

Baş redaktor

tex. üzrə f.d. **Qarayev A.N.** –AzİMETİ

Baş redaktorun müavini

tex. üzrə f.d. **Yusifov N.R.** –AzİMETİ

Məsul katib

iqt. üzrə f.d. **Şirinova N.S.**-AzİMETİ

Redaksiya heyəti

t.e.d., prof. **Seyfullayev X.Q.**-AzİMETİ

mem.dok. **Abdullayeva N.C.**-AzMİU

m.d.,prof. **Əbdülrəhimov R.H.** –AzMİU

t.e.d.,prof. **Hacıyev M.Ə.** –AzMİU

m.d.,prof. **Nağıyev N.H.** –AzMİU

tex. üzrə f.d. **Eminov Y.M.** –AzİMETİ

tex. üzrə f.d. **Əmrahov A.T.** –AzİMETİ

tex. üzrə f.d. **Həbibov F.H.** –AzİMETİ

iqt. üzrə f.d. **Nuriyev E.S.** –AzİMETİ

tex. üzrə f.d. **Poluxov İ.X.** – FHN

tex. üzrə f.d. **Rzayev R.A.** –AzİMETİ

tex. üzrə f.d. **Şirinzadə N.Ə.** –AzİMETİ



MÜNDƏRİCAT

Təsisçi :
AZƏRBAYCAN RESPUBLİKASI
DÖVLƏT ŞƏHƏRSALMA və
ARXİTEKTURA KOMİTƏSİ

**AZƏRBAYCAN
İNŞAAT VƏ MEMARLIQ
ELMİ-TƏDQIQAT İNSTİTUTU**

Hüquqi ünvanı :

Az 0014, Bakı ş.

M.Füzuli küç. 65

Əlaqə telefonları:

(012) 596 37 28, 596 37 60

E-mail:

elmikatib@azimeti.az

azimeti_elmikatib@mail.ru

Kompüter dizaynı:

Nəbiyeva M.Z

<i>Hajiyev M. A., Damirov M. M. Plotting on the basis of a nonlinear deformation model of a “moment-curvature” diagram for reinforced concrete elements of an annular cross – section.....</i>	2
<i>Eyyubov İ.C. Binaların dinamikı xarakteristikalarının zəlzələ zamanı dəyişməsinə əsasən yükdaşıyan sistemin etibarlılığının tədqiqi.....</i>	12
<i>Poluxov N. Ş. Layihələndirmədə konstruksiya və məmulatların markalanması.....</i>	23
<i>Poluxov İ. X., Zeynalov L.M. Konstruktiv sxem baxımından bina karkasının alt (baza) və üst bölmələrinin müəyyənləşdirilməsinə dair.....</i>	27
<i>Сеидов Н.Г., Аскеров Д.В., Кулиева А.М. Применение предварительно-напряженного железобетона в монолитных конструкциях.....</i>	31
<i>Салимова А.Т. Влияния формы здания на его энергоэффективность.....</i>	36

UOT 624.072

PLOTTING ON THE BASIS OF A NONLINEAR DEFORMATION MODEL OF A “MOMENT-CURVATURE” DIAGRAM FOR REINFORCED CONCRETE ELEMENTS OF AN ANNULAR CROSS - SECTION

doctor of tech. sciences, prof. *Hajiyev M. A.* (ORCID ID:0000-0001-6872-0941),
doctoral student *Damirov M. M.* (ORCID ID:0000-0002-3779-4305)
Azerbaijan University of Architecture and Construction

QEYRİ - XƏTTİ DEFORMASIYA MODELİ ƏSASINDA HƏLQƏVİ EN KƏSİKLİ ƏYİLƏN DƏMİRBETON ELEMENTLƏR ÜÇÜN

“MOMENT-ƏYRİLİK” DİAQRAMININ QURULMASI
t.e.d.,prof. *Hacıyev M. Ə.* (ORCID ID:0000-0001-6872-0941),
doktorant *Damirov M. M.* (ORCID ID:0000-0002-3779-4305)
Azərbaycan Memarlıq və İnşaat Universiteti

ПОСТРОЕНИЕ ДИАГРАММЫ «МОМЕНТ-КРИВИЗНА» ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОЛЦЕВОГО СЕЧЕНИЯ НА ОСНОВЕ НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

д.т.н.,проф. *Гаджиев М. А.*, докторант *Дамиров М. М.*,
Азербайджанский Университет Архитектуры и Строительства

Abstract: In the article, using a nonlinear deformation model, a numerical technique for plotting a "moment-curvature" diagram for reinforced concrete elements of annular section is developed. When constructing the calculation methodology for reinforcement, a symmetrical diagram with a limited yield segment was used, and for concrete under compression, a fractional rational dependence proposed by Eurocode was used. When plotting the calculation method, the tensile strength of concrete is not taken into account. The article also provides a method of analytical approximation of the "moment-curvature" diagram in the form of a cubic parabola and with its application defines the displacements of simple and statically indeterminate beams.

Keywords: bending moment, curvature, stress, deformation, displacement.

