cdot 10^6 \cdot 0.105}{0.1} = 370137 \text{ ტ/მ.}$$

$$C_4 = \frac{0.5 \cdot 0.48^2 \cdot 3.06 \cdot 10^6 \cdot 0.105}{0.07} = 1101600 \text{ ტ/მ.}$$

გამოვთვალოთ $\sum_{i=1}^n x_i^2$, $\sum_{i=1}^n y_i^2$ სიდიდეები.

$$\sum_{i=1}^{31} x_i^2 = 2793.4 \text{ მ}^2. \quad \sum_{i=1}^{31} y_i^2 = 1545 \text{ მ}^2.$$

გამოვთვალოთ სიხისტის კოეფიციენტები 3.5.1 და 3.5.2 ფორმულებით.

$$K_x = 31 \cdot 355392 - \frac{31^2 \cdot 370137^2}{30000 \cdot 2793.4 + 31 \cdot 1101600} = 9900945.5 \text{ ტ/მ.}$$

$$K_y = 31 \cdot 355392 - \frac{31^2 \cdot 370137^2}{30000 \cdot 1545 + 31 \cdot 1101600} = 9381641 \text{ ტ/მ.}$$

$$K_z = 31 \cdot 400000 = 12400000 \text{ ტ/მ.}$$

$$K_{\varphi x} = 30000 \cdot 2793.4 + 31 \cdot 1101600 - 31 \frac{370137^2}{355392} = 105971286 \text{ ტ.მ.}$$

$$K_{\varphi y} = 30000 \cdot 1545 + 31 \cdot 1101600 - 31 \frac{370137^2}{355392} = 68549286 \text{ ტ.მ.}$$

ცხრილი 11- ში მოცემულია გრუნტის სიხისტის მახასიათებლების რიცხვითი მნიშვნელობები საქართველოში მოქმედი СНИП 2.02.03.-85 <<Свайные фундаменты>> და ნაშრომში განხილული მოდელებისათვის.

ცხრილი-11.

ფუძის მოდელის ტიპი	K_x (ტ/მ.)	K_y (ტ/მ.)	K_z (ტ/მ.)	$K_{\varphi x}$ (ტ.მ)	$K_{\varphi y}$ (ტ.მ)
СНИП 2.02.03.-85 <<Свайные фундаменты>>	3722	3722	184792	54319	54319

СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>>	1815047	1815047	606698	546609741	302367364
В.А ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич <<Свайные фундаменты в сейсмических районах>>	9900945	9381641	930000	105971286	68549286

§4.2.3 გამოსაკვლევია ობიექტის რიცხვითი შედეგები.

შენობის მხიდი კონსტრუქციების გაანგარიშება სტატიკურ და დინამიკურ (სეისმურ) დატვირთვებზე, შესრულებულია თანამედროვე კომპიუტერული საანგარიშო კომპლექს „Л И Р А - С А П Р 2015,, ის გამოყენებით საქართველოში მოქმედი საამშენებლო ნორმებისა და წესების მოთხოვნათა შესაბამისად. ჰორიზონტალურ მიმართულებით სეისმური ზემოქმედება „X“; “Y“; და დიაგონალური 45⁰-იანი კუთხით კომპიუტერულ საანგარიშო მოდელში შესრულებულია სპექტრული მეთოდით, სეისმური თვისებების მიხედვით II კატეგორიის გრუნტისათვის 8 ბალიან სეისმურ ზემოქმედებაზე და სინთეზური აქსელოგრამების გამოყენებით.

შენობის ხიმინჯების მოდელირება შესაბამისი გრუნტის სიხისტის კოეფიციენტების გათვალისწინებით განხორციელდა ნაშრომში განხილული СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>>[94] და ვ.ილიჩოვი, ი.მონღოლოვი, ვ.შაევიჩი <<ხიმინჯოვანი სამირკვლები სეისმურ რაიონებში>>[150]-ში მოცემული მეთოდითა და საქართველოში მოქმედი СНиП 2.02.03.-85 <<Свайные фундаменты>> [112] ნორმატიული დოკუმენტის მიხედვით.

საანგარიშო სივრცითი მოდელის გაანგარიშების შედეგების საფუძველზე ზემოთ აღნიშნული სამივე მოდელისათვის მოცემულია შენობის საკუთარი რხევის პირველი სამი ფორმის შესაბამისი პერიოდების რიცხვითი

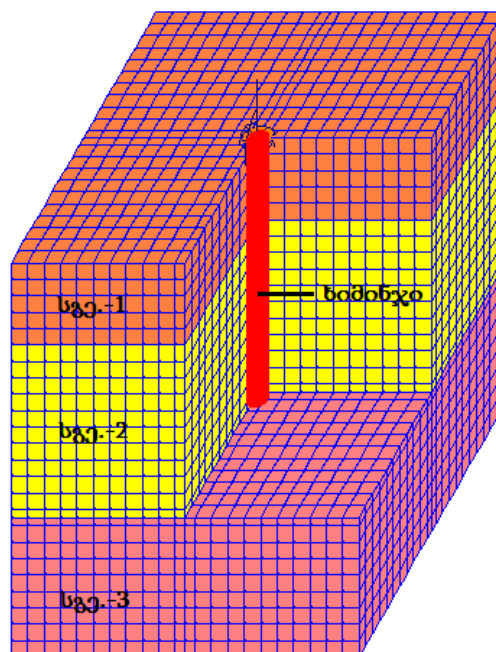
მნიშვნელობები. აგრეთვე მოცემულია შენობის მაქსიმალური გადაადგილების მნიშვნელობები „X“ და „Y“ მიმართულებით. აღნიშნული სამივე მოდელისათვის მოყვანილია ხიმინჯებში გრძივი ძალების მაქსიმალური მნიშვნელობები. სვეტებისათვის განისაზღვრა მღუნავი მომენტების, განივი და გრძივი ძალების მნიშვნელობები დატვირთვით განსაკუთრებული შეხამების დროს. სიხისტის დიაფრაგმისათვის მოცემულია ნორმალური და მხები ძაბვების რიცხვითი მნიშვნელობები სეისმური ზემოქმედებისას.

ქვემოთ დანართების სახით განხილულია შენობის სეისმური ანგარიში აღნიშნული მოდელების გამოყენებით.

ფუძე-გრუნტისა და ხიმინჯის მოდელირება მოცულობითი ელემენტებით საანგარიშო კომპლექს „Л И Р А - С А П Р 2015,, გამოყენებით:

ხიმინჯის თავზე მოქმედი ძალები დატვირთვით განსაკუთრებული შეხამებისას:

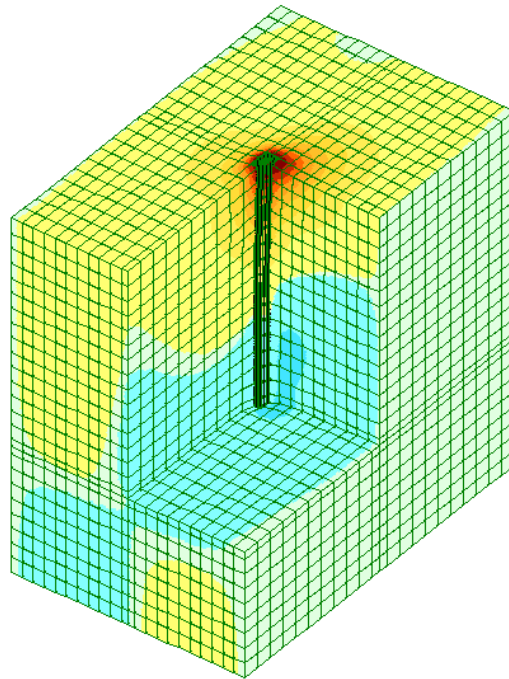
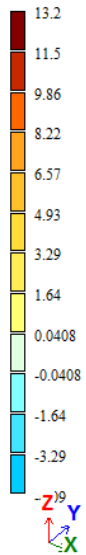
$N=976\text{ტ}$; $M_x=21.4\text{ტ*მ}$; $M_y=5.12\text{ტ*მ}$; $M_z=4.75\text{ტ*მ}$; $Q_x=35.2\text{ტ}$; $Q_y=25.4\text{ტ}$;



ხიმინჯის (ფუძე-გრუნტის) ჰორიზონტალური დეფორმაციები (მმ)

„X,, მიმართულებით (წრფივი ანგარიშები)

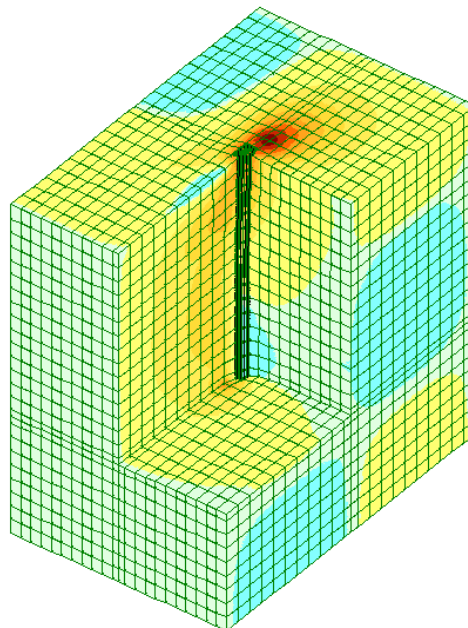
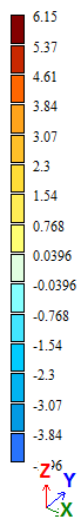
Загружение 1
Изополю перемещений по X(G)
Единицы измерения - мм



ხიმინჯის (ფუძე-გრუნტის) ჰორიზონტალური დეფორმაციები (მმ)

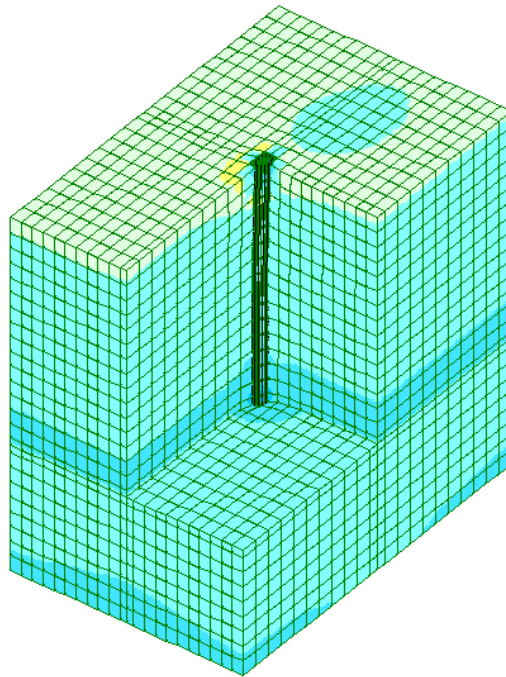
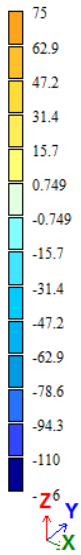
„Y,, მიმართულებით (წრფივი ანგარიშები)

Загружение 1
Изополю перемещений по Y(G)
Единицы измерения - мм



ფუძე-გრუნტში მოქმედი ნორმალური ძაბვების „Nx,-ის (ტ/მ²) მნიშვნელობები (წრფივი ანგარიშები)

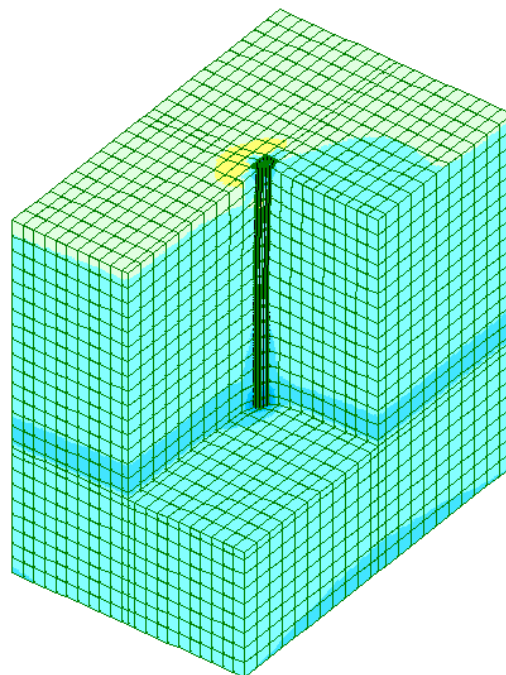
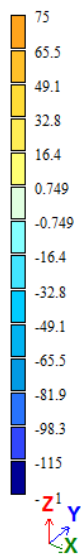
Загружение 1
Изополя напряжений по Nx
Единицы измерения - т/м*2



ფუძე-გრუნტში მოქმედი ნორმალური ძაბვების „Ny,-ის (ტ/მ²) მნიშვნელობები

(წრფივი ანგარიშები)

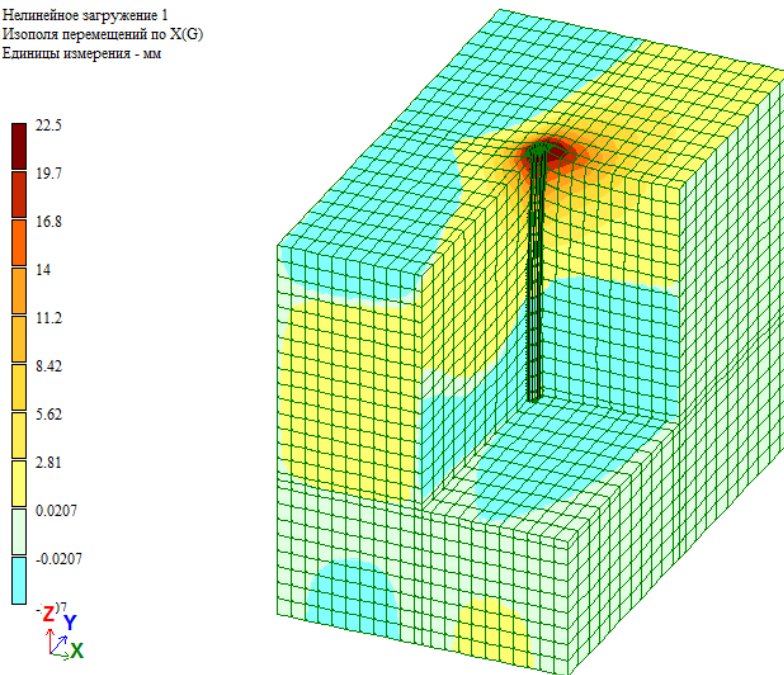
Загружение 1
Изополя напряжений по Ny
Единицы измерения - т/м*2



ხიმინჯის (ფუძე-გრუნტის) ჰორიზონტალური დეფორმაციები (მმ)

„X„ მიმართულებით *(არაწრფივი ანგარიშები)*

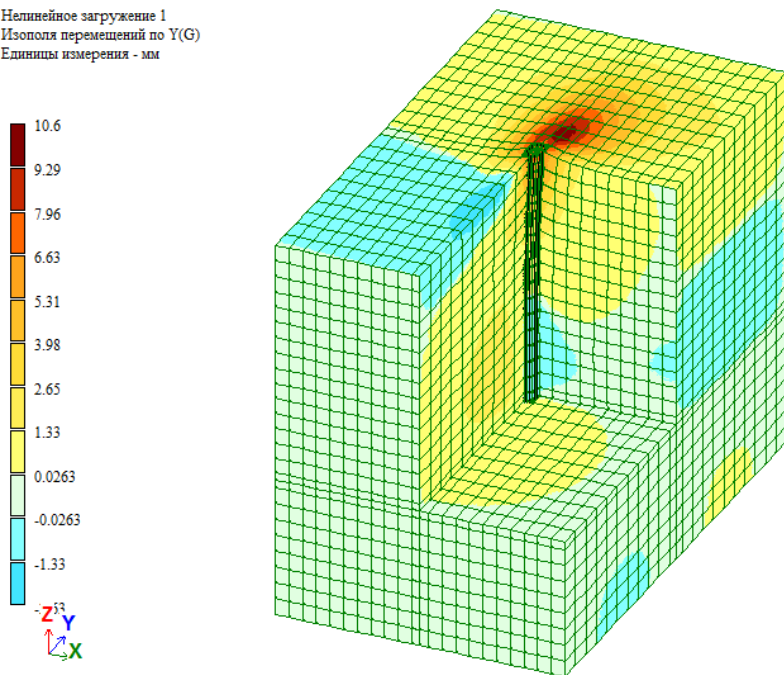
Нелинейное нагружение 1
Изополю перемещений по X(G)
Единицы измерения - мм



ხიმინჯის (ფუძე-გრუნტის) ჰორიზონტალური დეფორმაციები (მმ)

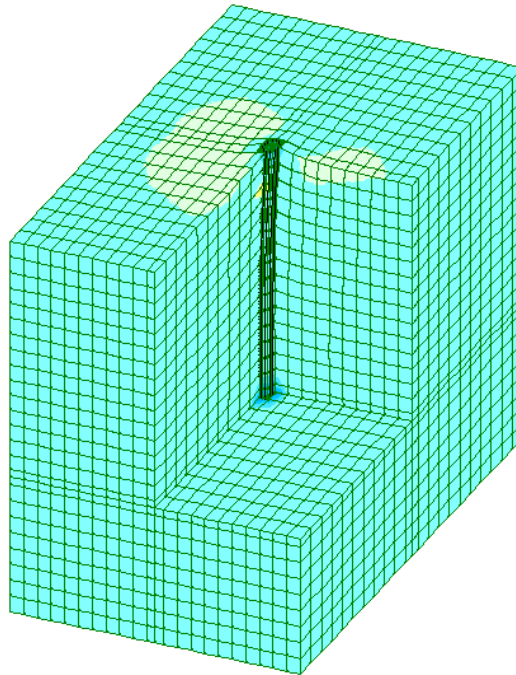
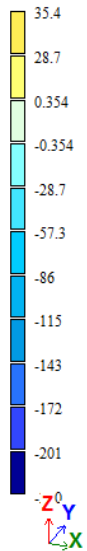
„Y„ მიმართულებით *(არაწრფივი ანგარიშები)*

Нелинейное нагружение 1
Изополю перемещений по Y(G)
Единицы измерения - мм



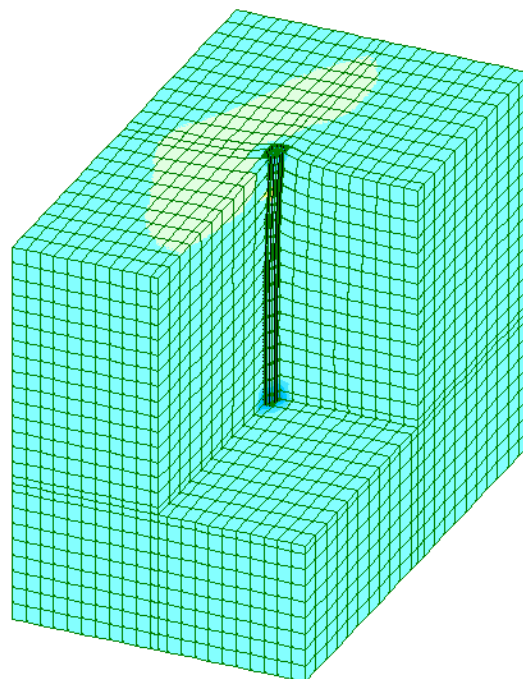
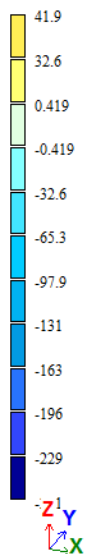
ფუძე-გრუნტში მოქმედი ნორმალური ძაბვების „Nx,-ის (ტ/მ²) მნიშვნელობები (არაწრფივი ანგარიშები)

Нелинейное нагружение 1
Изополя напряжений по Nx
Единицы измерения - т/м²



ფუძე-გრუნტში მოქმედი ნორმალური ძაბვების „Ny,-ის (ტ/მ²) მნიშვნელობები (არაწრფივი ანგარიშები)

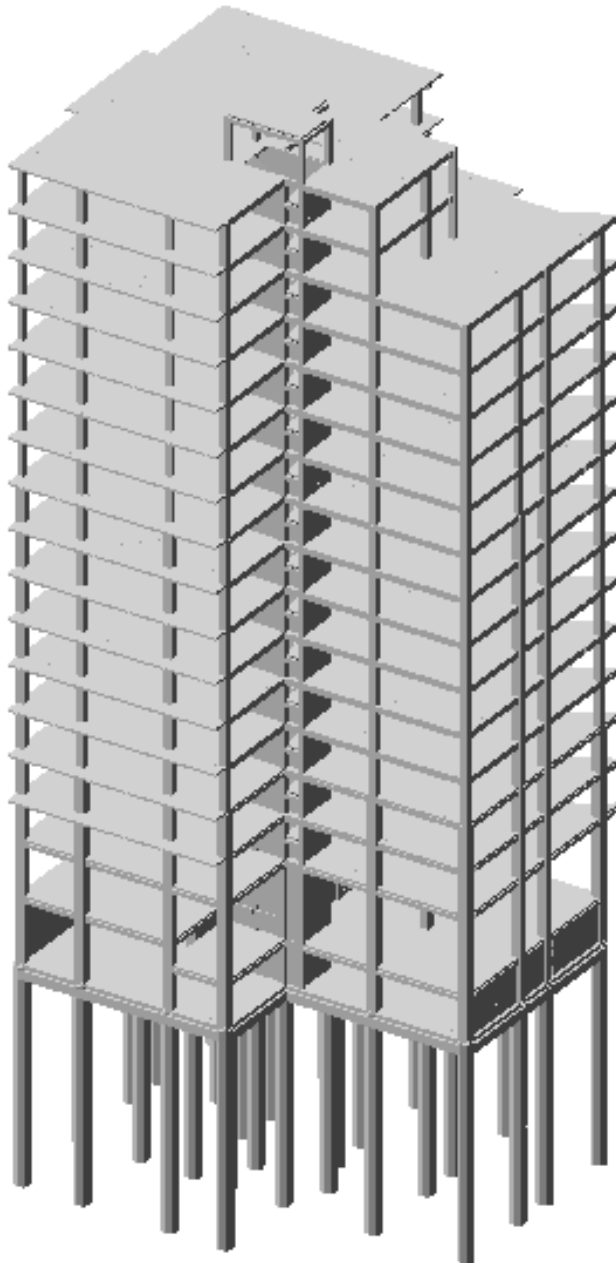
Нелинейное нагружение 1
Изополя напряжений по Ny
Единицы измерения - т/м²



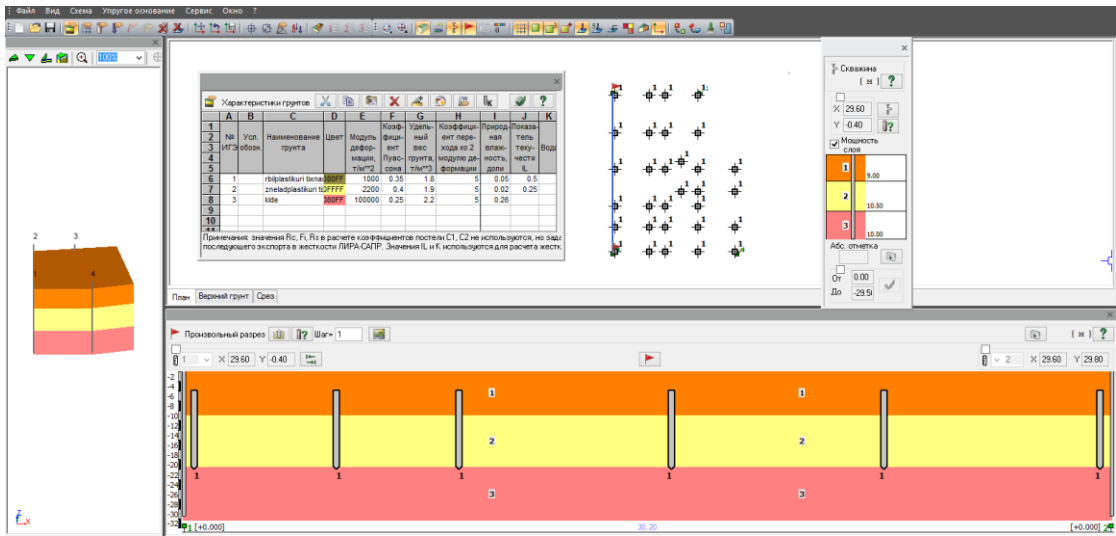
დანართი-1.