Xülasə: Məqalədə həlqəvi en kəsikli əyilməyə işləyən dəmirbeton elementlər üçün qeyri xətti deformasiya modeli əsasında “moment-əyrilik” diaqramının qurulmasının ədədi metodikası işlənmişdir. Ədədi metodika qurularəkən armature milləri üçün məhdud axma meydançasına malik simmetrik diaqram, beton üçün sıxılmada avrokod tərəfindən təklif olunmuş kəsr-rasional diaqramdan istifadə olunmuşdur. Həll metodikası qurularəkən betonun dartılmada işi nəzərə alınmır. Həmçinin məqalədə “moment-əyrilik” diaqramının kubik parabola şəklində analitik approksimasiya metodikası da işlənmiş və onun tətbiqi ilə sadə və statik həll olumayan tirlərin yerdəyişmələrinin hesablanma metodikası verilmişdir.

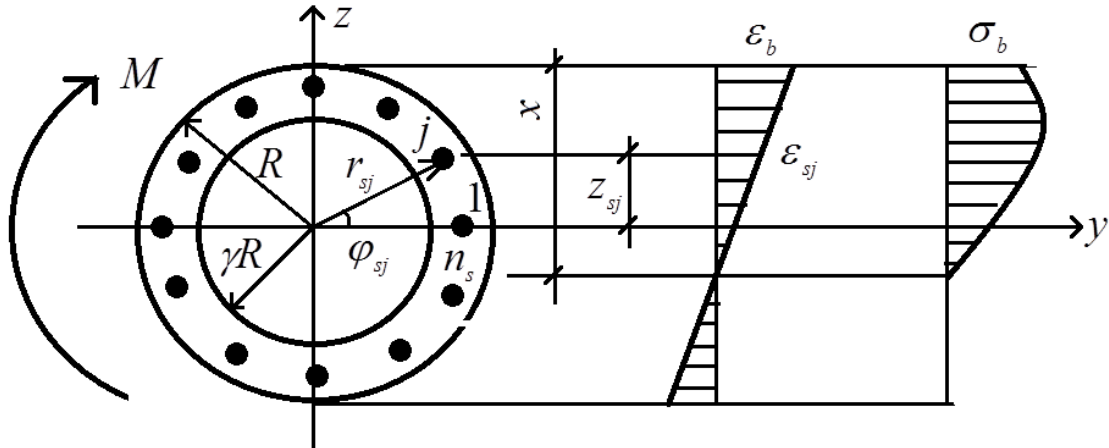
Açar sözlər: moment, əyrilik, gərginlik, deformasiya, yerdəyişmə.

Аннотация: В статье с применением нелинейной деформационной модели разработана численная методика построения диаграммы «момент-кривизна» для железобетонных элементов кольцевого сечения. При построении расчетной методики для арматуры использована симметричная диаграмма с ограниченной площадкой текучести, а для бетона при сжатии дробно-рациональная зависимость, предложенная еврокодом. При построении расчетной методики работа бетона на растяжении не учитывается. В статье также дана методика аналитической аппроксимации диаграммы «момент-кривизна» в виде кубической параболы и с ее применением дано определение перемещений простых и статически неопределимых балок.

Ключевые слова: момент, кривизна, напряжение, деформация, перемещение.

When solving the issues of rigidity of reinforced concrete elements working in bending, an important role is played by determining their actual displacement from various loads. As it is known [1,2,3,4], these displacements can be determined by applying realistic nonlinear deformation diagrams of materials based only on a nonlinear deformation model. Therefore, the development of a methodology for determining displacements based on a nonlinear deformation

model using realistic nonlinear deformation diagrams of materials is a matter of great theoretical and practical importance. It is known from the course of resistance of materials that in order to determine the displacements of rod systems working on bending, it is important to construct “moment-curvature” diagrams of these elements, since the accuracy of these diagrams is directly related to the accuracy of determining the displacements. The article presents the plotting of the “moment-curvature” diagram using the fractional-rational compaction diagram proposed by Eurocode for concrete and a symmetrical diagram with a limited yield segment for reinforcement rods [5,6,7] and its application to the determination of beam displacements. Based on the methodology proposed by Prof. M.A. Hajiyev [8], the following expressions were obtained by applying the hypothesis of plane sections for the normal force and bending moment from the normal stresses formed in the section during bending, scheme 1.



Scheme 1. Calculation scheme of a reinforced concrete element of an annular cross-section working in bending.

$$N_b = 2 \cdot R^2 \cdot R_b \cdot N_b^*(\beta, \xi), \quad M_b = 2 \cdot R^3 \cdot R_b \cdot M_b^*(\beta, \xi) \quad (1)$$