შენობის სეისმური გაანგარიშება СНиП 2.02.03.-85 <<Свайные фундаменты>>
მოდელის მიხედვით.

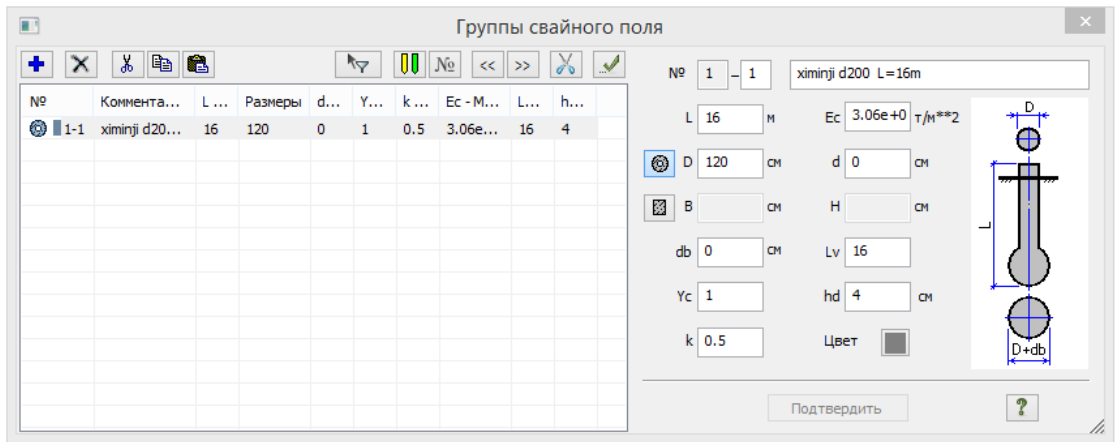
შენობის სივრცით საანგარიშო მოდელის იზომეტრიული ხედი.



საანგარიშო კომპლექს „Л И Р А - С А П Р 2015,-ის „МОДЕЛЬ ГРУНТА,-ს მიხედვით საძირკვლის ქვეშა ფუძე გრუნტებისა და ხიმინჯების განაწილება



1200 მმ დიამეტრის ხიმინჯების ძირითადი პარამეტრები



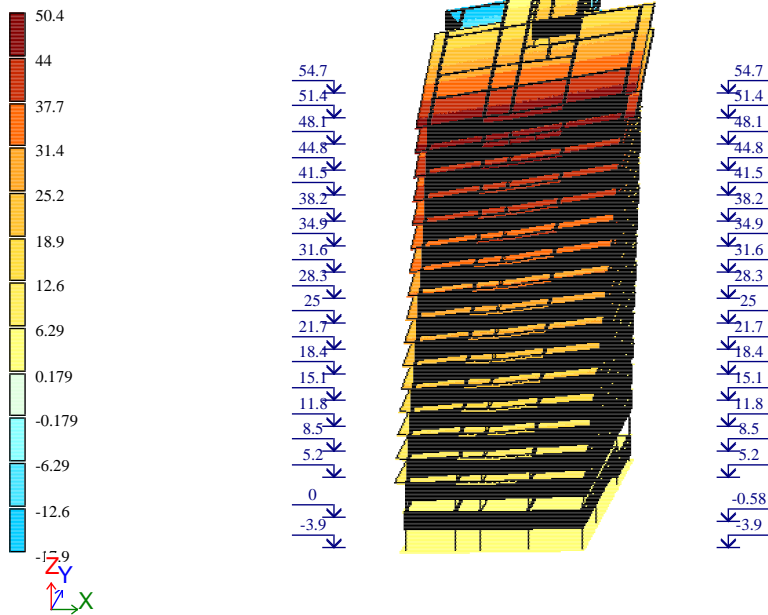
შენიშვნის დინამიკური პარამეტრები

ЗАГР	N п/п	Собств. знач.	Рад/с.	Гц.	Периоды,с	Козф. распр.	Масса	Сумма масс
4 (мод. 20)	-							
4	1	0.27807	3.596221	0.572647	1.746278	15.52527	14.42379	14.423793
4	2	0.252545	3.959688	0.630523	1.585984	28.3837	48.21023	62.634024
4	3	0.227574	4.39417	0.699709	1.429166	-13.0139	10.13477	72.768798

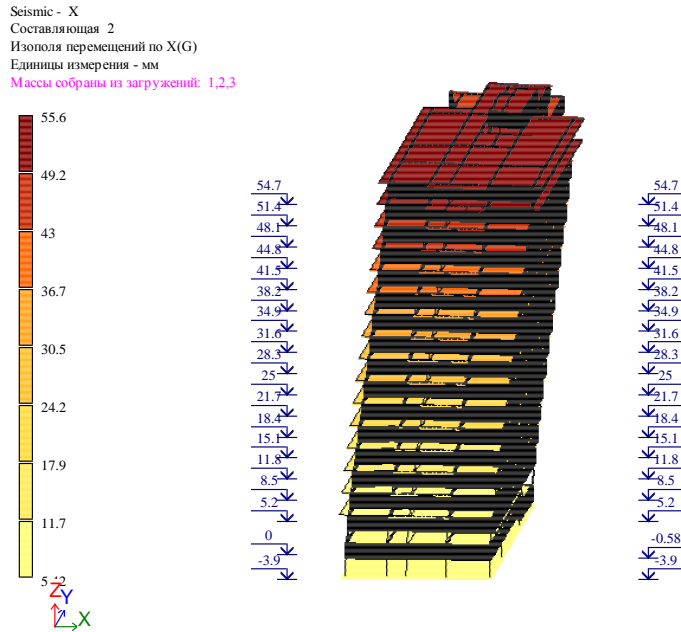
5 - (мод. 20)								
5	1	0.27807	3.596221	0.572647	1.746278	-22.8229	31.17037	31.170374
5	2	0.252545	3.959688	0.630523	1.585984	20.50272	25.15498	56.325358
5	3	0.227574	4.39417	0.699709	1.429166	17.21854	17.74165	74.06701
6 - (мод. 20)								
6	1	0.27807	3.596221	0.572647	1.746278	-5.45543	1.631292	1.631292
6	2	0.252545	3.959688	0.630523	1.585984	36.13347	71.56382	73.195111
6	3	0.227574	4.39417	0.699709	1.429166	3.072569	0.517461	73.712572

შენიშნის კორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „X,, მიმართულებით
საკუთარი რხევის პირველი ფორმისთვის „X,, მიმართულებით სეისმური
ზემოქმედებისას.

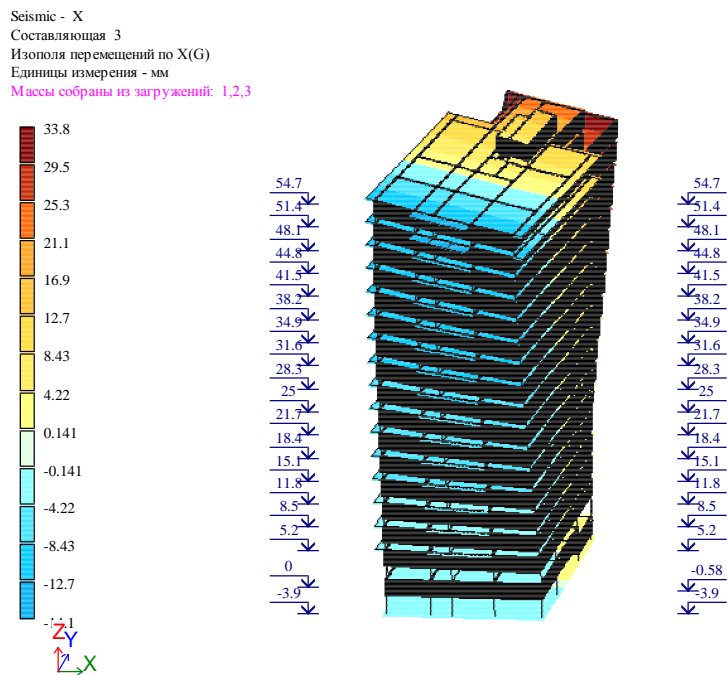
Seismic - X
Составляющая 1
Изополюса перемещений по X(G)
Единицы измерения - мм
Массы собраны из нагрузжений: 1,2,3



შენიშნის კორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „X,, მიმართულებით
 საკუთარი რხევის მეორე ფორმისთვის „X,, მიმართულებით სეისმური
 ზემოქმედებისას.

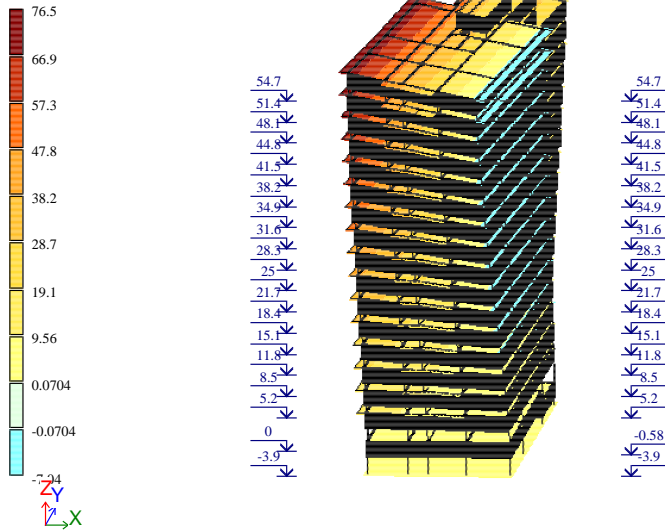


შენიშნის კორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „X,, მიმართულებით
 საკუთარი რხევის მესამე ფორმისთვის „X,, მიმართულებით სეისმური
 ზემოქმედებისას.



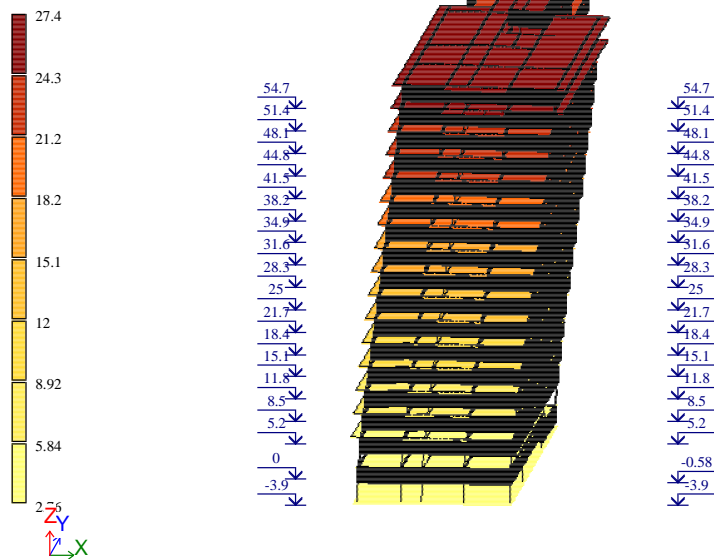
შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „Y,, მიმართულებით
საკუთარი რხევის პირველი ფორმისთვის „Y,, მიმართულებით სეისმური
ზემოქმედებისას

Seismic - Y
Составляющая 1
Изополюса перемещений по Y(G)
Единицы измерения - мм
Массы собраны из нагрузок: 1,2,3



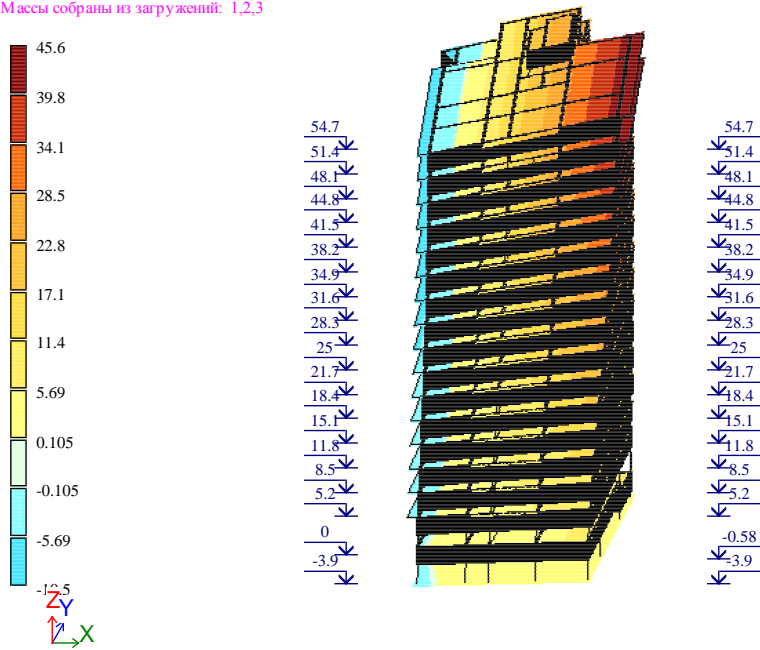
შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „Y,, მიმართულებით
საკუთარი რხევის მეორე ფორმისთვის „Y,, მიმართულებით სეისმური
ზემოქმედებისას.

Seismic - Y
Составляющая 2
Изополюса перемещений по Y(G)
Единицы измерения - мм
Массы собраны из нагрузок: 1,2,3

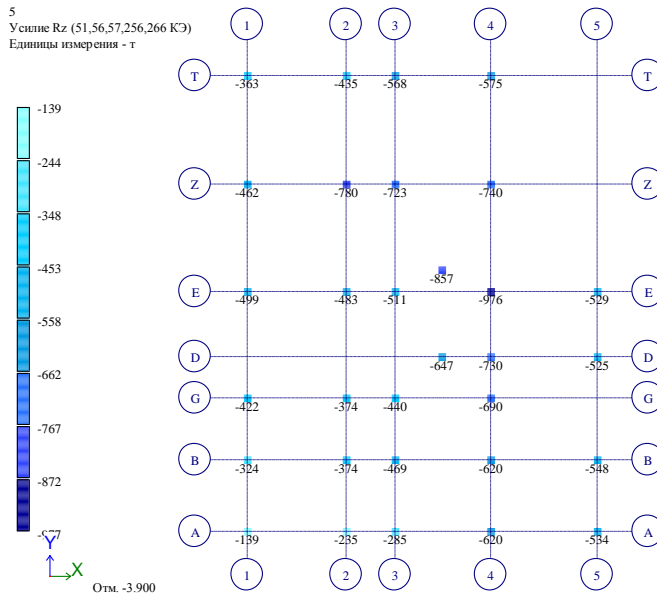


შენიშნის ჰორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „Y,, მიმართულებით
 საკუთარი რხევის მესამე ფორმისთვის „Y,, მიმართულებით სეისმური
 ზემოქმედებისას.

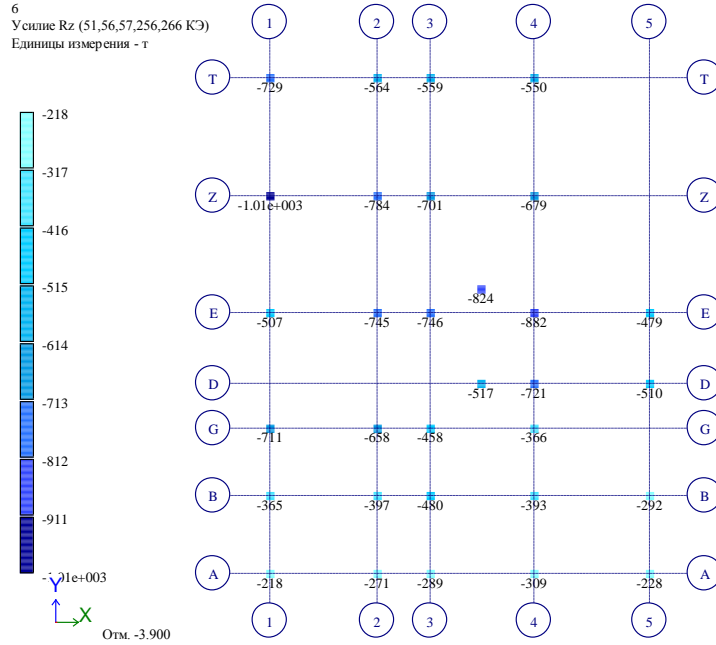
Seismic - Y
 Составляющая 3
 Изополя перемещений по Y(G)
 Единицы измерения - мм
 Массы собраны из загружений: 1,2,3



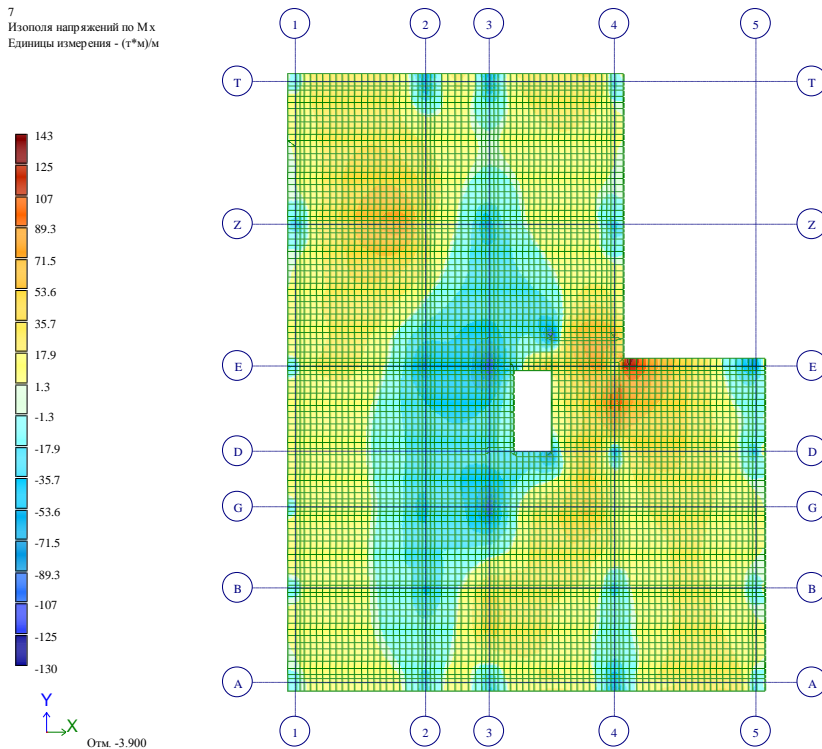
ხიმინჯებზე მოსული ნორმალური ძალის მნიშვნელობები (ტ) საანგარიშო
 დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას, „X,, მიმართულებით
 სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით.



ხიმინჯებზე მოსული ნორმალური ძალის მნიშვნელობები (ტ) საანგარიშო დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას, „Y“, მიმართულებით სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით.

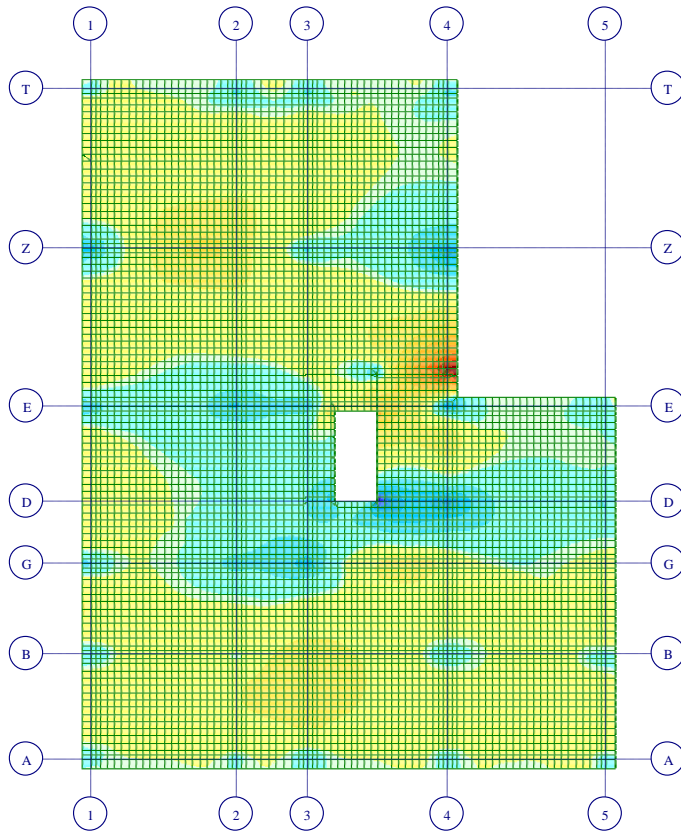
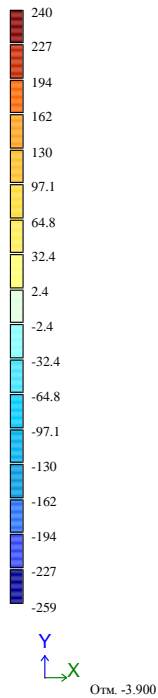


დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას ფილა-როსტვერკში „Mx“ (ტ.მ)/მ მღუნავი მომენტის მნიშვნელობები.

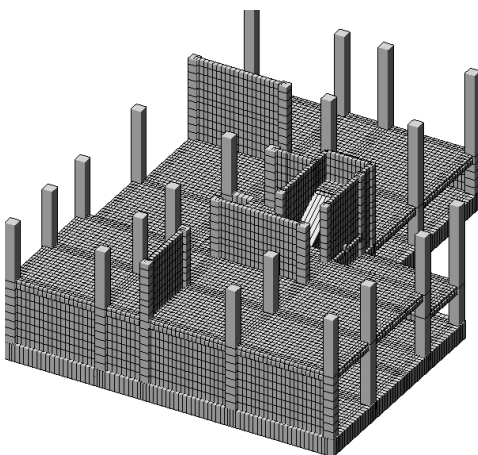


დატვირთვითა და განსაკუთრებული შეხამებისას ფილა-როსტვერვში "My" (ტ.მ)/მ მლუნავი მომენტის მნიშვნელობები.

7
Изополю напряжений по My
Единицы измерения - (т*м)/м



შენობის პირველი სართულის სვეტში (ელემენტი #8573) მოქმედი ძალების შეხამების ცხრილი.