Where

$$f(\beta, \xi, \bar{z}) = \frac{k \cdot \frac{\beta}{\xi} \cdot (\xi - 1 + \bar{z}) - \left(\frac{\beta}{\xi}\right)^2 \cdot (\xi - 1 + \bar{z})^2}{1 + (k - 2) \cdot \frac{\beta}{\xi} \cdot (\xi - 1 + \bar{z})},$$

$$Y_{Nb}(\beta, \xi, a) = \int_a^b f(\beta, \xi, \bar{z}) \cdot \sqrt{a^2 - \bar{z}^2} \cdot d\bar{z}, \quad Y_{Mb}(\beta, \xi, a, b) = \int_a^b f(\beta, \xi, \bar{z}) \cdot z \cdot \sqrt{a^2 - \bar{z}^2} \cdot d\bar{z}$$

$$N_b^*(\beta, \xi) = \begin{cases} Y_{Nb}(\beta, \xi, 1 - \xi, 1) - Y_{Nb}(\beta, \xi, -\gamma, \gamma); & \text{when } 1 + \gamma \leq \xi < 2 \\ Y_{Nb}(\beta, \xi, 1 - \xi, 1) - Y_{Nb}(\beta, \xi, 1 - \xi, \gamma); & \text{when } 1 - \gamma \leq \xi < 1 + \gamma \\ Y_{Nb}(\beta, \xi, 1 - \xi, 1); & \text{when } 0 < \xi < 1 - \gamma \end{cases}$$

$$M_b^*(\beta, \xi) = \begin{cases} M_{Nb}(\beta, \xi, 1 - \xi, 1) - M_{Nb}(\beta, \xi, -\gamma, \gamma); & \text{when } 1 + \gamma \leq \xi < 2 \\ M_{Nb}(\beta, \xi, 1 - \xi, 1) - M_{Nb}(\beta, \xi, 1 - \xi, \gamma); & \text{when } 1 - \gamma \leq \xi < 1 + \gamma \\ M_{Nb}(\beta, \xi, 1 - \xi, 1); & \text{when } 0 < \xi < 1 - \gamma \end{cases} \quad (2)$$

By the same rule, for the normal force and bending moment from the stresses of the armature rods, it is assumed that,

$$N_s(\beta, \xi) = \sum_{j=1}^{n_s} \sigma_{sj} \cdot A_{sj}; \quad M_s(\beta, \xi) = \sum_{j=1}^{n_s} \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot r_{sj} \cdot \sin \varphi_{sj} \quad (3)$$

Where

$$\sigma_{sj} = \begin{cases} E_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}; & \text{when } |\varepsilon_{sj}| = \left| \frac{\varepsilon_R \cdot \beta}{\xi} \cdot \left(\xi - 1 + \frac{r_{sj}}{R} \cdot \sin \varphi_{sj} \right) \right| \leq \varepsilon_{sj, ax} \\ R_{sj} \cdot \frac{\varepsilon_{sj}}{|\varepsilon_{sj}|}; & \text{when } |\varepsilon_{sj}| = \left| \frac{\varepsilon_R \cdot \beta}{\xi} \cdot \left(\xi - 1 + \frac{r_{sj}}{R} \cdot \sin \varphi_{sj} \right) \right| > \varepsilon_{sj, ax} \end{cases} \quad (4)$$

In the above equations $\beta = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_R}$ - the level of deformation on the compressible surface of the section,

$\xi = \frac{x}{R}$ - a dimensionless parameter that determines the position of the neutral axis, E_{sj} -elastic

modulus of elasticity of reinforcing rods, $\varepsilon_{sj, ax}$ - deformations of the reinforcement rods corresponding to the beginning of the yield segment, r_{sj} - the distance of the center of gravity of the reinforcement rods from the center of the section. The equilibrium equations for an arbitrary load level based on the expressions obtained are written as follows:

$$2 \cdot R^2 \cdot R_b \cdot N_b^*(\beta, \xi) + N_s^*(\beta, \xi) = 0 \quad (5)$$

$$2 \cdot R^3 \cdot R_b \cdot M_b^*(\beta, \xi) + M_s^*(\beta, \xi) = M \quad (6)$$

Where M is the value of the external bending moment acting on the cross section. The numerical methodology proposed by prof. M.A. Hajiyev is used when plotting the "moment-curvature" diagram [8]. Its essence lies in the fact that with a known value of deformation on the edge compressible surface of the section, the parameter determining the position of the neutral axis corresponding to the accepted value of deformation as the root of the unambiguous equation from the first equation is determined as unambiguous, and after that the value of the bending moment formed in the section is determined from the second equation. On the basis of the known values of the parameters of β and ξ the curvature of the cross section can be calculated with the equation

$\chi = \frac{\beta \cdot \varepsilon_R}{\xi \cdot R}$ (6), and thus, as a solution to the above equation of the system, a set of solutions

(β, ξ, χ, M) is obtained, on the basis of which a "moment-curve" diagram is obtained. The proposed solution algorithm makes it possible to obtain the desired parameters with the desired accuracy, and the corresponding programming module can be very easily create. Such a programming module was create, and various numerical experiments were carried out using it.

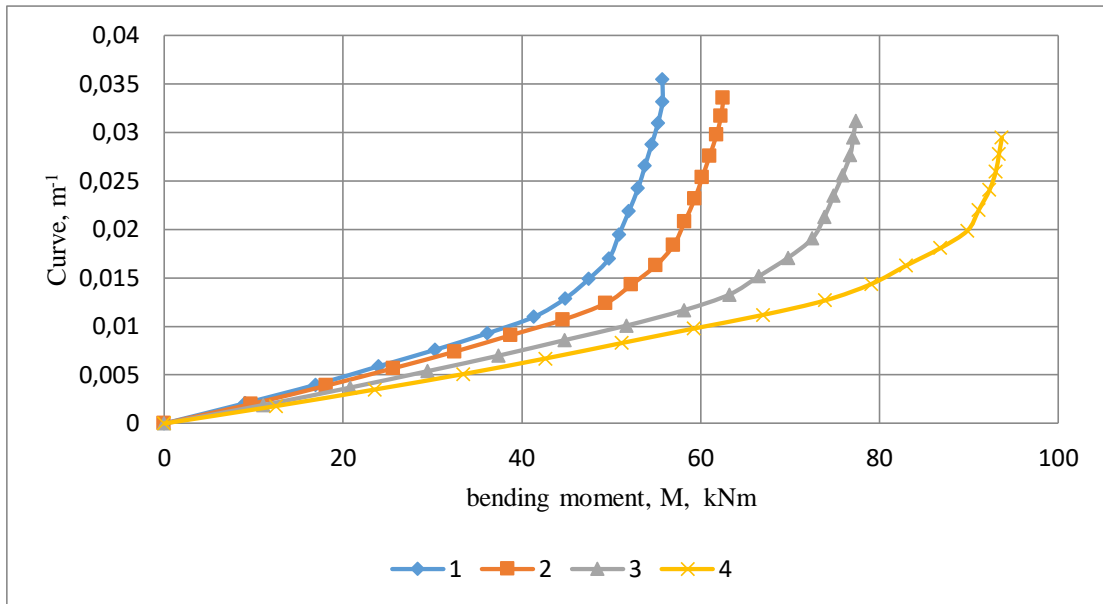
Example. The initial data of the problem are the large radius of the ring $R = 15 \text{ sm}$, the inner radius $r = 8 \text{ sm}$, the compressive strength of concrete B_{20} , the class of reinforcement rods A_{400} , tensile-compressive strength limit of reinforcement $R_s = 350 \text{ MPa}$, the element is reinforced with $12 \varnothing 16$ reinforcement with a regular distribution over the cross section, the thickness of the protective layer of reinforcement rods $a_1 = 2 \text{ sm}$ is adopted. Based on these data, it is required to plott a "moment-curvature" diagram. During the calculations performed using the compiled programming module, the results given in Table 1 below were obtained.

For the sake of clarity, "Moment-curvature" graphs are plotted in graph 1 below. It is clear from these graphs that the influence of the percentage of reinforcement on this dependence is quite strong, and this must be taken into account. Of course, since this dependence is presented in the form of a table or graph, it can create certain difficulties in the analytical calculation of element offsets. Therefore, the construction of the analytical expression of the "moment-curvature" diagram plays an important role. We approximate the "moment-curvature" diagram in the initial approximation in the form of a cubic parabola

$$\chi = \frac{M}{B_0} \cdot \left[1 + \delta \cdot \left(\frac{M}{M_{ult}} \right)^2 \right] \quad (7)$$

Table 1.

12Ø12				12Ø14			
β	ξ	M, kN	χ, m^{-1}	β	ξ	M, kN	χ, m^{-1}
0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,6394	9,077	0,0021	0,1	0,6628	9,706	0,0020
0,2	0,6614	16,951	0,0040	0,2	0,6847	18,138	0,0039
0,3	0,6807	23,954	0,0059	0,3	0,7038	25,654	0,0057
0,4	0,6981	30,297	0,0076	0,4	0,7209	32,480	0,0074
0,5	0,7137	36,121	0,0093	0,5	0,7363	38,768	0,0091
0,6	0,7261	41,349	0,0110	0,6	0,7502	44,627	0,0107
0,7	0,7223	44,852	0,0129	0,7	0,7557	49,412	0,0124
0,8	0,7138	47,461	0,0149	0,8	0,7445	52,263	0,0143
0,9	0,7050	49,726	0,0170	0,9	0,7372	55,010	0,0163
1,0	0,6850	50,864	0,0195	1,0	0,7233	56,993	0,0184
1,1	0,6696	51,967	0,0219	1,1	0,7045	58,219	0,0208
1,2	0,6580	53,006	0,0243	1,2	0,6904	59,358	0,0232
1,3	0,6524	53,769	0,0266	1,3	0,6829	60,196	0,0254
1,4	0,6481	54,505	0,0288	1,4	0,6770	61,008	0,0276
1,5	0,6447	55,219	0,0310	1,5	0,6722	61,798	0,0298
1,6	0,6420	55,717	0,0332	1,6	0,6723	62,288	0,0317
1,7	0,6377	55,708	0,0355	1,7	0,6754	62,554	0,0336
12Ø16				12Ø18			
β	ξ	M, kN	χ, m^{-1}	β	ξ	M, kN	χ, m^{-1}
0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,7052	11,097	0,0019	0,1	0,7412	12,525	0,0018
0,2	0,7265	20,788	0,0037	0,2	0,7617	23,531	0,0035
0,3	0,7450	29,480	0,0054	0,3	0,7792	33,471	0,0051
0,4	0,7613	37,428	0,0070	0,4	0,7945	42,626	0,0067
0,5	0,7758	44,804	0,0086	0,5	0,8079	51,183	0,0083
0,6	0,7888	51,727	0,0101	0,6	0,8199	59,271	0,0098
0,7	0,7997	58,199	0,0117	0,7	0,8306	66,985	0,0112
0,8	0,7998	63,221	0,0133	0,8	0,8370	73,944	0,0127
0,9	0,7880	66,552	0,0152	0,9	0,8313	79,122	0,0144
1,0	0,7795	69,794	0,0171	1,0	0,8193	83,016	0,0163
1,1	0,7683	72,522	0,0191	1,1	0,8102	86,834	0,0181
1,2	0,7495	73,858	0,0213	1,2	0,8025	89,849	0,0199
1,3	0,7379	74,888	0,0235	1,3	0,7865	91,100	0,0220
1,4	0,7284	75,891	0,0256	1,4	0,7734	92,323	0,0241
1,5	0,7222	76,756	0,0277	1,5	0,7686	93,025	0,0260
1,6	0,7237	77,075	0,0295	1,6	0,7684	93,379	0,0278
1,7	0,7255	77,365	0,0312	1,7	0,7687	93,704	0,0295