ელემენტი №8573

Единицы измерения усилий: т
Единицы измерения напряжений: т/м**2
Единицы измерения моментов: т*м
Единицы измерения распределенных моментов: (т*м)/м

ЭЛЕМ	НС	КРТ	СТ	КС	Г	Н	МК	МХ	МУ	МЗ	МХ	МУ	МЗ	МХ	МУ	МЗ	ЗАГРУ...
8573	1	2	2		А1	-366.45	.09189	-4.4073	-2.4960	6.5062	2.6732	1.2,3					
8573	1	13	1		А1	-356.27	.10894	-4.0106	-.3312	6.4394	2.5607	1,3					
8573	1	15	1		А1	-343.80	.02534	-4.4367	-.37634	4.4802	2.0195	1,2					
8573	1	2	3	С	С1	-450.41	-2.7481	-30.827	7.3836	15.465	5.0359	1,2,3,5					
8573	1	3	3	С	С1	-156.17	2.8406	23.262	-6.7810	-6.5802	-1.2281	1,-5					
8573	1	5	3	С	С1	-108.50	-8.6343	-28.170	7.1052	-.62125	-.3573	1,-6					
8573	1	6	3	С	С1	-498.08	.95596	20.605	-6.5026	9.5066	3.4520	1,2,3,6					
8573	1	7	3	С	С1	-138.68	-2.0580	-28.930	7.1569	11.835	3.9007	1,-4					
8573	1	8	3	С	С1	-467.90	2.1506	21.365	-6.5543	-2.9304	-.09300	1,2,3,4					
8573	1	9	3	С	С1	-210.48	2.8691	22.934	-6.8477	-5.1953	-7.0267	1,2,3,5					
8573	1	10	3	С	С1	-396.10	-2.7766	-30.498	7.4502	14.080	4.5104	1,5					
8573	1	13	3	С	С1	-180.90	2.8773	23.267	-6.8513	-5.4460	-.85955	1,3,5					
8573	1	14	3	С	С1	-425.68	-2.7848	-30.832	7.4539	14.331	4.6672	1,2,5					
8573	1	30	3	С	С1	-413.59	2.1221	21.694	-6.4877	-4.3353	-6.1849	1,4					
8573	1	34	3	С	С1	-438.31	2.1588	21.699	-6.5580	-3.2011	-2.4987	1,3,4					
8573	2	2	2	А1	А1	-378.66	.09189	-2.9646	-2.4960	-8.9452	2.6732	1,2,3					
8573	2	13	1	А1	А1	-348.48	.10894	-2.6741	-.23121	-8.3654	2.5607	1,3					
8573	2	15	1	А1	А1	-336.01	.02534	-2.2614	-.37634	-7.1928	2.0195	1,2					
8573	2	2	3	С	С1	-491.07	.95596	-17.011	-6.5026	-10.516	3.4520	1,2,3,6					
8573	2	3	3	С	С1	-131.67	-2.0580	12.514	7.1569	-10.764	3.9007	1,-4					
8573	2	4	3	С	С1	-460.89	2.1506	-16.596	-6.5543	-2.3584	-.09300	1,2,3,4					
8573	2	6	3	С	С1	-443.40	-2.7481	11.935	7.3836	-13.689	5.0359	1,2,3,5					
8573	2	9	3	С	С1	-203.47	2.8691	-16.730	-6.8477	-1.0858	-7.0267	1,2,3,5					
8573	2	10	3	С	С1	-389.09	-2.7766	12.649	7.4502	-12.037	4.5104	1,5					
8573	2	12	3	С	С1	-149.16	2.8406	-16.017	-6.7810	3.6658	-1.2281	1,-5					
8573	2	13	3	С	С1	-173.89	2.8773	-16.418	-6.8513	-4.2978	-.85955	1,3,-5					
8573	2	14	3	С	С1	-418.67	-2.7848	12.336	7.4539	-12.693	4.6672	1,2,5					
8573	2	19	3	С	С1	-101.49	-8.6343	12.929	7.1052	-2.6064	-.3573	1,-6					
8573	2	30	3	С	С1	-406.58	2.1221	-15.882	-6.4877	-7.0061	-6.1849	1,4					
8573	2	34	3	С	С1	-431.30	2.1588	-16.284	-6.5580	-7.7023	-2.4987	1,3,4					

სვეტში მოქმედი ძალები საანგარიშო დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას:

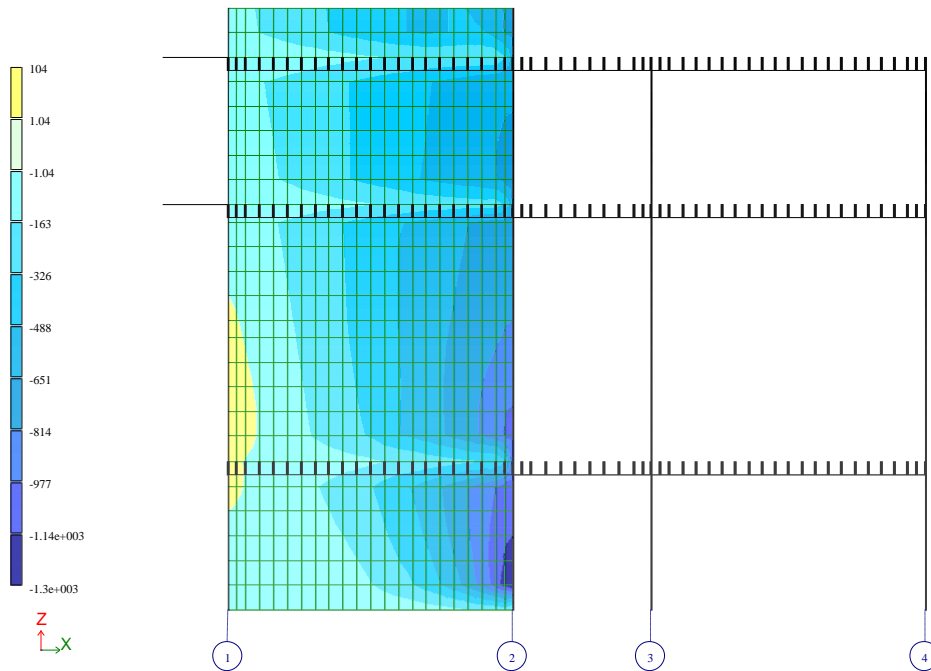
$$N_{\text{მაქს}} = -498.1 \text{ ტ}; M_x = 9.5 \text{ ტ*მ}; M_y = 20.6 \text{ ტ*მ}; Q_x = 6.5 \text{ ტ}; Q_y = 3.4 \text{ ტ};$$

$$M_{x, \text{მაქს}} = 14.3 \text{ ტ*მ}; N = -425.7 \text{ ტ}; M_y = 30.8 \text{ ტ*მ}; Q_x = 7.5 \text{ ტ}; Q_y = 4.7 \text{ ტ};$$

$$M_{y, \text{მაქს}} = 30.8 \text{ ტ*მ}; N = 425.7 \text{ ტ}; M_x = 14.3 \text{ ტ*მ}; Q_x = 7.5 \text{ ტ}; Q_y = 4.7 \text{ ტ};$$

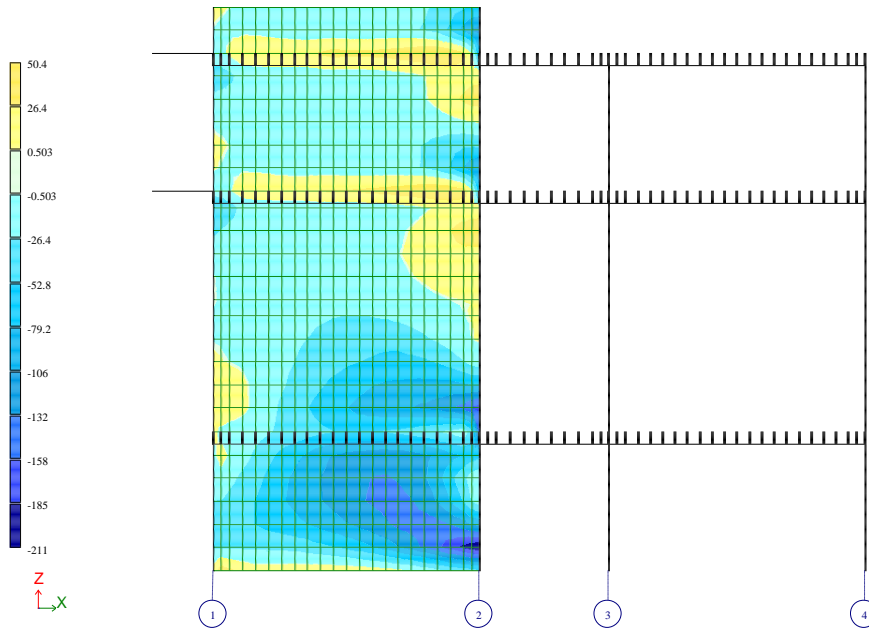
დიაგრამაში მოქმედი ვერტიკალური ძაბვების N_y , (ტ/მ²); განაწილება დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას.

7
Изополя напряжений по N_y
Единицы измерения - т/м²



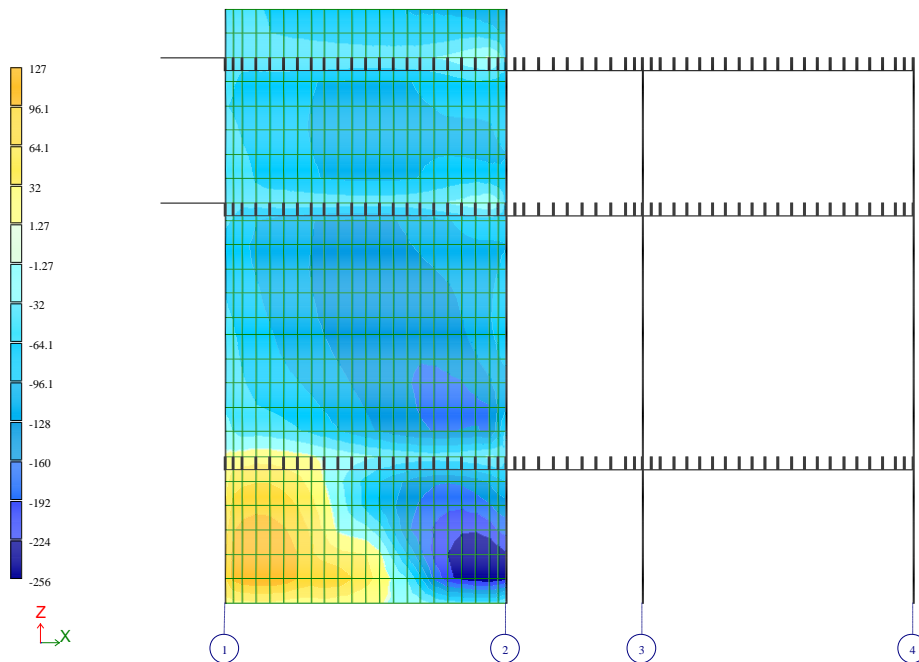
დიაგრამაში მოქმედი ვერტიკალური ძაბვების N_x , (ტ/მ²); განაწილება დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას.

7
Изополя напряжений по N_x
Единицы измерения - т/м²



დიაგრამაში მოქმედი მხები ძაბვების T_{xy} , (ტ/მ²); განაწილება დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას.

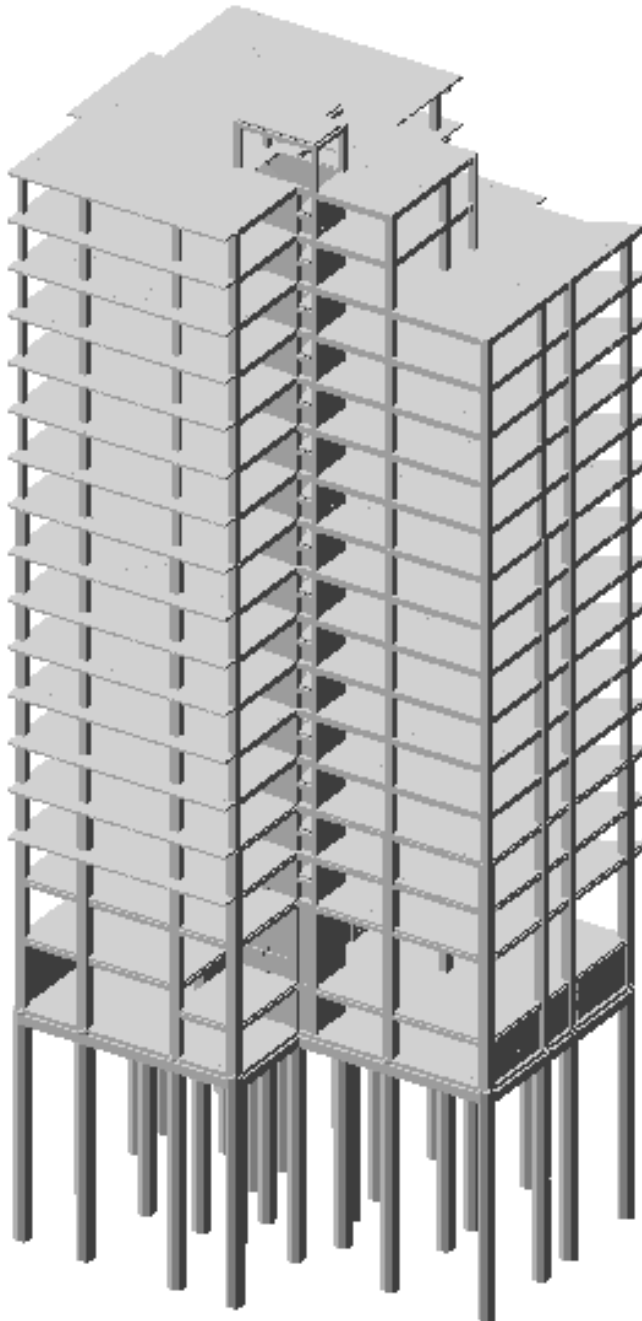
7
Изополя напряжений по T_{xy}
Единицы измерения - т/м²



დანართი-2.

შენობის სეისმური გაანგარიშება СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>> მოდელის მიხედვით.

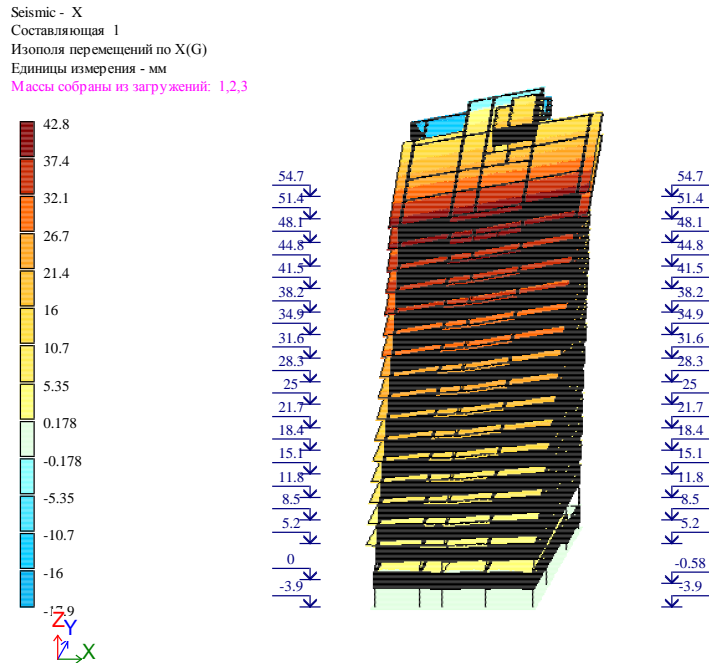
შენობის სივრცით საანგარიშო მოდელის იზომეტრიული ხედი.



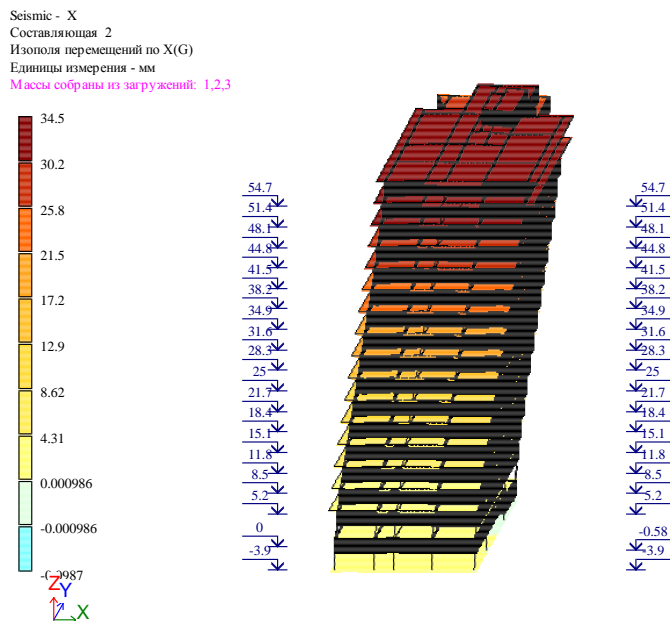
შენობის დინამიკური პარამეტრები

ЗАГР	N п/п	Собств. знач.	Рад/с.	Гц.	Периоды, с	Кэф. распр.	Масса	Сумма масс
4 - (мод. 20)								
4	1	0.254428	3.930389	0.625858	1.597806	-14.1439	11.99602	11.996021
4	2	0.218518	4.576274	0.728706	1.372295	23.64084	33.51412	45.510138
4	3	0.197931	5.052268	0.804501	1.243006	-15.5803	14.55641	60.066548
5 - (мод. 20)								
5	1	0.254428	3.930389	0.625858	1.597806	18.85168	21.3109	21.310902
5	2	0.218518	4.576274	0.728706	1.372295	21.28854	27.1765	48.487405
5	3	0.197931	5.052268	0.804501	1.243006	15.09209	13.65843	62.145839
6 - (мод. 20)								
6	1	0.254428	3.930389	0.625858	1.597806	3.538123	0.687472	0.687472
6	2	0.218518	4.576274	0.728706	1.372295	33.21665	60.59281	61.280283
6	3	0.197931	5.052268	0.804501	1.243006	0.442847	0.01077	61.291053

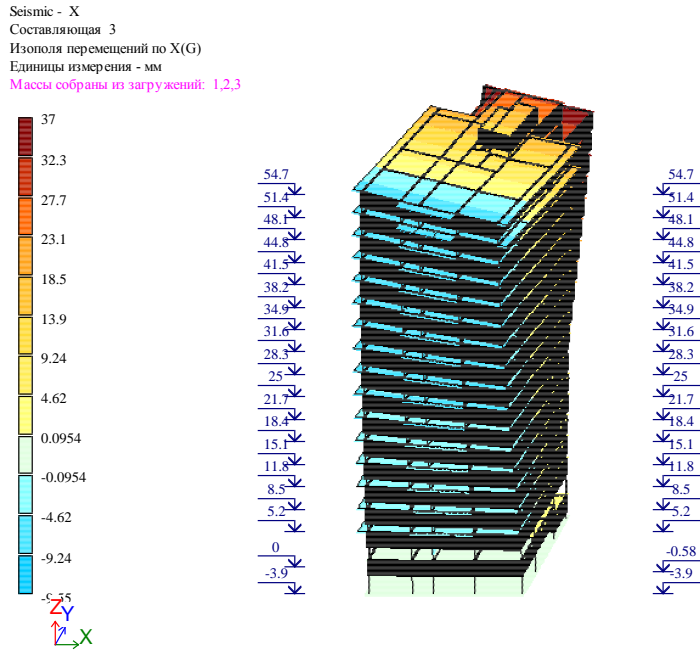
შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „X,, მიმართულებით
საკუთარი რხევის პირველი ფორმისთვის „X,, მიმართულებით სეისმური
ზემოქმედებისას.



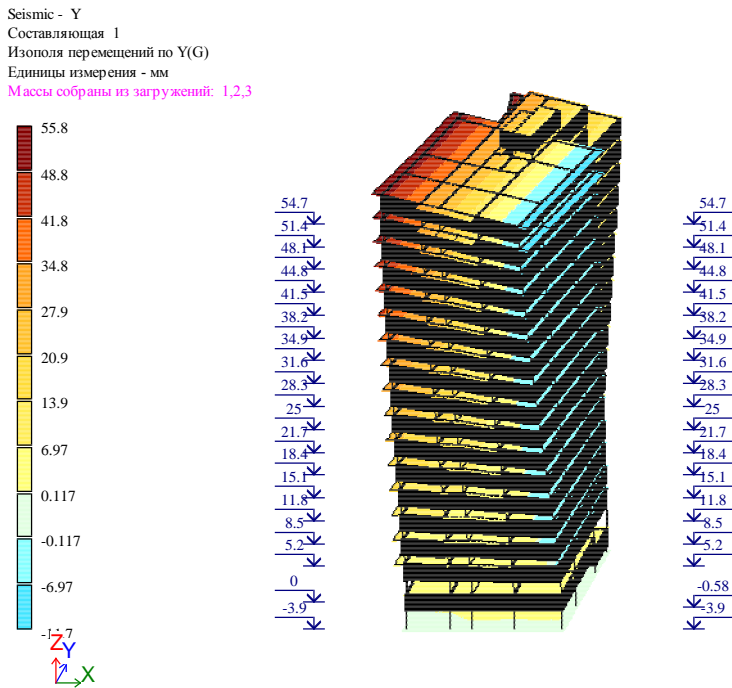
შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „X,, მიმართულებით
საკუთარი რხევის მეორე ფორმისთვის „X,, მიმართულებით სეისმური
ზემოქმედებისას.



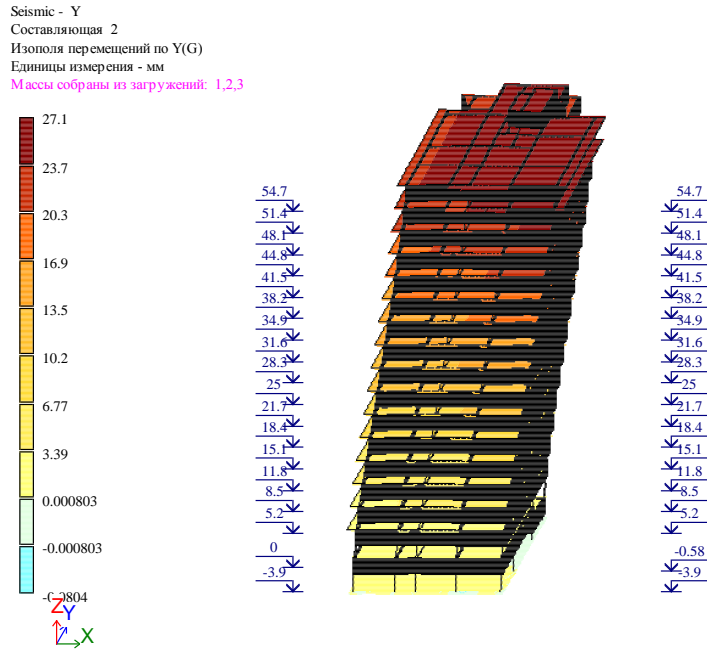
შენობის ჰორიზონტალური დეფორმაციები (მმ) „X,, მიმართულებით
 საკუთარი რხევის მესამე ფორმისთვის „X,, მიმართულებით სეისმური
 ზემოქმედებისას.