Graph 1. Moment-curvature graphs.

1 - 12Ø12, 2 - 12Ø14, 3 - 12Ø16, 4 - 12Ø18.

The values of unknowns B_0 and δ included in this equality can be determined from various conditions. Note that the B_0 initial stiffness here plays a role in bending, while δ is a dimensionless parameter that takes into account the nonlinearity. Let's first apply the least squares method to determining these parameters. To determine the solutions by the least squares method, a system of linear equations in angles was obtained

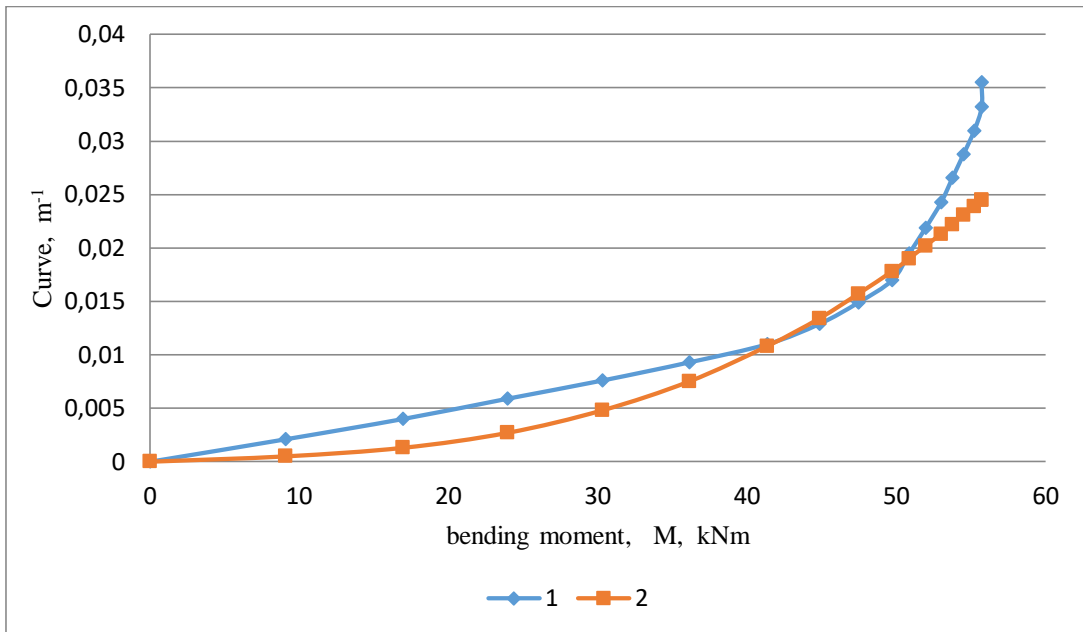
$$a_{11} \cdot B_0 - a_{12} \cdot \delta = c_1 ; \quad a_{21} \cdot B_0 - a_{22} \cdot \delta = c_2$$

$$\text{Where } a_{11} = \sum_{j=1}^n \chi_i^2 ; \quad a_{12} = \frac{\sum_{j=1}^n M_i^3 \cdot \chi_i}{M_{ult}^2} ; \quad c_1 = \sum_{j=1}^n M_i \cdot \chi_i ;$$

$$a_{21} = \frac{\sum_{j=1}^n M_i^3 \cdot \chi_i}{M_{ult}^2} = a_{12} ; \quad a_{22} = \frac{\sum_{j=1}^n M_i^6}{M_{ult}^4} ; \quad c_2 = \sum_{j=1}^n \frac{M_i^4}{M_{ult}^2}$$

As you can see, the calculation of unknown quantities by this method is quite large, so a separate program module has been prepared that implements their calculation, and as a result of calculations, calculations were made for the reinforcement variant and using this software module, for 12Ø12 the reinforcement option as a result of calculations has been reviewed $B_0 = 24827,954 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ and $\delta = 9,92604$ received. Based on these estimates, the ordinates of the moment-curvature diagram based on equality (7) were calculated, and images of the graph and approximation graphs shown in Graph 2 for comparison were given.

The comparison shows that the approximation is not sufficiently accurate if the parameters of equality (7) are determined by the least squares method. However, the proposed analytical dependence can be used to plot an approximate analytical solution of beam displacements. We will demonstrate the definition of scale offsets based on the analyzed analytical dependence. First, let's consider a statically definable beam that stands on simple two supports loaded with a constant load. The differential equation of this beam in the bend will be written as follows, moving to a dimensionless coordinate $\eta = \frac{x}{l}$ based on the accepted dependence (7):



Graph 2. Approximation of the "moment-curvature" diagram.

If we go to the dimensionless coordinate $\eta = \frac{x}{l}$ in the differential equation above, we can write that,

$$y''(\eta) = -\frac{ql^4}{B_0} \cdot \left[\frac{\eta}{2} - \frac{\eta^2}{2} + \delta_* \cdot \left(\frac{\eta}{2} - \frac{\eta^2}{2} \right)^3 \right]$$

Where $\delta_* = \delta \cdot \frac{q^2 l^4}{M_{ult}^2}$ is a dimensionless coefficient that takes into account the nonlinearity .

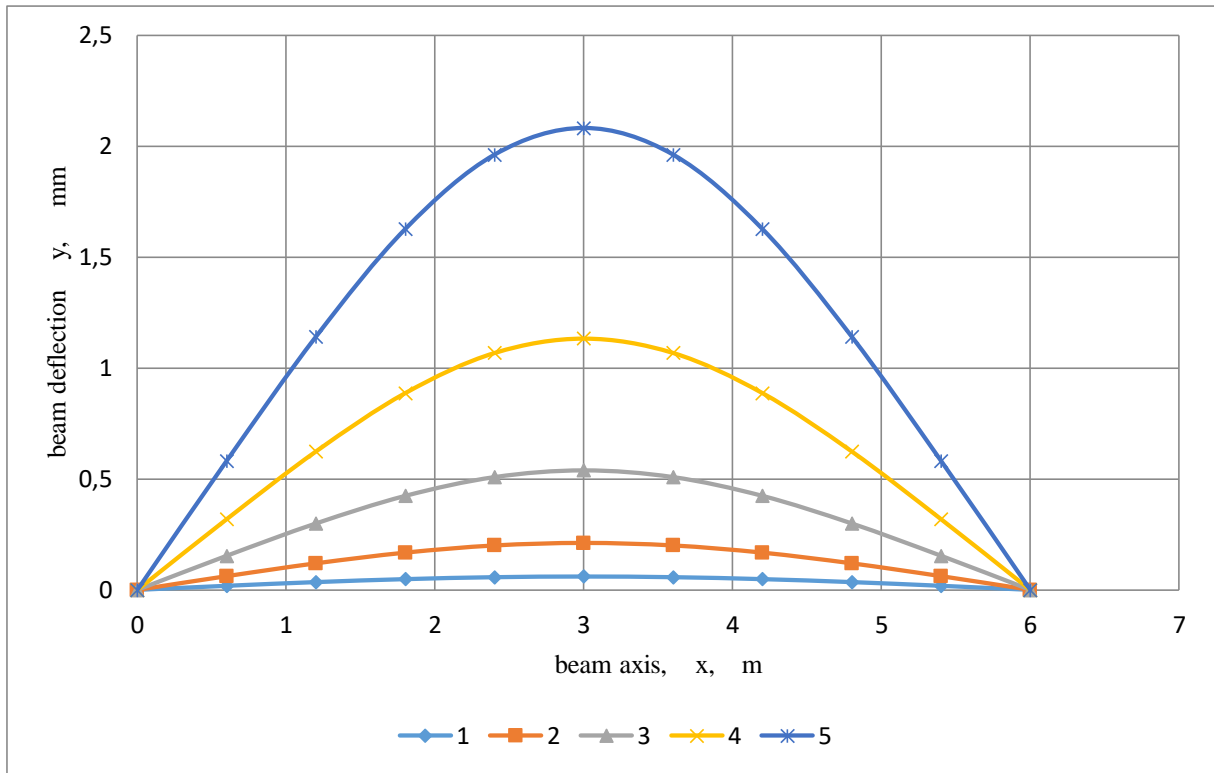
After double integration of both sides of this equality and consideration of boundary conditions , the following expression was finally obtained for a simple function of beam curves

$$y(\eta) = \frac{ql^4}{B_0} \cdot \left[\frac{\eta}{24} - \frac{\eta^3}{12} + \frac{\eta^4}{24} + \delta_* \cdot \left(\frac{\eta}{2240} - \frac{\eta^5}{160} + \frac{\eta^6}{80} - \frac{\eta^7}{112} + \frac{\eta^8}{448} \right) \right].$$

Based on this expression, the results of calculations performed for various load levels are shown in Table 2 below, and deflections graphs are shown in Graph 3 for the sake of clarity.