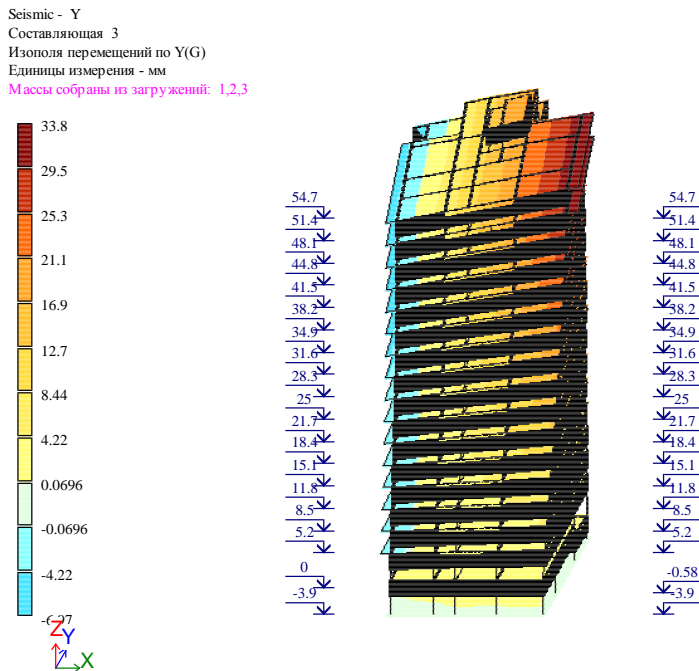
შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „Y,, მიმართულებით
 საკუთარი რხევის პირველი ფორმისთვის „Y,, მიმართულებით სეისმური
 ზემოქმედებისას.



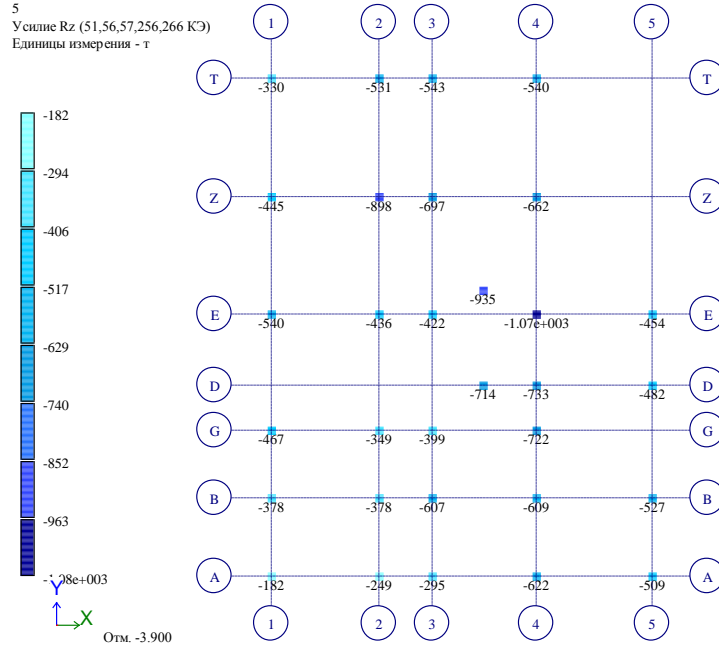
შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „Y,, მიმართულებით
საკუთარი რხევის მეორე ფორმისთვის „Y,, მიმართულებით სეისმური
ზემოქმედებისას.



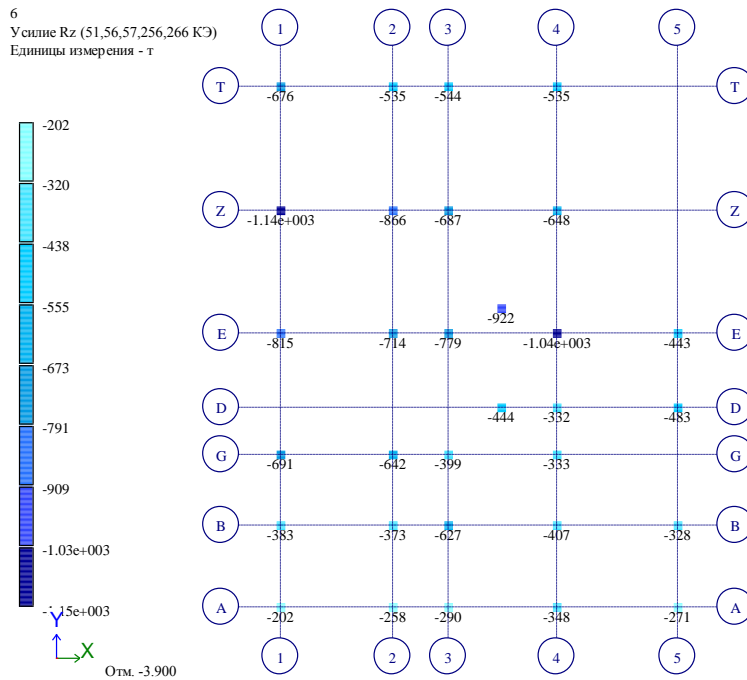
შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „Y,, მიმართულებით
საკუთარი რხევის მესამე ფორმისთვის „Y,, მიმართულებით სეისმური
ზემოქმედებისას.



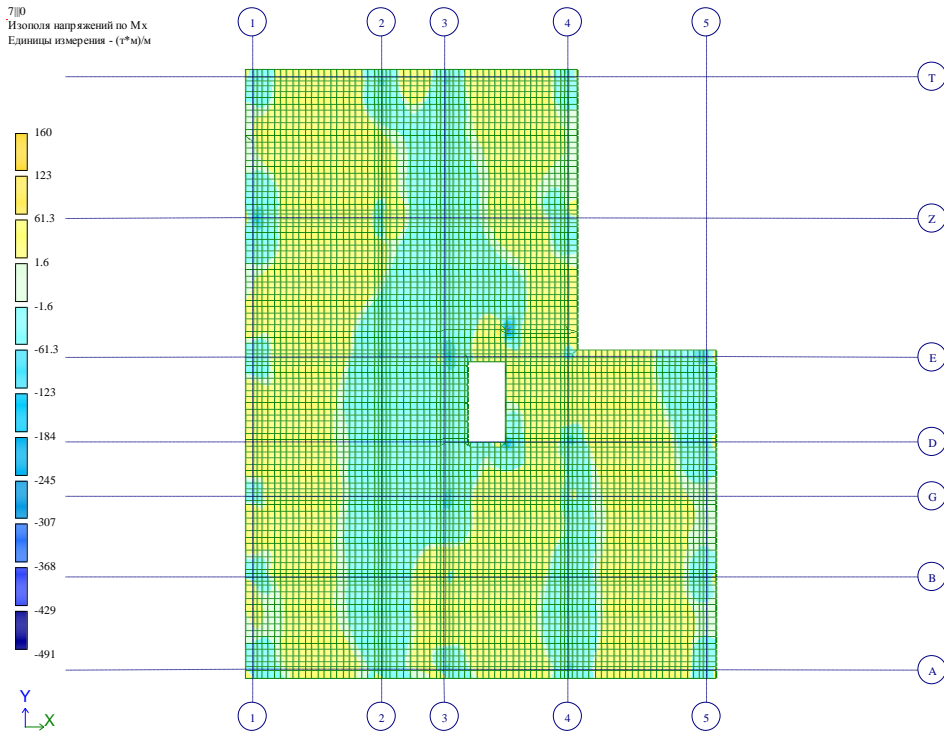
ხიმინჯებზე მოსული ნორმალური ძალის მნიშვნელობები (ტ) საანგარიშო დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას, „X“, მიმართულებით სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით.



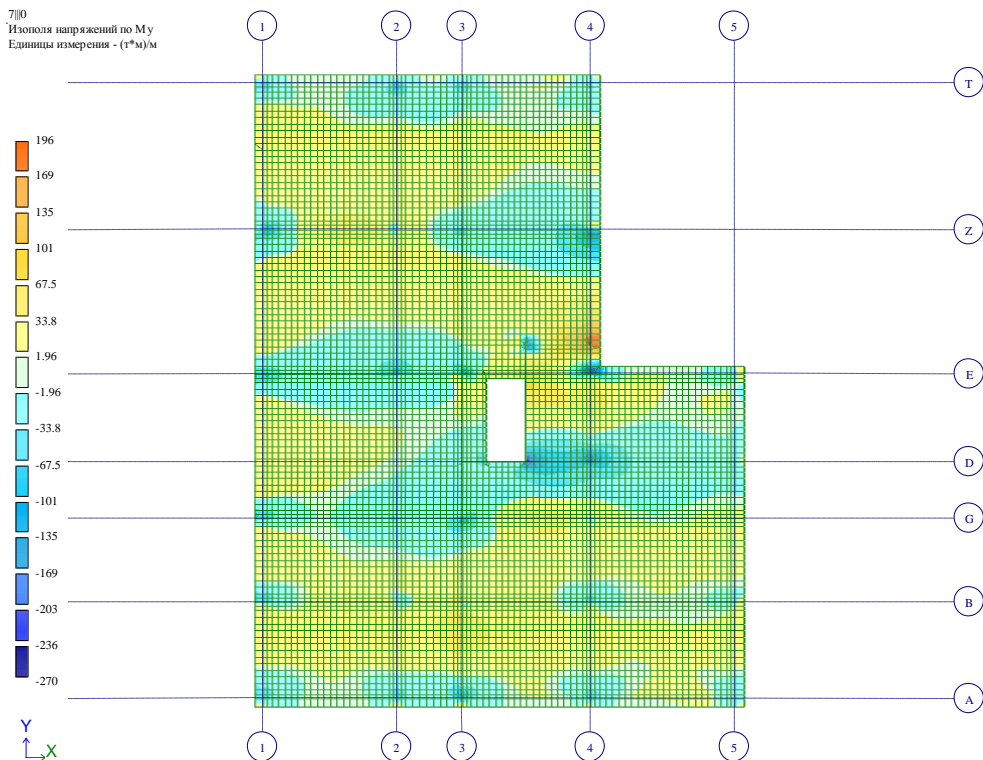
ხიმინჯებზე მოსული ნორმალური ძალის მნიშვნელობები (ტ) საანგარიშო დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას, „Y“, მიმართულებით სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით.



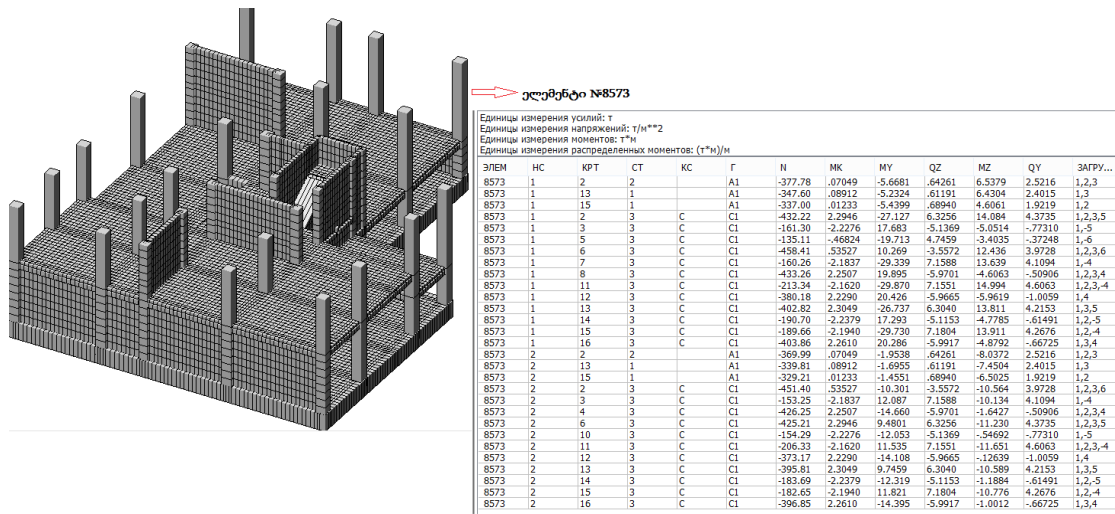
დატვირთვითა განსაკუთრებული შეხამებისას ფილა-როსტვერკში "M_x" (ტ.მ)/მ
 მლუნავი მომენტის მნიშვნელობები.



დატვირთვითა განსაკუთრებული შეხამებისას ფილა-როსტვერკში "M_y" (ტ.მ)/მ
 მლუნავი მომენტის მნიშვნელობები.



შენობის პირველი სართულის სვეტში (ელემენტი #8573) მოქმედი ძალების შეხამების ცხრილი.



სვეტში მოქმედი ძალები საანგარიშო დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას:

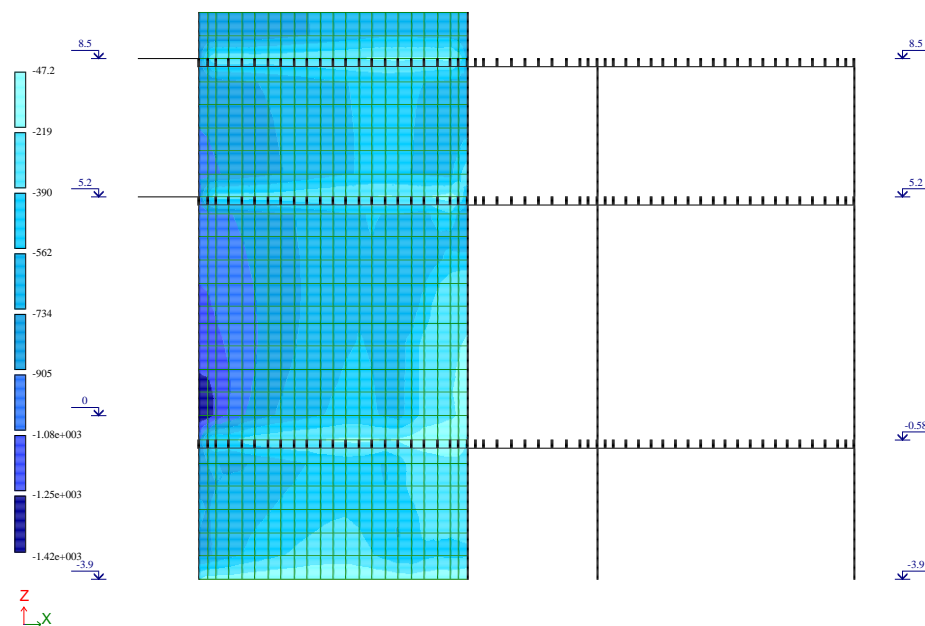
$N_{\text{მაქს}} = -433.3 \text{ ტ}; M_x = 4.6 \text{ ტ*მ}; M_y = 19.9 \text{ ტ*მ}; Q_x = 5.9 \text{ ტ}; Q_y = 0.5 \text{ ტ};$

$M_{x, \text{მაქს}} = 14.9 \text{ ტ*მ}; N = 29.9 \text{ ტ}; M_y = 213.3 \text{ ტ*მ}; Q_x = 7.1 \text{ ტ}; Q_y = 4.6 \text{ ტ};$

$M_{y, \text{მაქს}} = 29.9 \text{ ტ*მ}; N = 14.9 \text{ ტ}; M_x = 213.3 \text{ ტ*მ}; Q_x = 7.1 \text{ ტ}; Q_y = 4.6 \text{ ტ};$

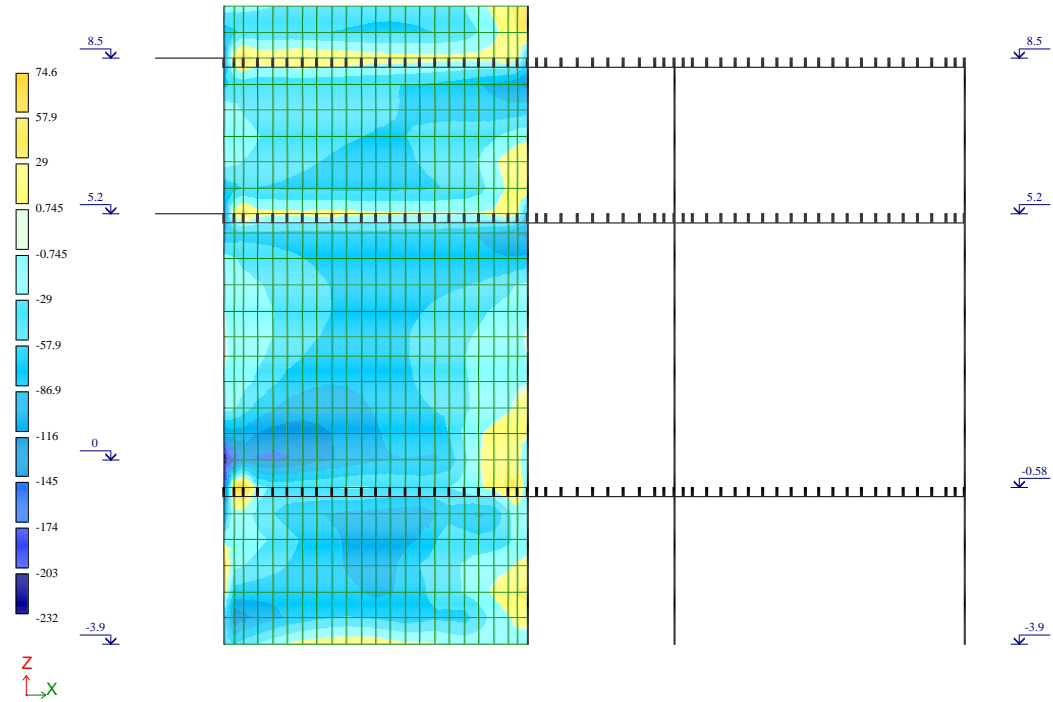
დიაგრამაში მოქმედი ვერტიკალური ძალების N_y , (ტ/მ²); განაწილება დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას.

600
Изопола напряжений по N_y
Единицы измерения - т/м^2



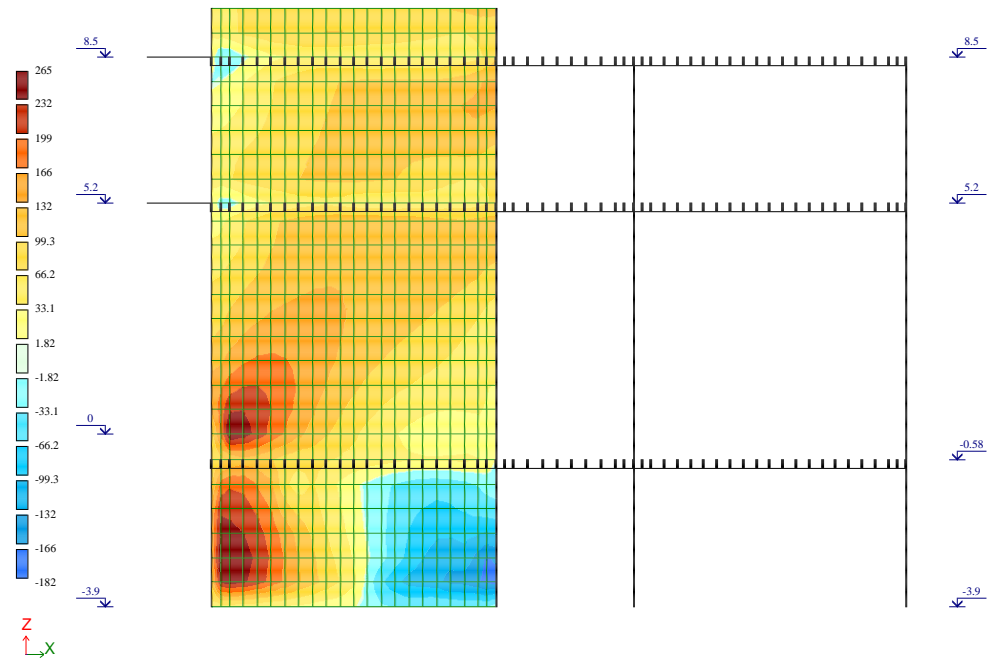
დიაგრამაში მოქმედი ჰორიზონტალური ძაბვების N_x , (ტ/მ²); განაწილება დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას.

6|0
 Изополя напряжений по N_x
 Единицы измерения - т/м²



დიაგრამაში მოქმედი მხები ძაბვების T_{xy} , (ტ/მ²); განაწილება დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას.

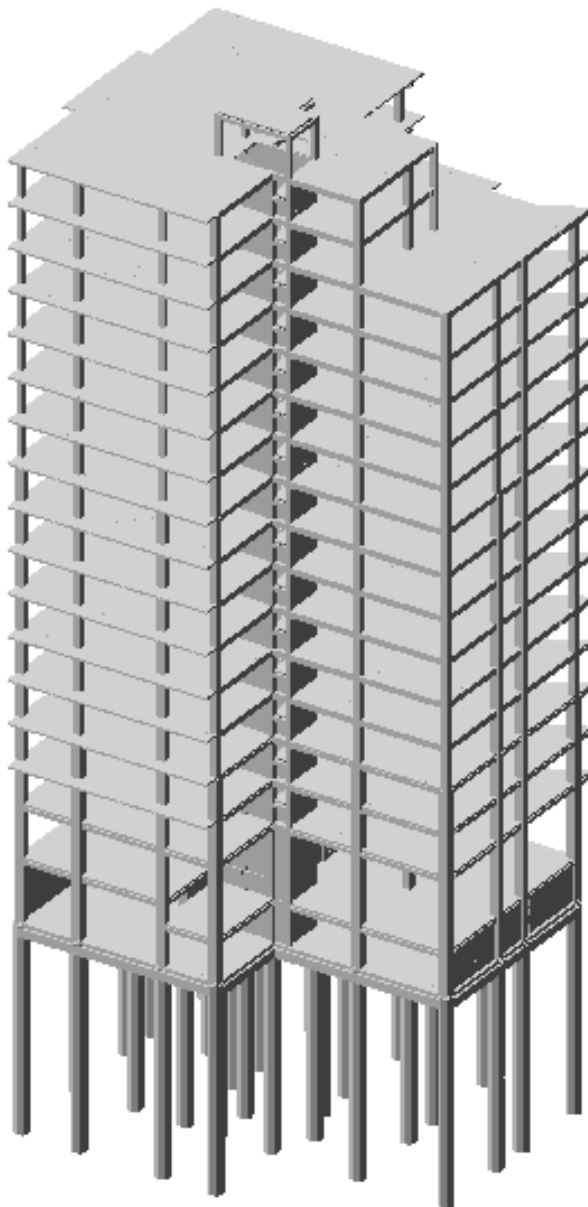
6|0
 Изополя напряжений по T_{xy}
 Единицы измерения - т/м²



დანართი-3.

შენობის სეისმური გაანგარიშება ვ. ილიჩოვი, ი. მონღოლოვი, ვ. შავეიჩი
<<ხიმინჯოვანი საძირკვლები სეისმურ რაიონებში>> მოდელის მიხედვით.

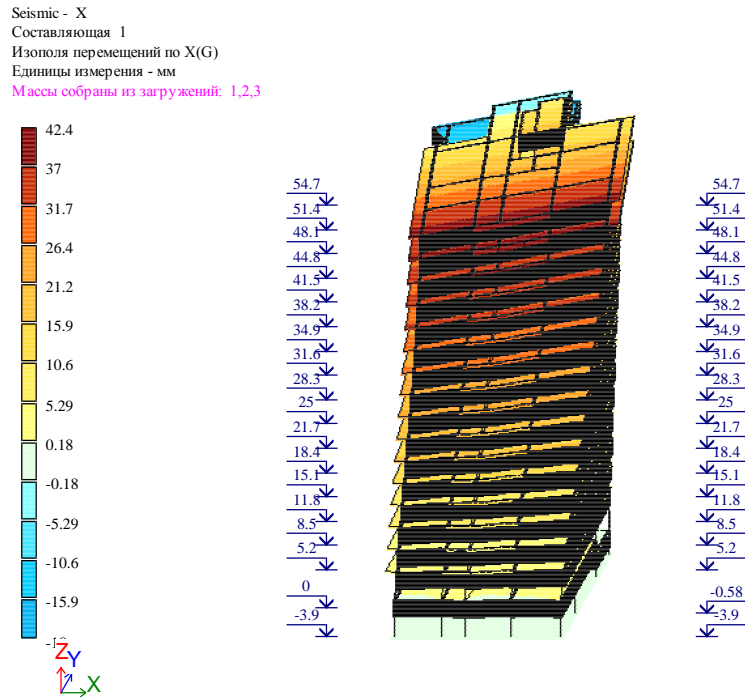
შენობის სივრცით საანგარიშო მოდელის იზომეტრიული ხედი.



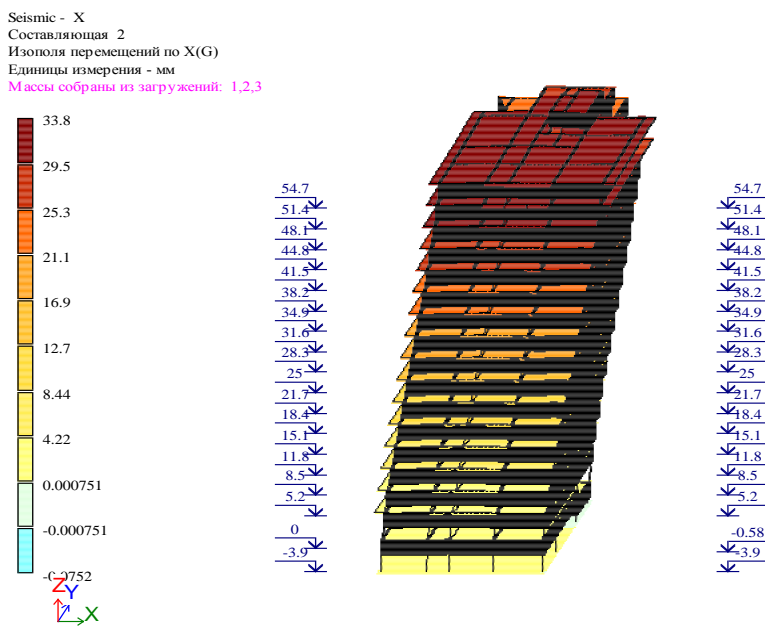
შენობის დინამიკური პარამეტრები

ЗАГР	N п/п	Собств. знач.	Рад/с.	Гц.	Периоды, с	Коэф. распр.	Масса	Сумма масс
4 - (мод. 20)								
4	1	0.2534	3.946328	0.628396	1.591353	-14.0311	11.80552	11.80552
4	2	0.216321	4.622753	0.736107	1.358498	23.28003	32.49891	44.30443
4	3	0.196166	5.097733	0.811741	1.23192	-16.0785	15.50213	59.80656
5 - (мод. 20)								
5	1	0.2534	3.946328	0.628396	1.591353	18.60498	20.75679	20.75679
5	2	0.216321	4.622753	0.736107	1.358498	21.56558	27.88844	48.645233
5	3	0.196166	5.097733	0.811741	1.23192	14.88158	13.28006	61.925292
6 - (мод. 20)								
6	1	0.2534	3.946328	0.628396	1.591353	3.438948	0.649472	0.649472
6	2	0.216321	4.622753	0.736107	1.358498	33.1573	60.37649	61.025962
6	3	0.196166	5.097733	0.811741	1.23192	-0.82722	0.03758	61.063542

შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „X,, მიმართულებით
საკუთარი რხევის პირველი ფორმისთვის „X,, მიმართულებით სეისმური
ზემოქმედებისას.

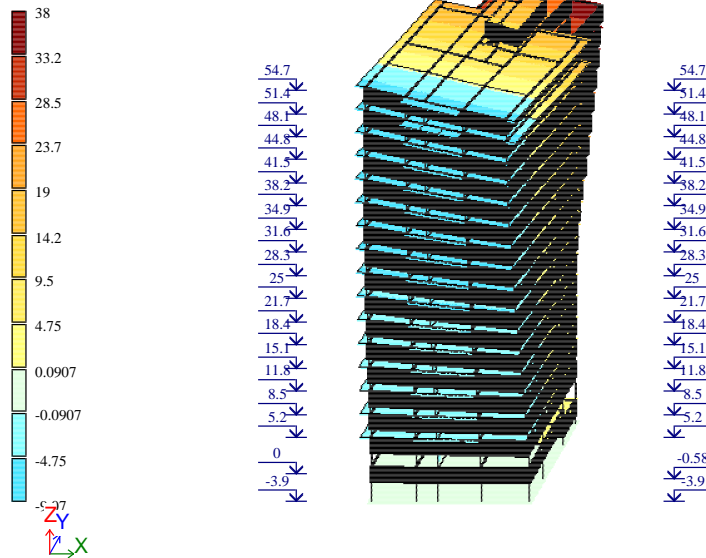


შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „X,, მიმართულებით
საკუთარი რხევის მეორე ფორმისთვის „X,, მიმართულებით სეისმური
ზემოქმედებისას.



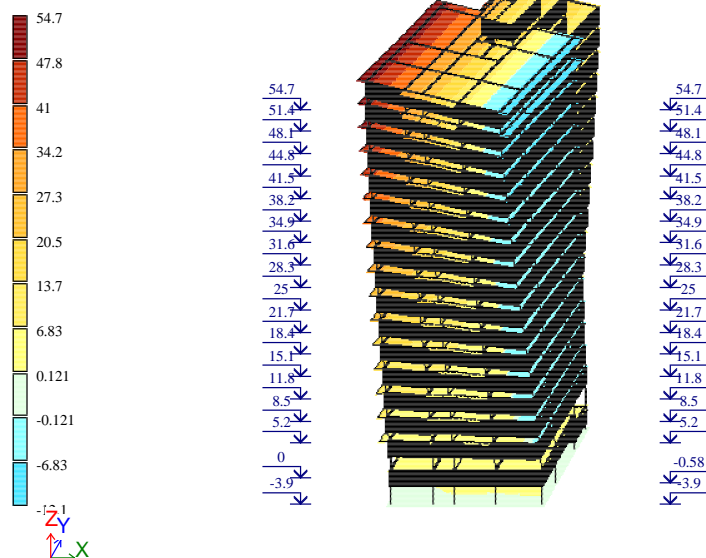
შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „X,, მიმართულებით
საკუთარი რხევის მესამე ფორმისთვის „X,, მიმართულებით სეისმური
ზემოქმედებისას.

Seismic - X
Составляющая 3
Изополю перемещений по X(G)
Единицы измерения - мм
Массы собраны из нагрузок: 1,2,3

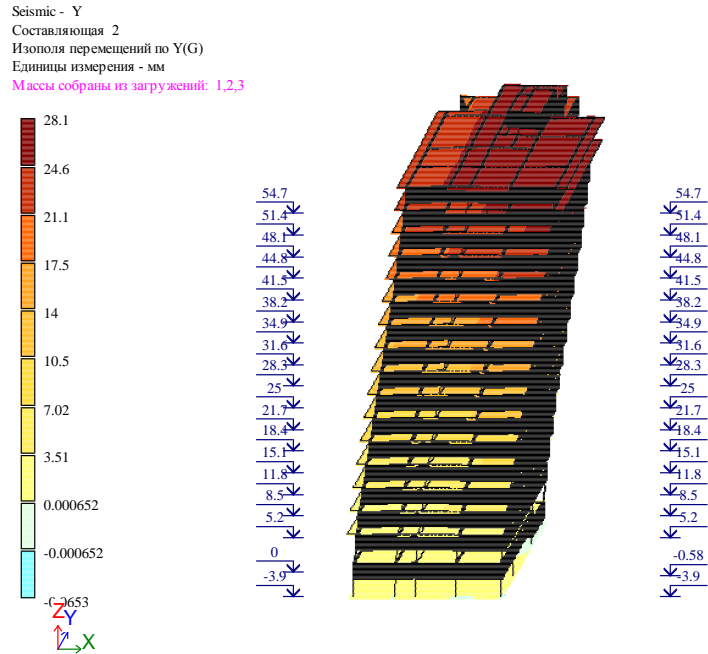


შენობის ჰორიზონტალური დეფორმაციები (მმ) „Y,, მიმართულებით
საკუთარი რხევის პირველი ფორმისთვის „Y,, მიმართულებით სეისმური
ზემოქმედებისას.

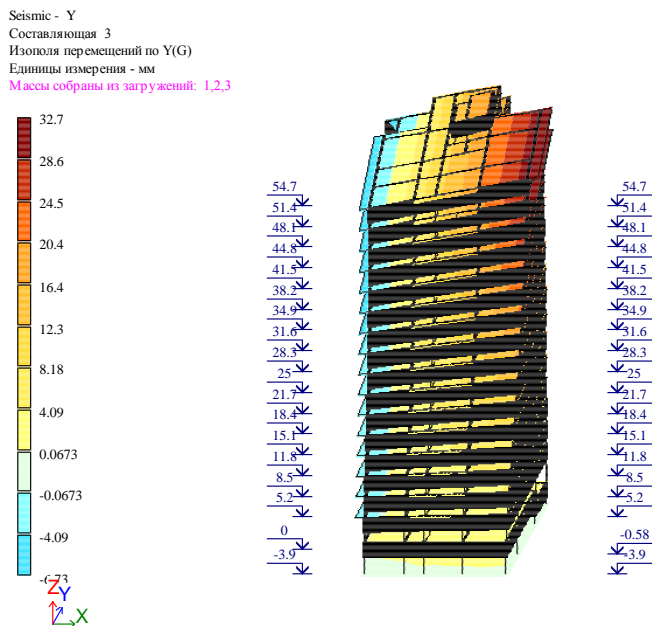
Seismic - Y
Составляющая 1
Изополю перемещений по Y(G)
Единицы измерения - мм
Массы собраны из нагрузок: 1,2,3



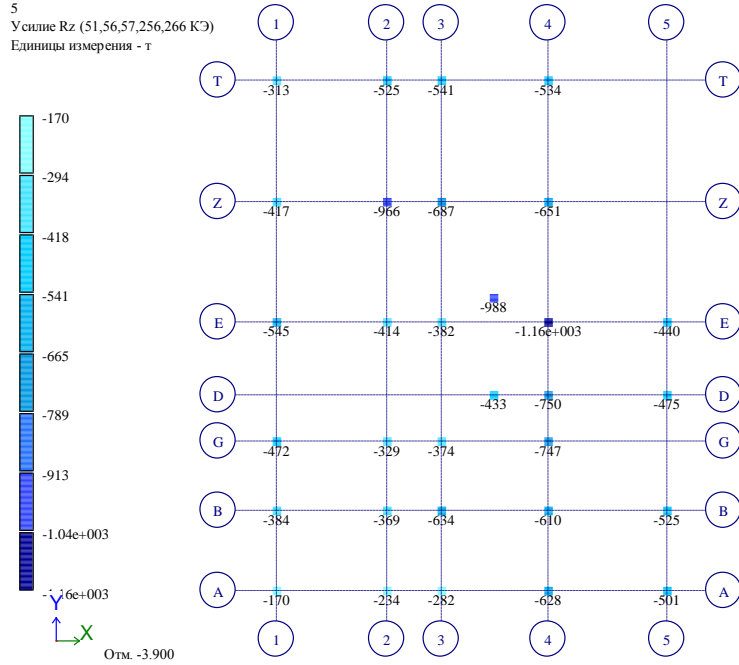
შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „Y,, მიმართულებით
 საკუთარი რხევის მეორე ფორმისთვის „Y,, მიმართულებით სეისმური
 ზემოქმედებისას.



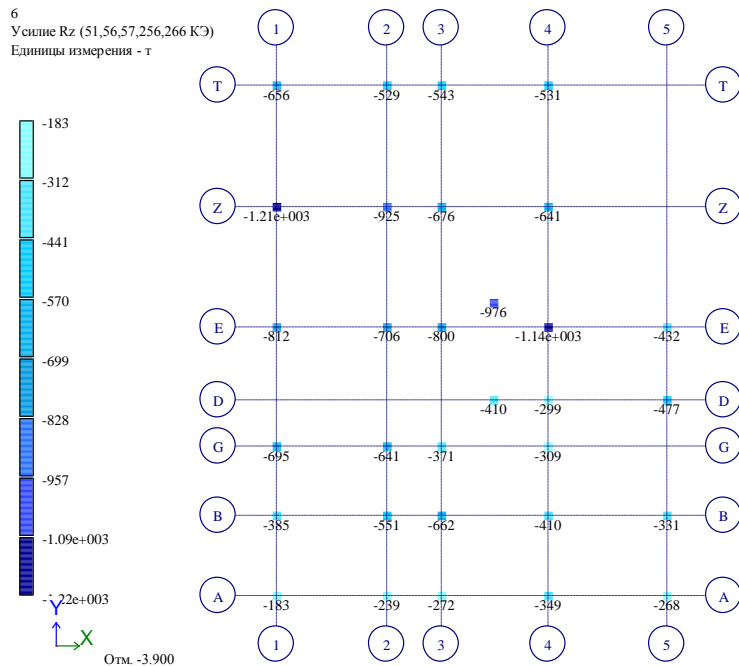
შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებები (მმ) „Y,, მიმართულებით
 საკუთარი რხევის მესამე ფორმისთვის „Y,, მიმართულებით სეისმური
 ზემოქმედებისას.



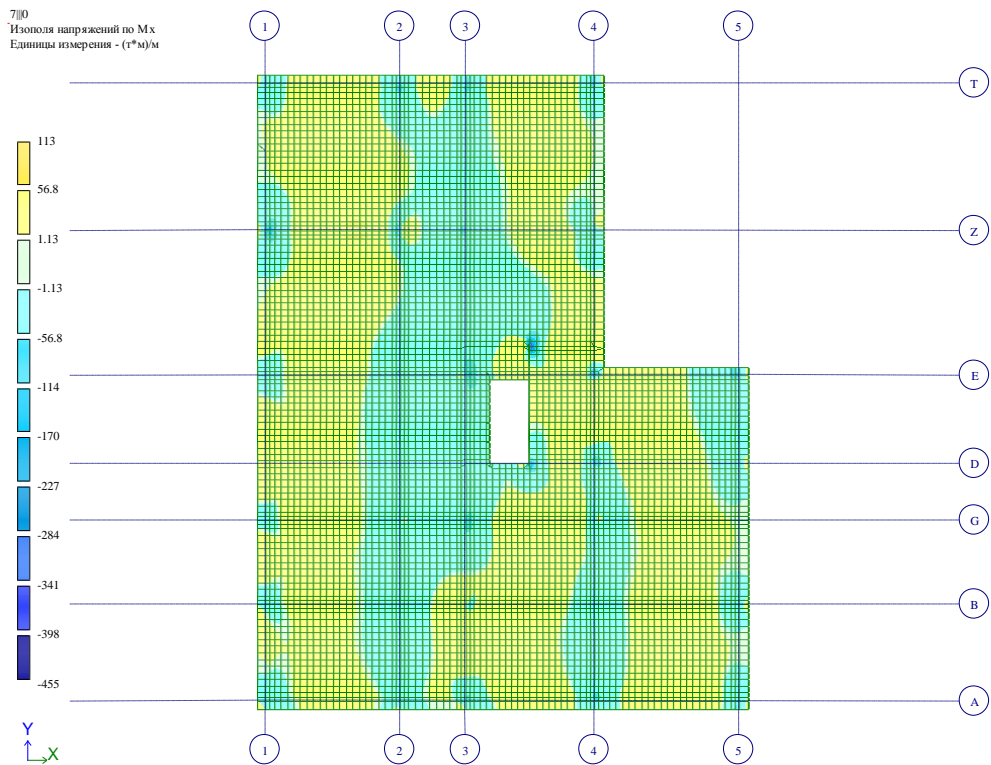
ხიმინჯებზე მოსული ნორმალური ძალის მნიშვნელობები (ტ) საანგარიშო დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას, „X,, მიმართულებით სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით.



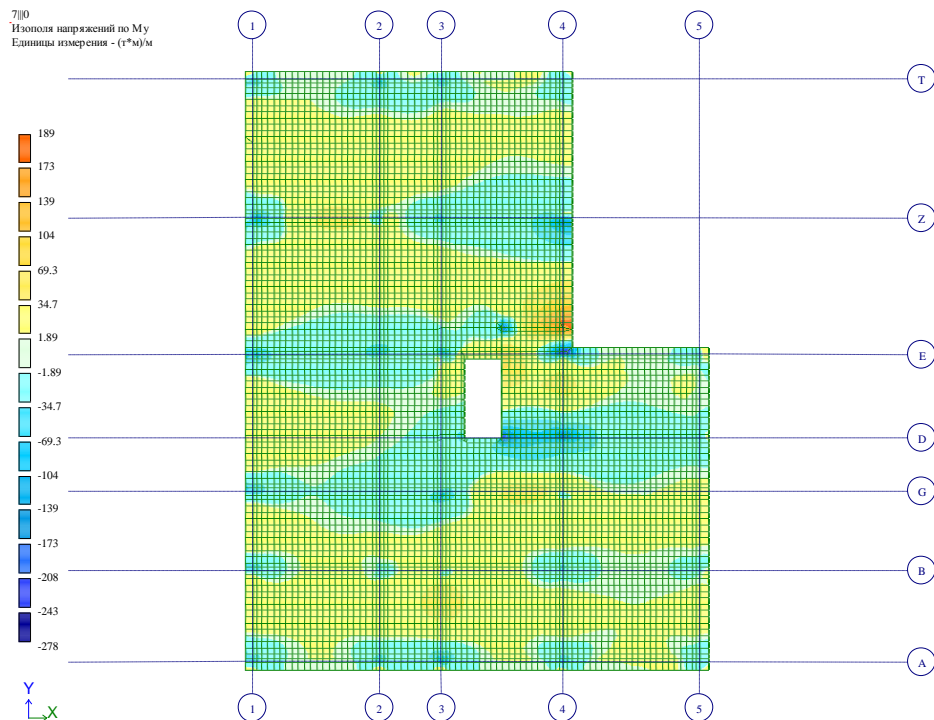
ხიმინჯებზე მოსული ნორმალური ძალის მნიშვნელობები (ტ) საანგარიშო დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას, „Y,, მიმართულებით სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინებით.



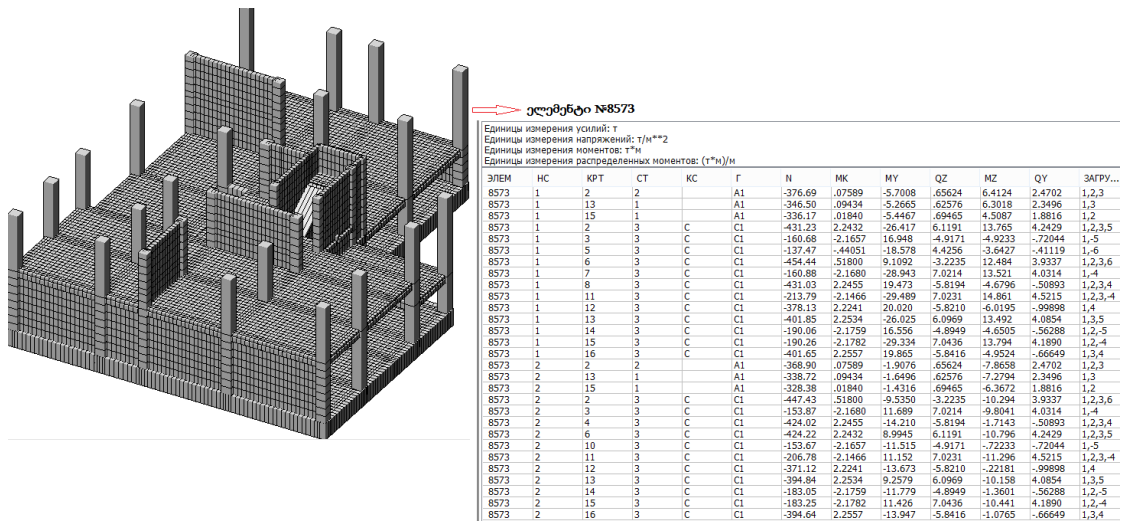
დატვირთვითა განსაკუთრებული შეხამებისას ფილა-როსტვერკში "M_x" (ტ.მ)/მ
 მლუნავი მომენტის მნიშვნელობები.



დატვირთვითა განსაკუთრებული შეხამებისას ფილა-როსტვერკში "M_y" (ტ.მ)
 მლუნავი მომენტის მნიშვნელობები.



შენობის პირველი სართულის სვეტში (ელემენტი #8573) მოქმედი ძალების შეხამების ცხრილი.



სვეტში მოქმედი ძალები საანგარიშო დატვირთვათა განსაკუთრებული
შეხამებისას.