Table 2.

$B_0 = 24827,954 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$; $\delta = 9,92604$; $q_u = 12,38 \text{ kN/m}$					
x, m	$q = 0,2 \cdot q_u$	$q = 0,4 \cdot q_u$	$q = 0,6 \cdot q_u$	$q = 0,8 \cdot q_u$	$q = q_u$
	y, mm	y, mm	y, mm	y, mm	y, mm
0	0	0	0	0	0
0,6	0,0187	0,0619	0,1539	0,3190	0,5819
1,2	0,0358	0,1197	0,3000	0,6247	1,1420
1,8	0,0495	0,1680	0,4245	0,8879	1,6274
2,4	0,0584	0,2004	0,5094	1,0690	1,9628
3,0	0,0615	0,2118	0,5397	1,1338	2,0831
3,6	0,0584	0,2004	0,5094	1,0690	1,9628
4,2	0,0495	0,1680	0,4245	0,8879	1,6274
4,8	0,0358	0,1197	0,3000	0,6247	1,1420
5,4	0,0187	0,0619	0,1539	0,3190	0,5819
6,0	0	0	0	0	0



Graph 3. Simple beam deflections for different load levels.

As can be seen from the graphs, in nonlinear systems, the influence of the load level on the slope is very large. And now consider a beam loaded with a conventional distribution load, with rivets at both ends. In this case, the differential equation of the beam in bending, taking into account symmetry, is written as:

$$y''(\eta) = -\frac{ql^4}{B_0} \cdot \left[-\bar{M}_A + \frac{\eta}{2} - \frac{\eta^2}{2} + \delta_* \cdot \left(-\bar{M}_A + \frac{\eta}{2} - \frac{\eta^2}{2} \right)^3 \right]$$

In this equality with $\bar{M}_A = \frac{M_A}{ql^2}$ involving the reference moment is marked.

After appropriate simplifications, we

$$y''(\eta) = -\frac{ql^4}{B_0} \cdot \left[-\bar{M}_A + \frac{\eta}{2} - \frac{\eta^2}{2} + \delta_* \cdot \left(\frac{\eta^3}{8} - \frac{3\eta^4}{8} + \frac{3\eta^5}{8} - \frac{\eta^6}{8} \right) - \delta_* \cdot \left(\frac{3\eta^2}{4} - \frac{3\eta^3}{2} + \frac{3\eta^4}{4} \right) \cdot \bar{M}_A + \delta_* \cdot \left(\frac{3\eta}{2} - \frac{3\eta^2}{2} \right) \cdot \bar{M}_A^2 - \delta_* \cdot \bar{M}_A^3 \right]$$

Integrating both parts of this equality twice, we get the following equalities:

$$y'(\eta) = C_1 - \frac{ql^4}{B_0} \cdot \left[-\bar{M}_A \cdot \eta + \frac{\eta^2}{4} - \frac{\eta^3}{6} + \delta_* \cdot \left(\frac{\eta^4}{32} - \frac{3\eta^5}{40} + \frac{\eta^6}{16} - \frac{\eta^7}{56} \right) - \delta_* \cdot \left(\frac{\eta^3}{4} - \frac{3\eta^4}{8} + \frac{3\eta^5}{20} \right) \cdot \bar{M}_A + \delta_* \cdot \left(\frac{3\eta^2}{4} - \frac{\eta^3}{2} \right) \cdot \bar{M}_A^2 - \delta_* \cdot \bar{M}_A^3 \cdot \eta \right]$$

$$y(\eta) = C_2 + C_1 \cdot \eta - \frac{ql^4}{B_0} \cdot \left[-\bar{M}_A \cdot \frac{\eta^2}{2} + \frac{\eta^3}{12} - \frac{\eta^4}{24} + \delta_* \cdot \left(\frac{\eta^5}{160} - \frac{\eta^6}{80} + \frac{\eta^7}{112} - \frac{\eta^8}{448} \right) - \delta_* \cdot \left(\frac{\eta^4}{16} - \frac{3\eta^5}{40} + \frac{\eta^6}{40} \right) \cdot \bar{M}_A + \delta_* \cdot \left(\frac{\eta^3}{4} - \frac{\eta^4}{8} \right) \cdot \bar{M}_A^2 - \delta_* \cdot \bar{M}_A^3 \cdot \frac{\eta^2}{2} \right]$$

According to the boundary conditions when $\eta = 0$ and , there should be $y' = 0$ and $y = 0$, from the first two conditions it is obtained $C_1 = C_2 = 0$. And from the second two conditions, the following cubic equation is obtained for determining the moment of support.

$$\delta_* \cdot \bar{M}_A^3 - \frac{\delta_*}{4} \cdot \bar{M}_A^2 + \left(\frac{\delta_*}{40} + 1 \right) \cdot \bar{M}_A - \frac{1}{12} - \frac{\delta_*}{1120} = 0$$

Hence, it is clear that in the physical linear case that is when with a nonlinear parameter $\delta_* = 0$, its value $\bar{M}_A = \frac{1}{12}$ is taken from the resistance of materials. Known as the resulting cubic equation makes it possible to study the effect of nonlinearity on the value of the solution by the forces method.