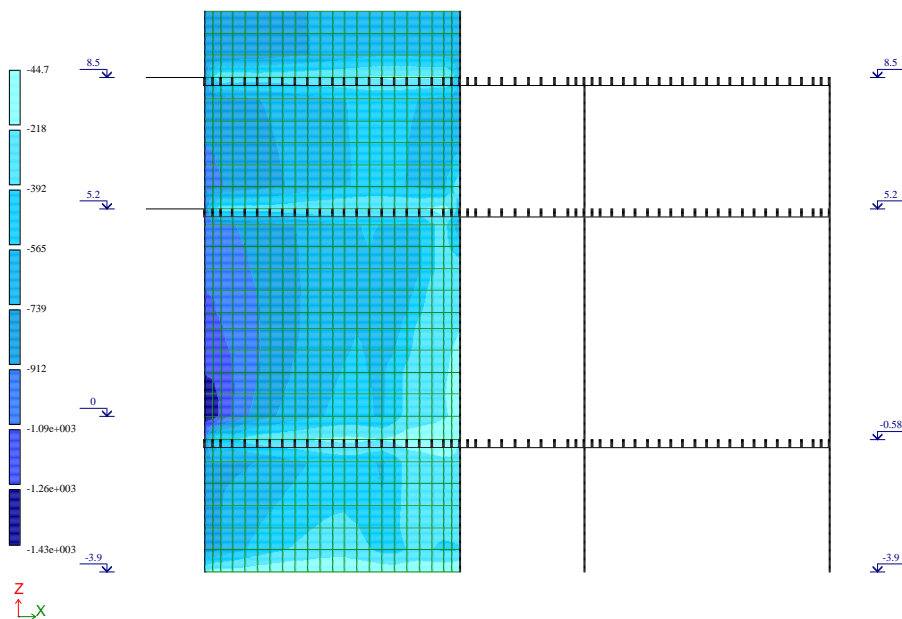
$N_{მაქს} = -454ტ$; $M_x = 12.4ტ*მ$; $M_y = 9.1ტ*მ$; $Q_x = 3.2ტ$; $Q_y = 3.9ტ$;

$M_{x,მაქს} = 13.8ტ*მ$; $N = -190.3ტ$; $M_y = 29.3ტ*მ$; $Q_x = 7.0ტ$; $Q_y = 4.2ტ$;

$M_{y,მაქს} = 29.5ტ*მ$; $N = -160.9ტ$; $M_x = 4.9ტ*მ$; $Q_x = 7.0ტ$; $Q_y = 4.2ტ$;

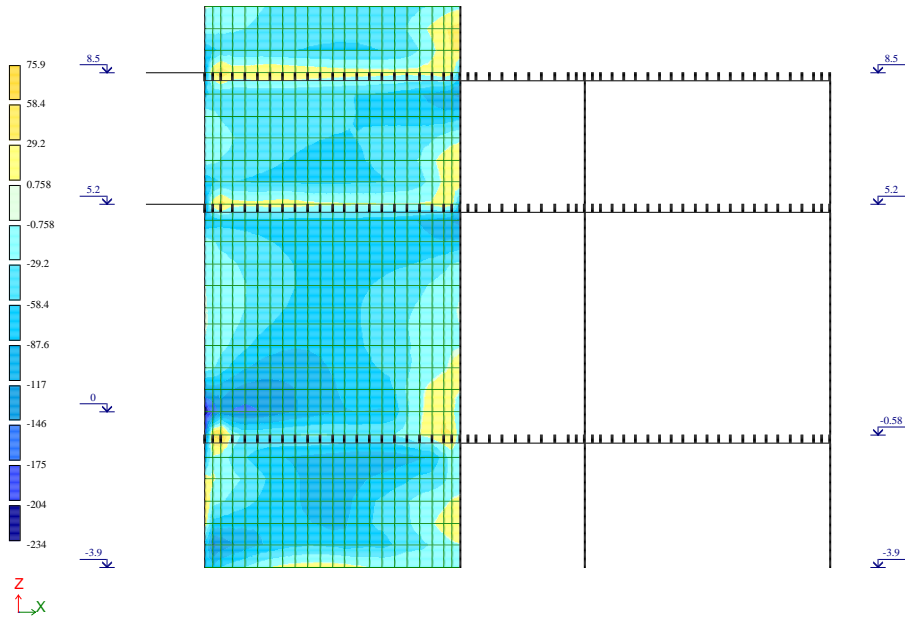
დიაგრამაში მოქმედი ვერტიკალური ძალების N_y , (ტ/მ²); განაწილება
დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას.

6j0
Изопола напряжений по N_y
Единица измерения - $т/м^2$



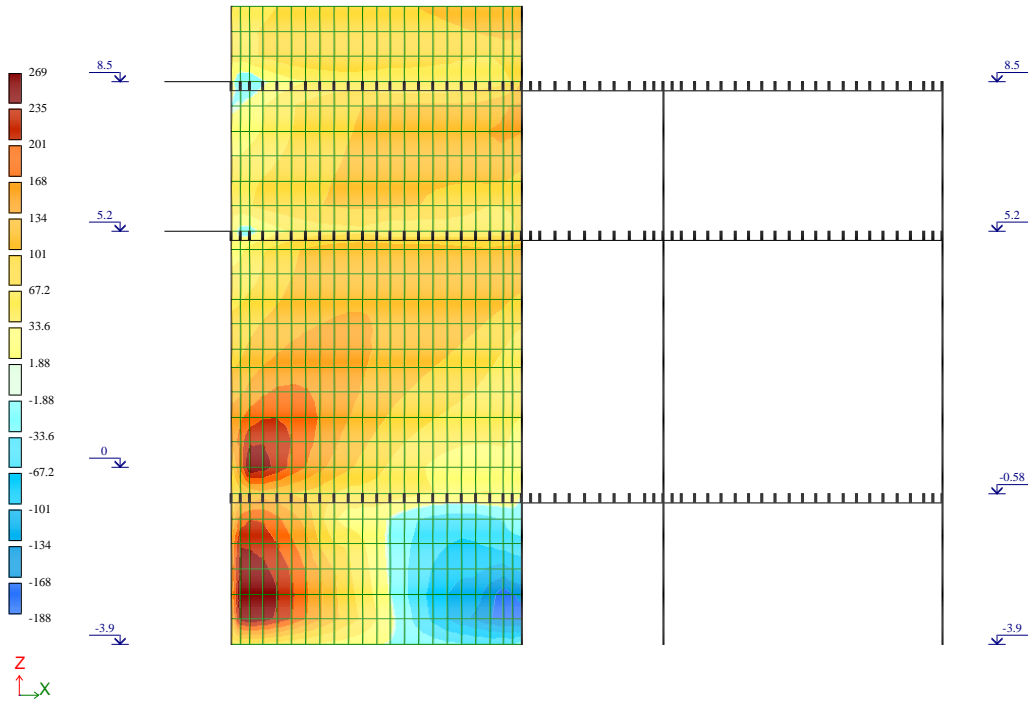
დიაგრამაში მოქმედი ჰორიზონტალური ძაბვების N_x , (ტ/მ²); განაწილება დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას.

6|0
 Изополя напряжений по N_x
 Единица измерения - т/м²



დიაგრამაში მოქმედი მხები ძაბვების T_{xy} , (ტ/მ²); განაწილება დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას.

6|0
 Изополя напряжений по T_{xy}
 Единица измерения - т/м²



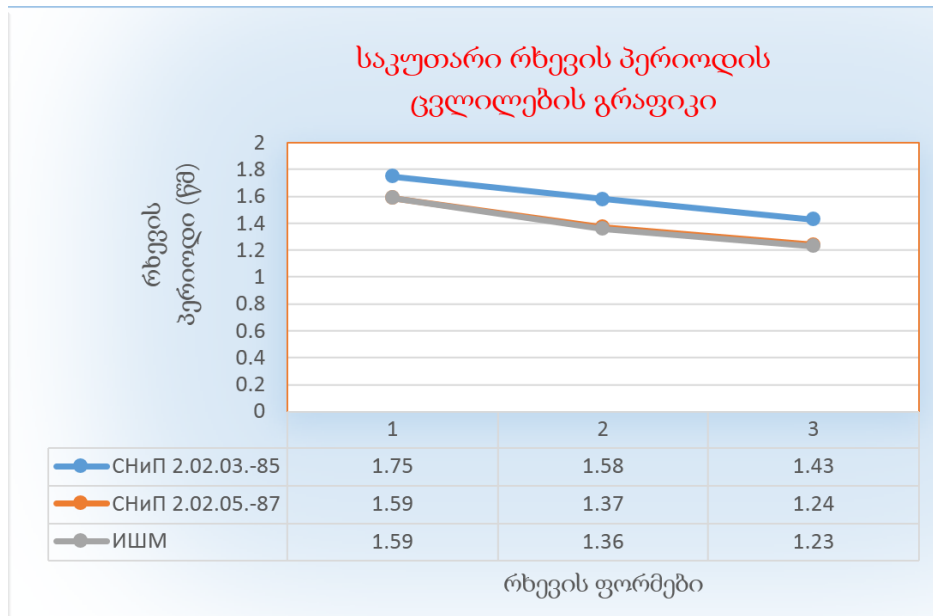
4.3 მიღებული შედეგების შედარებითი ანალიზი და მათი განსჯა.

საანგარიშო მოდელის დამატულ-დეფორმირებული სქემის ანალიზმა გვიჩვენა, რომ ფუძის დამყოლობის გათვალისწინება, როგორც მოსალოდნელი იყო იწვევს საკუთარი რხევის პერიოდების შემცირებას. ქვემოთ მოყვანილ ცხრ.12-ში მოცემულია ზემოთ განხილული მეთოდების მიხედვით შენობის საკუთარი რხევის პერიოდების (T_1, T_2, T_3) რიცხვითი მნიშვნელობები. თვალსაჩინოებისათვის სურ.23-ზე განხილული მოდელებისათვის ნაჩვენებია საკუთარი რხევის პერიოდების ცვლილების გრაფიკი. როგორც შედარებითი ანალიზიდან ჩანს, СНиП 2.02.03.-85 -ით მიღებულ რხევის პერიოდის მნიშვნელობებთან შედარებით СНиП 2.02.05.-87 -ით მიღებული რხევის პერიოდის მნიშვნელობები შემცირებულია T_1 -9.14%-ით, T_2 -13.3%-ით, ხოლო T_3 -13.2%-ით. რაც შეეხება В.А ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич <<Свайные фундаменты в сейсмических районах>>-ით მეთოდით მიღებულ რხევის პერიოდების მნიშვნელობებს, ისინი შემცირებულია T_1 -9.14%-ით, T_2 -13.9%-ით, ხოლო T_3 -13.9%-ით.

ცხრილი-12.

ჰორიზონტალური სეისმური ზემოქმედება				
#	მეთოდის დასახელება:	შენობის საკუთარი რხევის სამი ფორმის შესაბამისი პერიოდის მნიშვნელობები(წმ).		
		I-ფორმა	II-ფორმა	III-ფორმა
1	СНиП 2.02.03.-85 <<Свайные фундаменты>>	$T_1=1.75$	$T_2=1.58$	$T_3=1.43$
2	СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>>	$T_1=1.59$	$T_2=1.37$	$T_3=1.24$

3	В.А ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич <<Свайные фундаменты в сейсмических районах>>	$T_1=1.59$	$T_2=1.36$	$T_3=1.23$
---	--	------------	------------	------------



სურათი-23

ცხრ.13, ცხრ.14 და ცხრ.15 -ში შენობის რხევის პირველი სამი ფორმისათვის მოცემულია ზემოთ განხილული მეთოდების მიხედვით „X“, „Y“ მიმართულებით შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებების რიცხვითი მნიშვნელობები . სურ.24 და სურ.25 -ზე განხილული მოდელებისათვის ნაჩვენებია შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილების ცვლილების გრაფიკები „X“ და „Y“ მიმართულებით სეისმური ზემოქმედების დროს. როგორც შედარებითი ანალიზიდან ჩანს, СНП 2.02.03.-85 -ით მიღებულ შენობის საერთო გადაადგილების შედეგებთან შედარებით СНП 2.02.05.-87 -ით მიღებული გადაადგილების შედეგები „X“ მიმართულებით, რხევის პირველი ფორმისათვის შემცირებულია 15%-ით, რხევის მეორე ფორმისათვის შემცირებულია 37.6%-ით, რხევის მესამე ფორმისათვის გაზრდილია 8,6%-ით, ხოლო „Y“ მიმართულებით რხევის პირველი სამი ფორმის შესაბამისად შემცირებულია 26.9%; 1.1% და 25.9%-ით. რაც შეეხება

В.А ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич <<Свайные фундаменты в сейсмических районах>>-ით მეთოდით მიღებულ შენობის საერთო გადაადგილების შედეგებს, “ X” მიმართულებით, რხევის პირველი ფორმისათვის შემცირებულია 15.8%-ით, რხევის მეორე ფორმისათვის შემცირებულია 39.2%-ით, რხევის მესამე ფორმისათვის გაზრდილია 11%-ით, ხოლო „Y“ მიმართულებით რხევის პირველი და მესამე ფორმისათვის შესაბამისად შემცირებულია 28.4% და 28.3%-ით, ხოლო რხევის მეორე ფორმისათვის გაზრდილია 2.5%-ით.

ცხრილი-13.

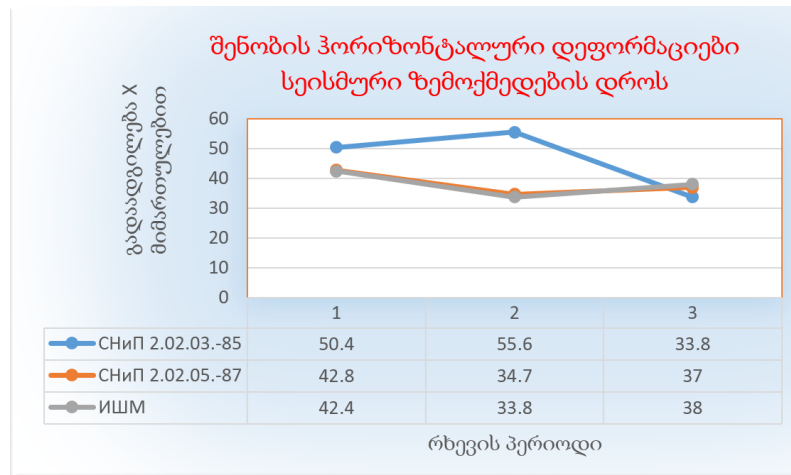
ჰორიზონტალური სეისმური ზემოქმედება				
#	მეთოდის დასახელება. СНиП 2.02.03.-85 <<Свайные фундаменты>>	შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილებები შენობის საკუთარი რხევის ფორმების მიხედვით (მმ).		
		I-ფორმა	II-ფორმა	III-ფორმა
1	„X“მიმართულებით	50.4	55.6	33.8
2	„Y“მიმართულებით	76.4	27.4	45.6

ცხრილი-14.

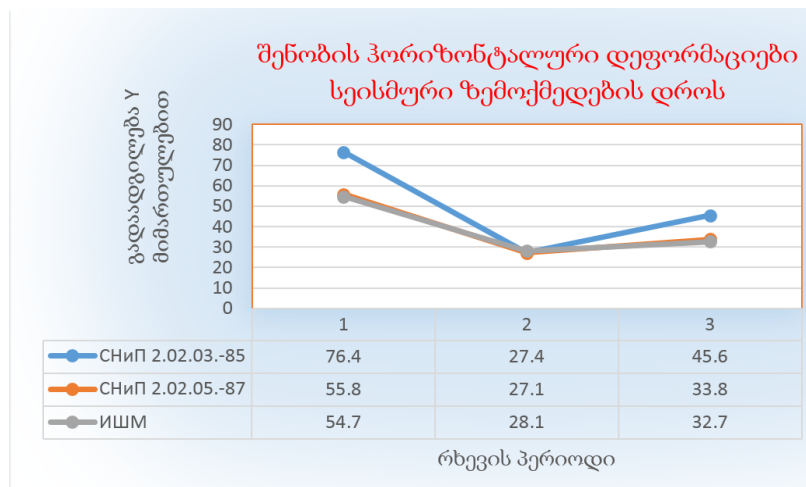
ჰორიზონტალური სეისმური ზემოქმედება				
#	მეთოდის დასახელება. СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>>	შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილების შენობის საკუთარი რხევის ფორმების მიხედვით (მმ).		
		I-ფორმა	II-ფორმა	III-ფორმა
1	„X“მიმართულებით	42.8	34.7	37.0
2	„Y“მიმართულებით	55.8	27.1	33.8

ცხრილი-15.

ჰორიზონტალური სეისმური ზემოქმედება				
#	მეთოდის დასახელება. В.А ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич <<Свайные фундаменты в сейсмических районах>>	შენობის ჰორიზონტალური გადაადგილების შენობის საკუთარი რხევის ფორმების მიხედვით (მმ).		
		I-ფორმა	II-ფორმა	III-ფორმა
1	„X“მიმართულებით	42.4	33.8	38.0
2	„Y“მიმართულებით	54.7	28.1	32.7



სურათი-24



სურათი-25

ცხრ.16, ცხრ.17 და ცხრ.18 -ში შესაბამისად მოცემულია ხიმინჯებში განვითარებული მაქსიმალური მკუმშავი გრძივი ძალების რიცხვითი მნიშვნელობები, რომლებიც მიღებულია ნაშრომში მოყვანილ მოდელებზე სეისმური ძალის „X“, „Y“ მიმართულებით ზემოქმედების დროს. თვალსაჩინოებისათვის სურ.26 და სურ.27 -ზე განხილული მოდელებისათვის ნაჩვენებია ხიმინჯებში გრძივი ძალების ცვლილების გრაფიკები. როგორც მოცემული გრაფიკების შედარებითი ანალიზიდან ჩანს, СНиП 2.02.03.-85 -ით მიღებულ ხიმინჯის გრძივ ძალებთან შედარებით СНиП 2.02.05.-87 -ით მიღებული ხიმინჯის გრძივ ძალების მნიშვნელობები სეისმური ძალის „X“ მიმართულებით მოქმედებისას გაზრდილია 8.8%-ით, ხოლო „Y“ მიმართულებით მოქმედებისას გაზრდილია 11.4%-ით. რაც შეეხება В.А ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич <<Свайные фундаменты в сейсмических районах>>-ით მეთოდით მიღებულ შედეგებს, ხიმინჯის გრძივ ძალების მნიშვნელობები სეისმური ძალის „X“ მიმართულებით მოქმედებისას გაზრდილია 15.9%-ით, ხოლო „Y“ მიმართულებით მოქმედებისას გაზრდილია 16,5%-ით.

ცხრილი-16.

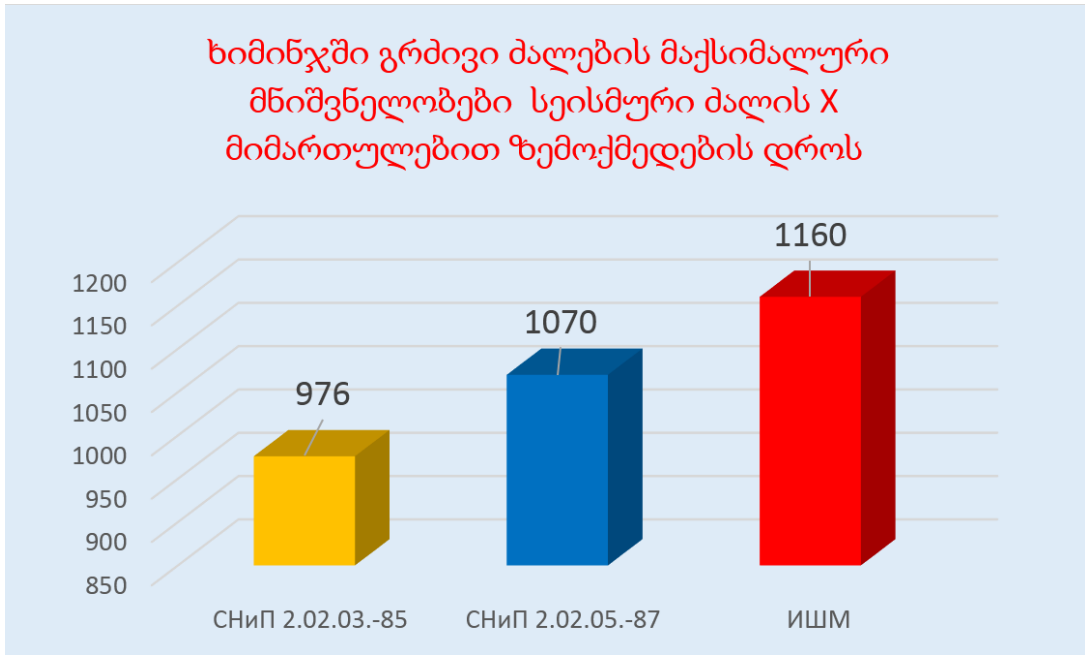
ჰორიზონტალური სეისმური ზემოქმედება		
#	მეთოდის დასახელება. СНиП 2.02.03.-85 <<Свайные фундаменты>>	ხიმინჯებზე მოსული ნორმალური ძალის მაქსიმალური მნიშვნელობები (ტ).
1	„X“მიმართულებით	976
2	„Y“მიმართულებით	1010

ცხრილი-17.

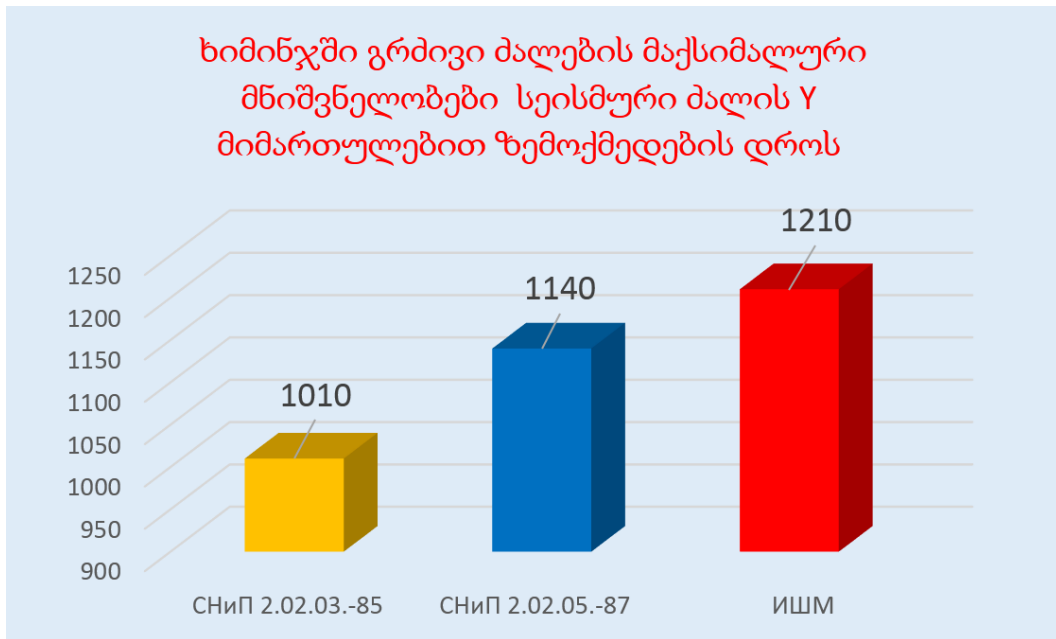
ჰორიზონტალური სეისმური ზემოქმედება		
#	მეთოდის დასახელება. СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>>	ხიმინჯებზე მოსული ნორმალური ძალის მაქსიმალური მნიშვნელობები (ტ).
1	„X“მიმართულებით	1070
2	„Y“მიმართულებით	1140

ცხრილი-18.

ჰორიზონტალური სეისმური ზემოქმედება		
#	მეთოდის დასახელება. В.А ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич <<Свайные фундаменты в сейсмических районах>>	ხიმინჯებზე მოსული ნორმალური ძალის მაქსიმალური მნიშვნელობები (ტ).
1	„X“მიმართულებით	1160
2	„Y“მიმართულებით	1210



სურათი-26



სურათი-27

ზემოთ აღნიშნული გაანგარიშების მეთოდების გამოყენებით ცხრ.19, ცხრ.20 და ცხრ.21 -ში მოცემულია სვეტში მლუნავი მომენტების, გრძივი და განივი ძალების მაქსიმალური რიცხვითი მნიშვნელობები დატვირთვათ

განსაკუთრებული თანწყობის დროს. ხოლო სურ.28, სურ.29 და სურ.30-ზე განხილული მოდელებისათვის ნაჩვენებია სვეტში მლუნავი მომენტების, გრძივი და განივი ძალების ცვლილების გრაფიკები. როგორც მოცემული გრაფიკების შედარებითი ანალიზიდან ჩანს, СНиП 2.02.03.-85 -ით სვეტში მიღებულ “ N“, “ M_x“ და “ M_y“ მნიშვნელობებთან შედარებით, СНиП 2.02.05.-87 -ით მიღებული გრძივი ხიმინჯის გრძივ “ N“ ძალების მნიშვნელობა შემცირებულია 13%-ით, მლუნავი მომენტების “ M_x“-ის მნიშვნელობა გაზრდილია 4%-ით, ხოლო “ M_y“-ის მნიშვნელობა შემცირებულია 2.9%-ით. რაც შეეხება В.А ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич <<Свайные фундаменты в сейсмических районах>>-ით მეთოდით მიღებულ შედეგებს, “ N“ -ის მნიშვნელობა შემცირებულია 8.8%-ით, “ M_x“-ის მნიშვნელობა შემცირებულია 3.5%-ით, ხოლო “ M_y“-ის მნიშვნელობა შემცირებულია 4.2%-ით.

ცხრილი-19.

მაქსიმალური ძალები #8573 ელემენტში (სვეტში) დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას.				
СНиП 2.02.03.-85 <<Свайные фундаменты>> მიხედვით				
N_{მაქს}=-498.1ტ.	M _x =9.5 ტ.მ	M _y =20.6 ტ.მ	Q _x =6.5ტ.	Q _y =3.4ტ.
M_{x,მაქს}=14.3ტ.მ	N=-425.7ტ.	M _y =30.8ტ.მ	Q _x =7.5ტ.	Q _y =4.7ტ.
M_{y,მაქს}= 30.8ტ.მ	N=-425.7ტ.	M _x =14.3 ტ.მ	Q _x =7.5ტ.	Q _y =4.7ტ.

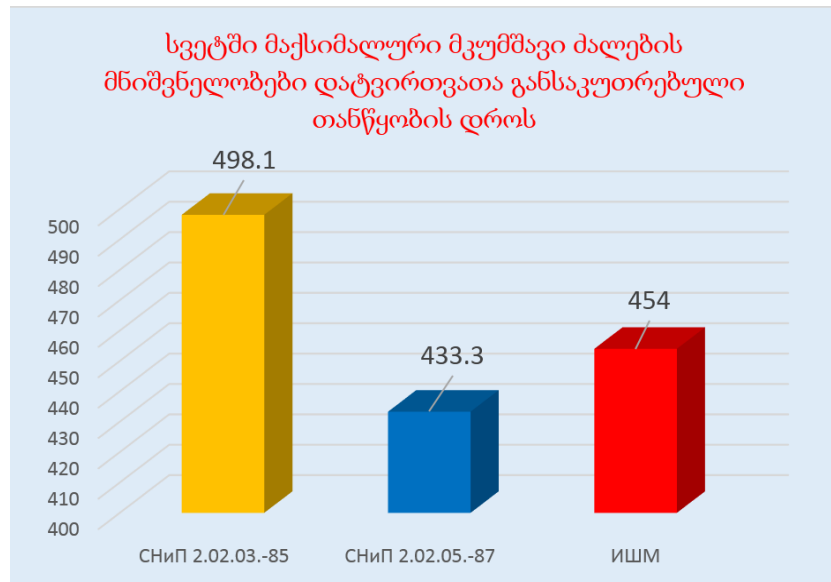
ცხრილი-20.

მაქსიმალური ძალები #8573 ელემენტში (სვეტში) დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას.	
СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>> მიხედვით	

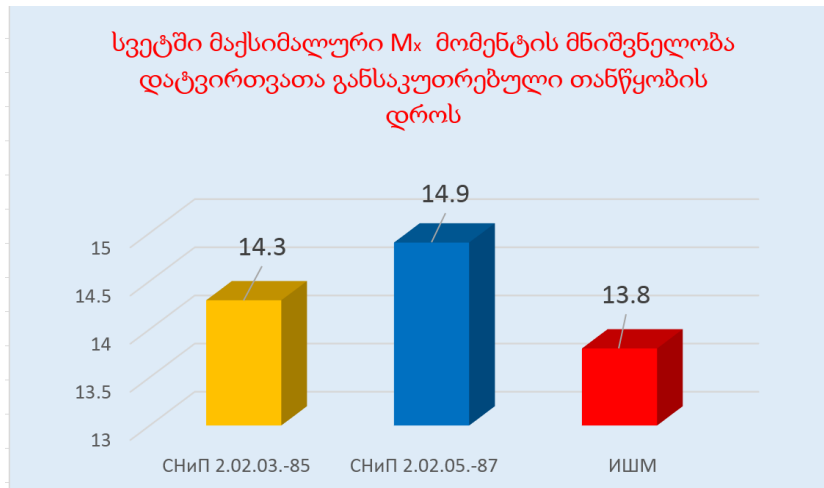
$N_{\text{მაქს}}=-433.3\text{ტ.}$	$M_x=4.6\text{ ტ.მ}$	$M_y=19.9\text{ ტ.მ}$	$Q_x=5.9\text{ტ.}$	$Q_y=0.5\text{ტ.}$
$M_{x,\text{მაქს}}=14.9\text{ტ.მ}$	$N=-213.3\text{ტ.}$	$M_y=29.9\text{ტ.მ}$	$Q_x=7.1\text{ტ.}$	$Q_y=4.6\text{ტ.}$
$M_{y,\text{მაქს}}=29.9\text{ტ.მ}$	$N=-213.3\text{ტ.}$	$M_x=14.9\text{ ტ.მ}$	$Q_x=7.1\text{ტ.}$	$Q_y=4.6\text{ტ.}$

ცხრილი-21.

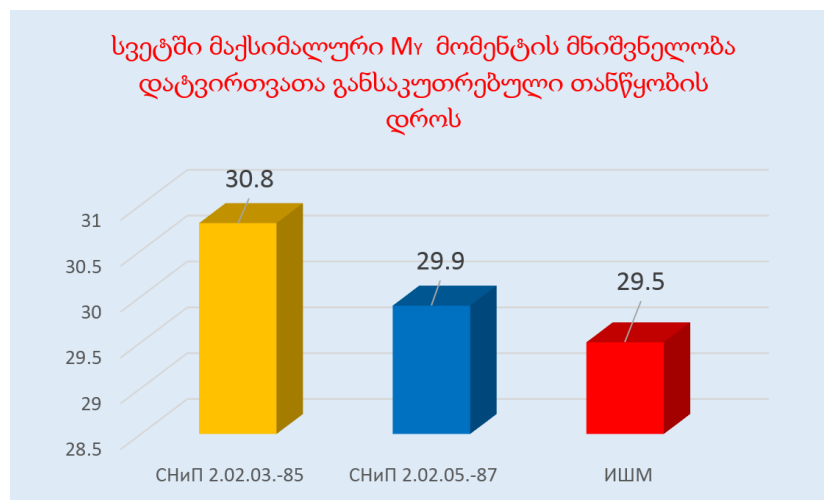
<p>მაქსიმალური ძალები #8573 ელემენტში (სვეტში) დატვირთვათა განსაკუთრებული შეხამებისას.</p>				
<p>В.А ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич <<Свайные фундаменты в сейсмических районах>> მიხედვით</p>				
$N_{\text{მაქს}}=-454.0\text{ტ.}$	$M_x=12.4\text{ ტ.მ}$	$M_y=9.1\text{ ტ.მ}$	$Q_x=3.2\text{ტ.}$	$Q_y=3.9\text{ტ.}$
$M_{x,\text{მაქს}}=13.8\text{ტ.მ}$	$N=-190.3\text{ტ.}$	$M_y=29.3\text{ტ.მ}$	$Q_x=7.0\text{ტ.}$	$Q_y=4.2\text{ტ.}$
$M_{y,\text{მაქს}}=29.5\text{ტ.მ}$	$N=-160.9\text{ტ.}$	$M_x=4.9\text{ ტ.მ}$	$Q_x=7.0\text{ტ.}$	$Q_y=4.2\text{ტ.}$



სურათი-28



სურათი-29



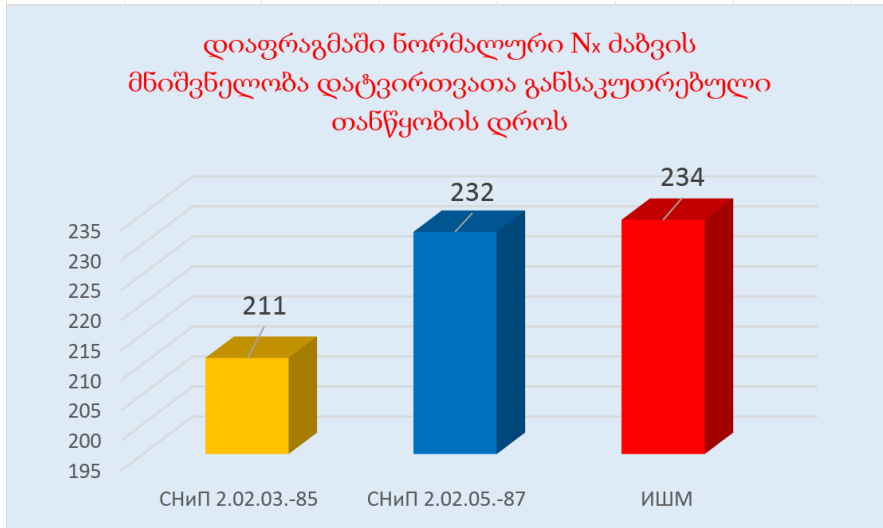
სურათი-30

ცხრ.22-ში, მოცემულია დატვირთვითა განსაკუთრებული თანწყობის დროს დიაფრაგმაში აღძრული ვერტიკალური და ჰორიზონტალური მიმართულებით ნორმალური ძაბვების მნიშვნელობები, აგრეთვე მხები ძაბვების მაქსიმალური რიცხვითი მნიშვნელობები. სურ.31, სურ.32 და სურ.33-ზე ნაჩვენებია განხილული მოდელებისათვის „ N_x “, „ N_y “ და „ T_{xy} “-ის რიცხვითი მნიშვნელობების ცვლილების გრაფიკები. როგორც მოცემული გრაფიკების შედარებითი ანალიზიდან ჩანს, СНиП 2.02.03.-85 -ით დიაფრაგმაში მიღებული „ N_x “, „ N_y “ და „ T_{xy} “-ის რიცხვითი მნიშვნელობებთან შედარებით, СНиП 2.02.05.-87 -ით მიღებული ნორმალური ძაბვის „ N_x “ მნიშვნელობა გაზრდილია 9%-ით, „ N_y “-ის

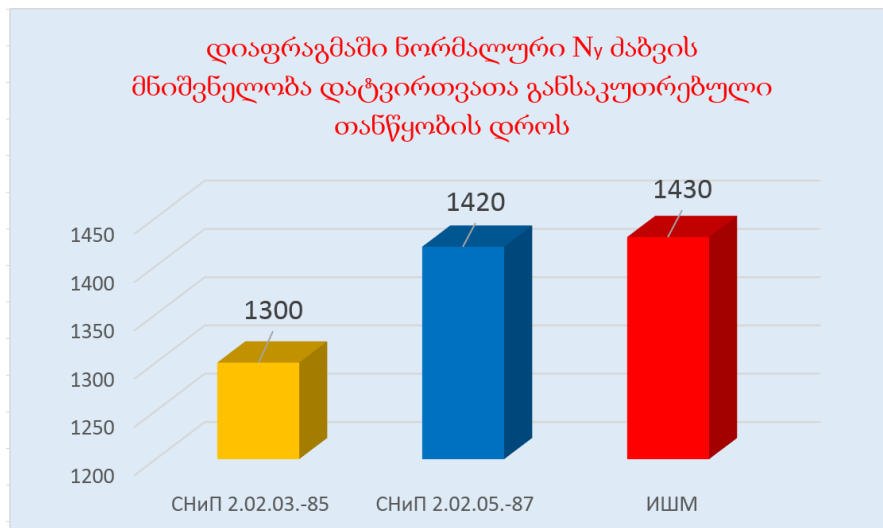
მნიშვნელობა გაზრდილია 8.4%-ით, ხოლო მხები ძაბვის „T_{XY}“-ის მნიშვნელობა გაზრდილია 9.2%-ით. რაც შეეხება В.А ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич <<Свайные фундаменты в сейсмических районах>>- ით მეთოდით მიღებულ შედეგებს, „N_x“ -ის მნიშვნელობა გაზრდილია 9.8%-ით, „N_y“ -ის მნიშვნელობა გაზრდილია 9.1%-ით, ხოლო „T_{XY}“-ის მნიშვნელობა შემცირებულია 26.6%-ით.

ცხრილი-22.

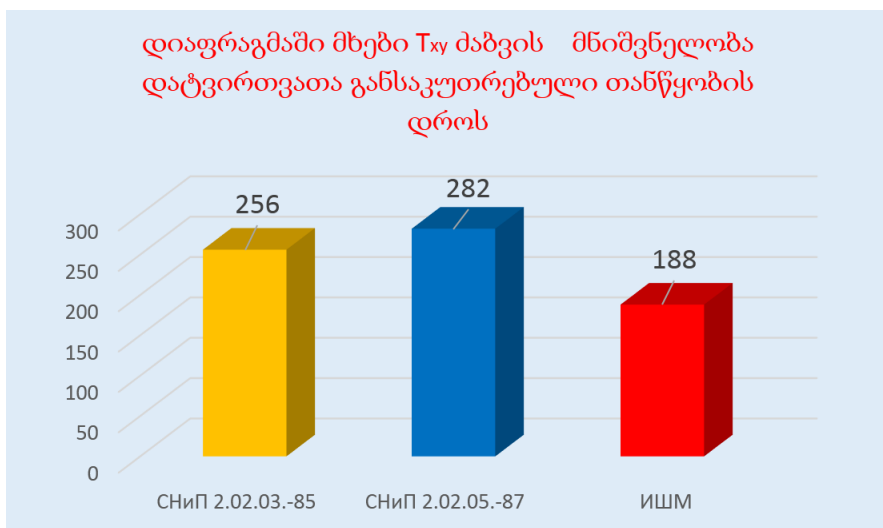
ჰორიზონტალური სეისმური ზემოქმედება				
#	მეთოდის დასახელება:	დიაგრამაში ნორმალური და მხები ძაბვების მაქსიმალური მნიშვნელობები.		
		N _x (ტ/მ ²)	N _y (ტ/მ ²)	T _{XY} (ტ/მ ²)
1	СНиП 2.02.03.-85 <<Свайные фундаменты>>	211	1300	256
2	СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>>	232	1420	282
3	В.А ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич <<Свайные фундаменты в сейсмических районах>>	234	1430	188



სურათი-31



სურათი-32



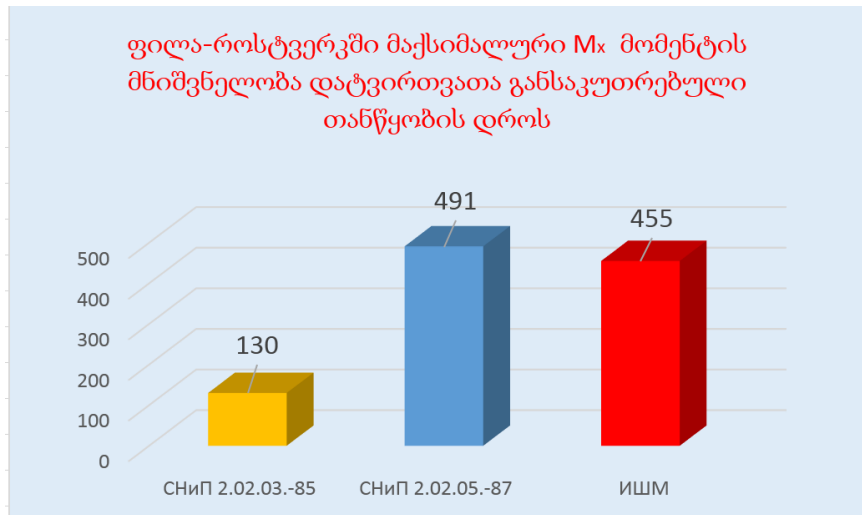
სურათი-33

ფილა-როსტვერკისათვის გაანგარიშების აღნიშნული მეთოდების გამოყენებით ცხრ.23-ში მოცემულია სეისმური დატვირთვების დროს მლუნავი მომენტების რიცხვითი მნიშვნელობები, ხოლო თვალსაჩინოებისათვის სურ.34 და სურ.35 -ზე ნაჩვენებია განხილული მოდელისათვის „M_x“ და „M_y“-ის რიცხვითი მნიშვნელობების ცვლილების გრაფიკები. როგორც მოცემული გრაფიკების შედარებით ანალიზიდან ჩანს, СНиП 2.02.03.-85 -ით ფილა-როსტვერკში მიღებული მლუნავი მომენტების „M_x“ და „M_y“-ის რიცხვითი მნიშვნელობებთან შედარებით, СНиП 2.02.05.-87 -ით მიღებული მლუნავი მომენტის „M_x“ მნიშვნელობა გაზრდილია 73.5%-ით, ხოლო „M_y“-ის მნიშვნელობა გაზრდილია 4.1%-ით. რაც შეეხება В.А ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич <<Свайные фундаменты в сейсмических районах>>-ით მეთოდით მიღებულ შედეგებს, „M_x“ -ის მნიშვნელობა გაზრდილია 71.4%-ით, ხოლო „M_y“-ის მნიშვნელობა გაზრდილია 6,8%-ით.

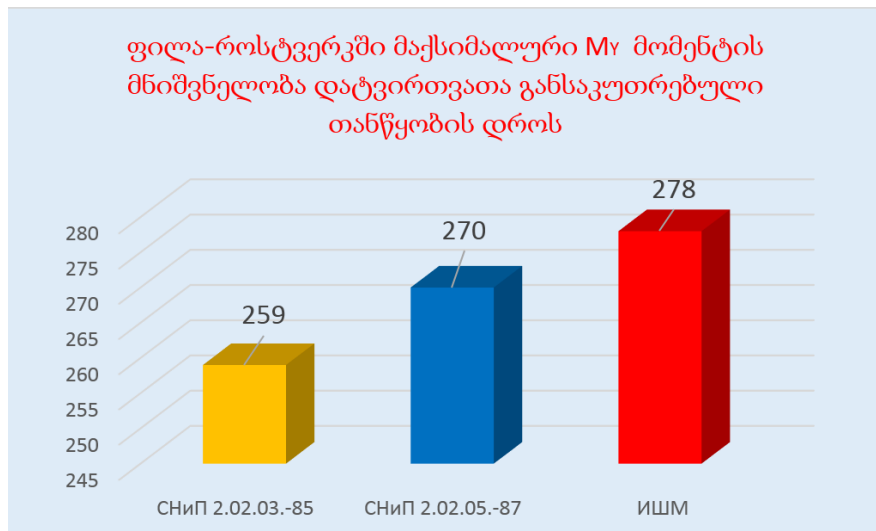
ცხრილი-23.

ჰორიზონტალური სეისმური ზემოქმედება			
#	მეთოდის დასახელება:	ფილა-როსტვერკში მლუნავი მომენტების მაქსიმალური მნიშვნელობები, დატვირთვათა განსაკუთრებული თანწყობისას.	
		M _x (ტ.მ)/მ	M _y (ტ.მ)/მ
1	СНиП 2.02.03.-85 <<Свайные фундаменты>>	130	259
2	СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>>	491	270

3	В.А ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич <<Свайные фундаменты в сейсмических районах>>	455	278



სურათი-34



სურათი-35

ძირითადი დასკვნები.

1. ხიმინჯოვანი საპირკვლების დინამიკური მოდელების სხვადასხვა ვარიანტების ანალიზის საფუძველზე მათგან გამოყოფილი იქნა ორი მოდელი (СНиП 2.02.05.-87 <<Фундаменты машин с динамическими нагрузками>> და ვ.ილიჩოვი, ი.მონდლოლოვი, ვ.შავეიჩი <<ხიმინჯოვანი საპირკვლები სეისმურ რაიონებში>>), რომლებიც ითვალისწინებენ ფუძის დამყოლობასა და გრუნტის ინერციულ თვისებებს. გარდა ამისა, მაღლივი შენობების სეისმური ანგარიშისას აღნიშნული მოდელები საშუალებას იძლევიან განხორციელდეს მათი რეალიზაცია თანამედროვე საანგარიშო კომპიუტერულ პროგრამებში. (მაგალითად „ЛИРА-САПР 2015“ ,<<SAP2000>>, <<Мономах>, და აშ.)
2. სეისმურ ზემოქმედებაზე ანგარიშის დროს ფუძის დამყოლობის გათვალისწინება, იწვევს საკუთარი რხევის პერიოდების შემცირებას. როგორც შედარებითი ანალიზიდან ჩანს, СНиП 2.02.03.-85 -ით მიღებულ რხევის პერიოდის მნიშვნელობებთან შედარებით СНиП 2.02.05.-87 -ით მიღებული რხევის პერიოდის მნიშვნელობები შემცირებულია $T_1-9.14\%$ -ით, $T_2-13.3\%$ -ით, ხოლო $T_3-13.2\%$ -ით. ხოლო ვ.ილიჩოვი, ი.მონდლოლოვი, ვ.შავეიჩი <<ხიმინჯოვანი საპირკვლები სეისმურ რაიონებში>> მეთოდით მიღებულ რხევის პერიოდების მნიშვნელობები შემცირებულია $T_1-9.14\%$ -ით, $T_2-13.9\%$ -ით, ხოლო $T_3-13.9\%$ -ით.
3. სეისმურ ზემოქმედებაზე ანგარიშისას ხიმინჯების დინამიკური მოდელების გამოყენებამ აჩვენა, რომ СНиП 2.02.03.-85 -ით მიღებულ შედეგებთან შედარებით შენობის დეფორმაციები „X“ დერძის მართულებით შემცირებულია $37.6\%-39.2\%$ -ის დიაპაზონში, ხოლო „Y“ დერძის მართულებით $26.9.6\%-28.3\%$ -ის დიაპაზონში.
4. შენობის სეისმურ ზემოქმედებაზე გაანგარიშებისას განხილული დინამიკური მოდელების გამოყენება არსებით გავლენას ახდენს ხიმინჯებში ვერტიკალური მკუმშავი ძალების მნიშვნელობებზე. როგორც მიღებული შედეგების შედარებითი ანალიზიდან ჩანს, СНиП 2.02.03.-85 -

ით მიღებულ შედეგებთან შედარებით მათი მნიშვნელობები სეისმური ძალის „X“ მიმართულებით მოქმედებისას გაზრდილია 8.8%-15.9%-ის დიაპაზონში, ხოლო სეისმური ძალის „Y“ მიმართულებით მოქმედებისას გაზრდილია 11.4%-16,5%-ის დიაპაზონში.

5. ანგარიშის შედეგების შედარებითი ანალიზის საფუძველზე განხილული დინამიკური მოდელებისათვის გამოვლენილი იქნა შემდეგი კანონზომიერება: ფუძის დამყოლობისა და გრუნტის ინერციული თვისებების გათვალისწინება ვ.ილიჩოვი, ი.მონდლოლოვი, ვ.შავეჩის <<ხიმინჯოვანი საძირკვლები სეისმურ რაიონებში>> მოდელისათვის შედარებით მეტ ეფექტს იძლევა ვიდრე СНиП 2.02.05.-87 მოდელისათვის.

6. საანგარიშო კომპიუტერულ კომპლექს „ЛИРА-САПР 2015“-ის შესაძლებლობების ბაზაზე დამუშავებული იქნა სეისმურ ზემოქმედებაზე რეალური შენობის ხიმინჯოვანი საძირკვლებისათვის ახალი საანგარიშო მოდელი.

ლიტერატურა:

1. Проектирование и строительство высотных зданий. Ю.Г. Граник, доктор техн. Наук, директор по научной деятельности ОАО <<ЦНИИЭП жилища>>
2. Проектирование современных высотных зданий / под ред. Сюй Пэйфу: Пер. с китайского. - М.: Изд-во АСВ, 2008, - 469 с.
3. გ. ბერიძე. მაღლივი შენობების დაპროექტების ძირითადი პრინციპები. საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი თბილისი, 0175, საქართველო 2013წ.
4. Ю. Козак. Конструкции высотных зданий. Под редакцией кан. тех. Наук Ю.А. Дыховичного. Москва стройиздат 1986.
5. Яковлев А.В. Современное высотное строительство, монография. Издательство: Москомархитектуры 2007 г.
6. Pubal, Z.: Vypocet ramu se stenovimi vyplnemi jako tlfkovymi diagonalami na vodorovne zatizeni. Pozemni stavby 4-1978.
7. Algerian Earthquake Resistant Regulations "RP A 99" / Version 2003- Ministry of Housing and Urbanism, 2003.
8. AS / NZS 1170.0. (2002). "Structural design actions, Part 0: General principles." Australian / New Zealand Standard.
9. AS 1170.4. (2007). "Structural design actions, Part 4: Earthquake Actions in Australia." Australian Standard, Standards Australia, 1 The Crescent, Homebush, NSW 2140.
10. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings-Volume 1 and 2, Applied Technology Council. Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA.-November 1996.-346 p.
11. BCJ. Structural provisions for building structures. 1997 edition-Tokyo: Building Center of Japan; 1997 [in Japanese].

12. Building Code San Francisco, California, American Legal Publishing Corporation, Cincinnati, Ohio-2007.
13. Chopra A. K. Earthquake dynamics of structures. Second Edition.-University of California, Berkeley.-2005.-129 p.
14. Colombian Association of earthquake Engineering-AIS[1998] "Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sísmo Resistente", Vol. 1, Bogotá, Colombia.
15. EAK 2000. Greek code for Seismic Resistant Structures-2000/ Organization for Earthquake Resistant Planning and Protection, Ministry of Environment Planning and Public Works, Greece (OASP).-109 pages.
16. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules seismic actions and rules for buildings. CEN. Ref. No. EN 1998-1: E.-229 pp.
17. IBC 2009. International Building Code. International Code Council, inc. First Printing in the U.S.A.-February 2009.-701 p.
18. Iranian Building Codes and Standards. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Standard No. 2800 3rd Edition-Building and Housing Research Center. BHRCPHS 465.
19. IS 1893. Criteria for earthquake resistant design of structures. Bureau of Indian standards. Part 1: (2002); CI.7.9.2.
20. Jordanian Code for Loads and Forces- Building Research Center for Ministry of Public Works & Housing, 1990.
21. Provisional Recommendations for the Seismic Analysis of Structures- Republica Dominicana, Ministry of Public Works, 1978.
22. Regulation for Earthquake-Resistant Design of Buildings in Egypt-Egyptian Society for Earthquake Engineering, 1988.

23. Model Building Code for Earthquakes // Association of Caribbean States, Port of Spain, Trinidad and Tobago, West Indies, 2003.
24. Technical Building Standard E. 030 Earthquake Resistant Standards E-030 Diseno Sismorresistente (in Spanish)- Ministry of Housing, Construction and Sanitation, 2003.
25. The New York City Seismic Code: Local Law 17/95-MCEER-99-SP06 dated 12.01.1999.
26. TCXDVN 375; 2006. Desing of structures for earthquake resistant (in Viet Nam)
27. ДВН В.1.1-122006. Защита от опасных геологических процессов, вредных эксплуатационных влиянийб, от пожара. “Строительство в сейсмических районах Украины” /Минстройархитектуры Украины.- Киев: “Укрархбудинформ”: 2006.-84 с. “Укрархбудинформ” 2007.-14 с.
28. Turkish Earthquake Code for Buildings. Specification for Structures to be Built in Disaster Areas. Part III- Earthquake disaster prevention.- Ministry of Public Works and Settlement Government of Republic of Turrey, Ankara, Turkey.
29. ВНД В.1.1-12: 2014. “ Будівництво у сейсмичних районах України”/ Минрегион України-ДП “Укрархбудинформ”, Киев: 2014.-110с.
30. СНиП 2.01.07.-85 Нагрузки и воздействия.
31. СП 20. 13330.2011. Нагрузки и воздействия.
32. ATC Design Guide 1, Minimizing Floor Vibration, Applied Technology Council, 1999
33. საქართველოს ეკონომიკური განვითარების მინისტრის ბრძანება #1-1/2284. 2009 წლის 7 ოქტომბერი ქ.თბილისი. საამშენებლო ნორმების და წესების_ „სეისმომედეგი მშენებლობა“(პნ 01.01-09) _დამტკიცების შესახებ.

- 34.Смирнов А. Ф. Об основных направлениях научных исследований в
щбласти теории и методов расчета сооружений на одиннадцатую пятилетку.
<<Строительная механика и расчет сооружений >>, 1981, #1, с.4-9.
35. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для
сейсмических районов. М.: Стройиздат ,1976.
- 36.Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их
расчет. Ленинград, Стройиздат, 1979.
- 37.Голденвлат И.И., Николаенко Н.А., Поляков С.В., Ульянов С.В. Модели
сейсмостойкости сооружений. М.: Наука, 1979.
- 38.Килимник Л.Ш. Методы целонаправленного проектирования в
сейсмостойком строительстве.-М.: Наука, 1980.
- 39.Гольденвлат И.И. Карйивадзе Г.Н. Напетваридзе Ш.Г. Николаенко Н.А.
проектирование сейсмостойких гидротехнических транспортных и
специальных сооружений. Руководство по проектированию сейсмостойких
зданий и сооружений. Т. IV, М.: Стройиздат, 1971.
- 40.Завриев К.С., Назаров А.Г., Айзенберг Я.М. и др. Основы теории
сейсмостойкости зданий и сооружений. Руководство по проектированию
сейсмостойких зданий и сооружений. Т.П.-М.: Стройиздат, 1970.
- 41.Корчинский И. Л. Сейсмостойкое строительство зданий. –М.: Высшая
школа, 1971.
42. Николаенко Н.А. Вероятностные методы динамического расчета
машиностроительных конструкций. М., Машиностроение, 1967.
43. Поляков С.В., Бобров Ф.В., Быченков Ю.Д. и др. Проектирование
сейсмостойких зданий. Руководство по проектированию сейсмостойких
зданий и сооружений. Т.Ш.-М. : Стройиздат, 1971.

- 44.СниП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. Госстрой СССР.-М. : Стройиздат, 1982.-48с.
- 45.Назаров Ю.П. Нелинейны пространственные задачи теории сейсмостойкости сооружений. Кандидатская диссертация. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.-М., 1977.
- 46.Николаенко Н.А. Нелинейные динамические задачи теории сейсмостойкости пространственных конструкций. /Сейсмостойкое строительство (отечественных и зарубежных опыт), 1974,№5, с.50-54.
47. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Динамика и сейсмостойкость пространственных конструкций и сооружений./ Сб. Статей Исследования по теории сооружений.-М., 1977, вып. 23, с. 66-97.
48. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. О пространственных колебаниях сооружений при сейсмических воздействиях./ Строительная механика и расчет сооружений, 1979, №3, с. 57-63.
49. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Вопросы динамики и сейсмостойкости пространственных конструкций и сооружений./ Межвузовский сб. Проблемы расчета пространственных конструкций. Т.2.-М., 1980, с. 106-134.
50. Аникьев А.В., Ильичев В.А. Нестационарные горизонтально-вращательные колебания фундамента./ Сб.: Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. Книга 1. Ташкент: Фан, 1977, с. 147-151.
51. Аникьев А.В., Ильичев В.А. Нестационарные вращательные колебания твердого тела на упругом основании./ Строительная механика и расчет сооружений, 1980, №2, с. 47-52.
52. Ильичев В.А. Определение динамических напряжений под фундаментами сооружений при прохождении упругих волн в грунте. Тр. к.

Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению.-
М.: Стройиздат, 1973, с. 121-138.

53.Ильичев В.А., Аникьев А.В. Нестационарные горизонтальные колебания
фундамента с учетом волнового взаимодействия с грунтовым основанием. –
М.: Основания фундаменты и механика грунтов, 1980, №4, с. 20-24.

54. Рождественский Ю.В. О расчетных моделях надземного трубопровода
подверженного действию сейсмических сил./ Реферат сборника
Информнефтегазстроя <<Проектирование и строительство трубопроводов и
газонефтепромысловых сооружений>>, 1982, №5, с.38-40.

55. Рождественский Ю.В. О колебаниях блочно-комплектных устройств при
землетрясении./ Реферат сборника Информнефтегазстроя <<Проектирование
и строительство трубопроводов и газонефтепромысловых сооружений>>,
1982, №6, с.12-14.

56. Рождественский Ю.В.К расчету поперечных колебаний надземного
трубопровода при землетрясении./ Реферат сборника Информнефтегазстроя
<<Проектирование и строительство трубопроводов и газонефтепромысловых
сооружений>>, 1982, №7, с.27-30.

57. Рождественский Ю.В. Колебания сооружения при сейсмическом
воздействии с учетом инерционности грунта./ Реферат сборника
<<Сейсмостойкое строительство (отечественных и зарубежных опыт) >>, 1982,
№8, с. 13-15

58.Rayanna B., Munirudrappa N. Seismic response of building- foundation system
in layered soils. “ Seventh European Conference on Earthquake Engineering”,
Athens, 1982.

59. Kobori T., Setogawa S., Hisatoku T., Nagose T. Nonlinear uplift response of
soil-structure interaction system considering dynamic ground compliance.
“Seventh European Conference on Earthquake Engineering”, Athens, 1982.

60. Onen Y. H., Tomas M.S. Dynamic analysis of complete building structures. "Seventh European Conference on Earthquake Engineering", Athens, 1982.
61. Бируля Д. Н. Исследование взаимодействия сооружений с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях. Кандидатская диссертация. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. М., 1973.
62. Saragoni G.R., Hart G.C. Simulation of artificial earthquake. "Earthquake Engineering and Structural Dynamics", 1974, V.2.
63. Strong motion earthquake accelerograms. California institute of Technology Earthquake Engineering Research Laboratory, v.1, p. A,B, 1969-70.
64. Уклеба Д.К. Совместное упругопластическое деформирование сооружения и массива грунта основания при сейсмических воздействиях. Кандидатская диссертация. Тбилиси, 1980.
65. Palamaru G., Cosmulescu P. Some experimental investigations regarding the effects of dynamic interaction between overground structure and foundation soil. "Seventh European Conference on Earthquake Engineering", Athens, 1982.
66. Марджанишвили М.А. Методика учета пространственной работы и протяженность современных зданий при расчете их на сейсмические воздействия. - М.: Стройиздат, 1976, 126 с.
67. Марджанишвили М.А. Расчет каркасно-панельных зданий и их элементов на сейсмические воздействия. – Тбилиси: Мецниереба, 1976, 165 с.
68. Марджанишвили М.А., Джинчвелашвили Г. А. Учет податливости фундамента при расчете точечных зданий на сейсмические воздействия. - Сейсмостойкое строительство, 1979, вып. 10, с. 1-5.
69. Марджанишвили М.А., Чануквадзе Г.Ш. Выбор расчетной модели пропране каркасно-панельных зданий на сейсмические воздействия. - Сейсмостойкое строительство, 1980, вып. 9, с.3-6.
70. Марджанишвили М.А. Сейсмические нагрузки на многоэтажные здания со связанными крутильно-поступательными формами колебаний. - В кн.: Доклады

- XI Объединенной сессии НИИ закавказских республик по Тбилиси, 1979, с.134-137.
71. Veletsos A.S., Erdic M.G., Kuo P.T. Response of Structures to Propagating Group Motions. - Fifth European Conference on Earthquake Engineering.
72. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства. М:Стройиздат 1980, 344с.
73. Newmark N.M. Earthquake response analysis of reactor structures.// Nucl. Eng. And Des. -1972.-V.20. №2,- P.№ 303-322.
74. Newmark N.M. Torsion in Symmetrical Buildings. - Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, 1969.
75. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Векторное представление сейсмического воздействия. / Строительная механика и расчет сооружений, 1980, №1, с. 53-59.
76. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Инвариантные оценки случайных векторов динамического воздействия./ Строительная механика и расчет сооружений, 1983, №6, с. 54-60.
77. Егупов В.К., Командрина Т. А. Расчет зданий на сейсмическое воздействие. Киев: Будівельник, 1969.-207с.
78. Ломбардо В.Н., Грошев М.Е. Методика решение задачи о взаимодействии подпорных сооружений с грунтовым массивом. Гидротехническое строительство, 1985.
79. Лятхер В.М., Яковлев Ю.С. Динамика сплошных сред в расчетах гидротехнических сооружений.- Изд. <<Энергия>> М.: 1976, 391с.
80. Егупов В.К., Лукаш Э.П. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость. Киев: Будівельник, 1982.-143с.
81. Александрович В.Ф., Федоровский В.Г. Круглый штамп на упругопластическом упрочняющем грунте основании. Межвуз.сб. Экспериментально- теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. Новочеркасск, 1979, с. 35-43.
82. Динамический расчет зданий и сооружений / М.Ф. Барштейн, В.А. Ильичев, Б.Г. Кореиев и др. М.: Стройиздат, 1984.
83. Кириллов А.П., Крылов В.В., Саргсян А.Е. Взаимодействие фундаментов сооружений электростанций с основанием при динамических нагрузках. М. Энергоатомиздат, 1984.
84. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. М. Стройиздат, 1979.

85. Напетваридзе Ш.Г. Некоторые задачи инженерной сейсмологии. Тбилиси: Изд-во „Месниереба”, 1972.
86. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений / К.С. Завриев, А.Г. Назаров и др. М.: Стройиздат, 1970.
87. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Л.: Стройиздат, 1964 (I изд.), 1979 (II изд.).
88. Шульман С.Г., Кауфман Б.Д. Собственные колебания осциллятора, взаимодействующего с упругой полуплоскостью // Изд. ВНИИГ им. Веденеева. 1978. Т. 122. С. 105-108.
89. Wolf J.P. Dynamic Soil-Structure Interaction // N-Y. Prentice-Hall inc., 1985.
90. Методические рекомендации по определению динамических свойств грунтов, скальных пород и местных строительных материалов. П 01-72.//ВНИИГ им. Веденеева, 1972.
91. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия (справочник проектировщика)/ Под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. М.: Стройиздат, 1981.
92. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary on Standard for Analysis of Safety-Related Nuclear Structures // *ASCE Standard*, Sept. 1986.
93. Горбунов-Посадов М.И. расчет конструкций на упругом основании. М.: Стройиздат, 1953.
94. СНИП 2.02.05-87. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
95. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Формирование расчетных динамических моделей сооружений./ *Строительная механика и расчет сооружений*, 1984, №4, с. 37-40.
96. Баркан Д.Д., Трофименков Ю.Г., Голубцова М.Н. О зависимости между упругими и прочностными характеристиками грунтов./ *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1974, №1, с. 29-31.
97. Красников Н.Д. динамические свойства грунтов и методы их определения.- Л.: Стройиздат, 1970.

- 98.Ильичев В.А. К построению импульсной переходной функции системы штамп-полупространство. Изв. АН СССР <<Механика твердого тела>>, 1973,№1, с. 107-119.
- 99.Ильичев В.А. Особенности взаимодействия с грунтом большегабаритных фундаментов при сейсмических воздействиях. В кн. Сейсмостойкое строительство. Вып. 2. М., 1975, с. 89-102.
100. Ильичев В.А. О динамическом расчете фундаментов./ Сб. Трудов НИИОСП, 1976, вып. 6, с. 89-109.
- 101.Ганиев Р.Ф., Каноненко В.О. Колебания твердых тел. М. Наука, 1976.
- 102.Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. М. Стройиздат, 1965.-279с.
103. Ильичев В.А. К оценке коэффициента демпфирования основания фундаментов, совершающих вертикальные колебания./ Основания, фундаменты и механика грунтов, 1981,№4, с. 22-26.
- 104.Коренев Б.Г., Сердобольский А.И. Демпфирование колебаний жестких массивных конструкций, расположенных на упругом основании.Деп. ЦИНИС, 1980.
105. Коренев Б.Г., Сердобольский А.И. О виброзащите фундаментов под башинны./ Строительная механика и расчет сооружений, 1983,№1, с. 53-57.
- 106.Аникьев А.В., Ильичев В.А. Нестационарные горизонтально-вращательные колебания фундамента. / Сб. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. Книга 1. Ташкент. Фан, 1977, с. 147-151.
107. Аникьев А.В., Ильичев В.А. Нестационарные вращательные колебания твердого тела на упругом основании./ Строительная механика и расчет сооружений, 1980, №2, с. 47-52.
- 108.Справочник проектировщика. Динамический расчет зданий и сооружений. Под. Ред. Б.Г. Коренева, И.м. Рабиновича.-М. Стройиздат, 1984.-303с.
- 109.Амбарцумян В. А. Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости.- М. Стройиздат, 1981. с. 140-149.
110. Далматов Б.И. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений.-М. АСВ, 2001-440с.
- 111.Sarria A. Ingenieria Sismica. Ediciones Uniandes. Santa Fe de Bogota, Colombia, 1995.-569p.

- 112.СНиП 2.02.03.-85. Свайные фундаменты. М. ЦИТП Госстроя СССР, 1988-36с.
113. СНИП 2.02.01.-83*. Основания зданий и сооружений. Госстрой России.- М. ГУПЦПП, 2001.-48с.
114. Справочник проектировщика. Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций. Под. Ред. Б.Г. Коренева, А.Ф.Смирнова.-М. Стройиздат, 1986.
115. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Под. Ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова.-М. Стройиздат, 1985.-480с.
116. Фаянс Б.А., Лучковский И.Я., Лекумович Г.С. Ускоренные натурные испытания свай на горизонтальную нагрузку // Основания, фундаменты и механика грунтов.-М.,1981.-№6.-с. 16-18.
117. Лучковский И.Я., Лекумович Г.С. К вопросу о расчете свай на горизонтальную нагрузку в связном грунте // Основания, фундаменты и механика грунтов.- 1971.-№3.-с.17.
118. Лалетин Н.В. Расчет свайного куста на вертикальные нагрузки по деформациям грунтов основания //Теория сооружения и конструкций. Сб. Тр.№13, вып. 1.-Воронеж, 1967.
119. Березанцев В.Г. Расчет одиночных свай и свайных кустов на действие горизонтальных сил. М. Воениздат, 1946.-60с.
- 120.Terzaghi,K.(1955). Evaluation of coefficients of subgrade reaction. Geotechnical Engineering, ASCE, 120(8), 1324-1344.
- 121.Бахолдин Б.В., Труфанова Е.В. Сопротивление свай горизонтальным нагрузкам // Основания и фундаменты, М.,2010. С. 4-8.
122. Бахолдин Б.В., Джантимиров Х.А., Розводовский Д.Е. Несущая способность свай в кусте. В сб. <<Свайные фундаменты>>. –М. Стройиздат, 1991.-с.41-44.
- 123.Завриев К.С., Шпиро Г.С. Расчет фундаментов мостовых опор глубокого заложения.-М. Транспорт, 1970. 215с.

124. Снитко Н.К., Снитко А.Н. Расчет жестких и гибких опор, заземленных в грунт, при одновременном действии горизонтальных и вертикальных сил // Основания, фундаменты и механика грунтов. М., 1967.-№3.-с. 10-13.
125. Готман А.Л. Безростверковые свайные фундаменты промышленных зданий и сооружений и общая методология их расчета. Диссертация... доктора технических наук. Уфа, 1995. 44с.
126. Poulos, H.G., Carter, J.P., and Small, J.C. (2001). Foundations and retaining structures-research and practice. Proceedings of 15th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Istanbul, Turkey, A.A.Balkema, Rotterdam, 2527-2606.
127. Devies, T.G. and Budhu, M. (1986). Non-Linear analysis of laterally loaded piles in heavily overconsolidated clays. Geotechnique, 36(4), 527-538.
128. Yang, K., and Liang, R. (2006). Methods for deriving p-y curves from instrumented lateral load tests. Geotechnical Testing Journal, 30(1), 1-8.
129. Yang, Z., and Jeremic, B. (2005). Study of soil layering effects on lateral loading behavior of piles. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 131(6), 762-770.
130. Scott, R.F. (1981). Foundation analysis. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
131. Brown, D.A., Morison, C., and Reese, L.C. (1988). Lateral load behavior of a pile group in sand. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114(11), 1261-1276.
132. McClelland, B., and Focht, J.A. Jr. (1958). Soil modulus for laterally loaded piles. Transactions, ASCE, 123, 1049-1086.
133. Готман Н.З. Каюмов М.З. Расчет фундаментов зданий с развитой подземной частью на закарстованных территориях // основания, фундаменты и механика грунтов, №4. 2013. с. 13-18.
134. Федоровский В.Г., Левачев С.Н., Курилло С.В., Колесников Ю.М. Сваи в гидротехническом строительстве. Уч. пособие. Москва. АСВ. 2003. 240с.

135. Shen, W.Y., and The, C.I. (2004). Analysis of laterally loaded piles in soil with stiffness increasing with depth. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 130(8),878-882.
136. Sun, K. (1994). Laterally loaded piles in elastic media. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 120(8),1324-1344.
137. Budhu, M. and Davies, T.G. (1987). Nonlinear analysis of laterally loaded piles in cohesionless soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 24, 289-296.
138. Budhu, M. and Davies, T.G. (1988). Analysis of Laterally loaded Piles in Soft Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(1),21-39.
139. Cai, F. and Ugai, K. (2000). Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles. *Soils and Foundations*, 40(1),73-84.
140. Buguelin, F., Frank, R., and Soid, Y.H. (1977). Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles. *Geotechnique*, 27(3), 405-434.
141. Guo, W.D. and Qin, H.Y. (2010). Thrust and bending moment for rigid piles subjected to moving soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(2), 180-196.
142. Guo, W.D. and Zhu, B.T. (2010). Nonlinear response of 20 laterally loaded piles in sand. *Australia Geomechanics*, 45(2),67-84.
143. Eivan, I. (2005). Energy and variational principles for piles in dissipative soil. *Geotechnique*, 55(7), 515-525.
144. Lee, J., Kim, M., and Kyung, D. (2010). Estimation of lateral load capacity of rigid short piles in sands using CPT results. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 136(1), 48-56.
145. O'Kelly, B.C., Ward, P.N., and Raybould, M.J. (2008). Stabilization of a progressive railway embankment slip. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 3(4),231-244.
146. Rollins, K.M., and Code, R.T.(2006). Cyclic lateral load behavior of a pile cap and backfill. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 132(9),1143-1153.

147. Tuladhar, R., Makai, T. and Mutsuyoshi, H. (2008). Cyclic behavior of laterally loaded concrete piles embedded in cohesive soil. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, 43-59.
148. Wichtmann, T., and Triantafyllidis, T. (2009). Influence of the grain-size distribution curve of quartz sand on the small strain shear modulus G_{max} . *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 135(10), 1404-1418.
149. Ангельский Д.В. К расчету свайных оснований на горизонтальную нагрузку. -Тр./ Моск. Автодор. ин-т, 1937. Вып. 7.-с. 41-49.
150. Ильичев В.А., Монголов Ю.В., Шаевич В.М. Свайные фундаменты в сейсмических районах. -М.: Стройиздат, 1962.-127с.
151. Ставницер Л.Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов / Монография-М. Издательство Ассоциации строительных вузов, 2010.-448с.
152. პ. რეკვათა თანამედროვე სეისმო მედეგი მშენებლობა. თბილისი 2009