Table 3 below shows the results of the calculations. For illustration, graph 3.1 shows the deflection graphs of the viewed beam depending on the level of loading. Please note that the cross-section dimensions of the beam and its reinforcement $12 \varnothing 12$ coincide with the information about reinforcement in the first paragraph.

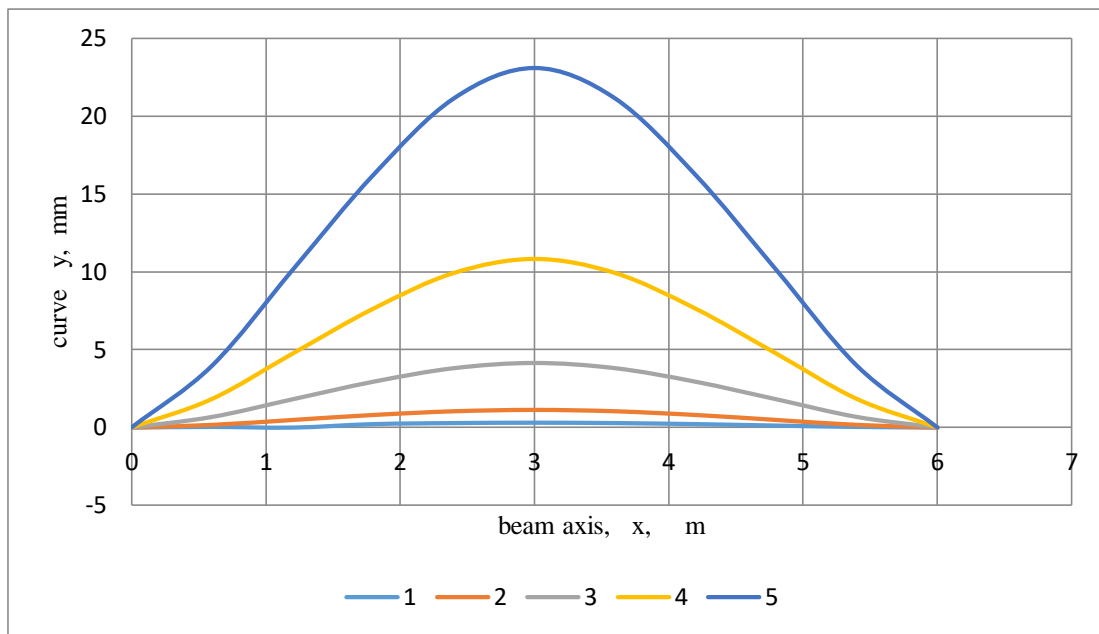
Table 3

$B_0 = 24827,954 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$; $\delta = 9,926$; $l = 6 \text{ m}$; $M_{uti} = 55,708 \text{ kN} \cdot \text{m}$					
$x, \text{ m}$	$q = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, $\bar{M}_A = 0,0828$	$q = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, $\bar{M}_A = 0,0803$	$q = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, $\bar{M}_A = 0,0777$	$q = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, $\bar{M}_A = 0,0767$	$q = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, $\bar{M}_A = 0,0762$
	$y, \text{ mm}$	$y, \text{ mm}$	$y, \text{ mm}$	$y, \text{ mm}$	$y, \text{ mm}$
0	0	0	0	0	0
0,6	0,0378	0,1687	0,6762	1,8373	3,9777
1,2	0,1174	0,4866	1,8077	4,7539	10,1373
1,8	0,2010	0,8085	2,9295	7,6391	16,2345
2,4	0,2620	1,0471	3,7970	9,9358	21,1643
3,0	0,2842	1,1355	4,1303	10,8363	23,1171
3,6	0,2620	1,0471	3,7971	9,9358	21,1643
4,2	0,2010	0,8085	2,9295	7,6391	16,2345
4,8	0,117	0,4866	1,8078	4,7539	10,1373
5,4	0,0378	0,1687	0,6763	1,8373	3,9777
6,0	0	0	0	0	0

The rest of the data is entered in the table. As a result of calculations, it was found that the value of such reference moments at the moment of rupture differs very little compared to the linear version. This once again shows that in static intractable systems, the influence of physical nonlinearity on the evaluation of the main solutions of the forces method is weak. For instance, for the example under consideration, this change amounted to $\frac{0,0833 - 0,0762}{0,0833} \cdot 100 \% = 8,52 \%$. However, physical

nonlinearity seriously affects the rigidity of the system. For example, as can be seen from the table for the example under consideration, the maximum slope corresponding to the load $q = 12 \text{ kN/m}$ corresponding to the elastoplastic phase is $\frac{4,1303}{0,2842} = 14,533$ times higher than the maximum slope

corresponding to the load $q = 2 \text{ kN/m}$ corresponding to the linear variant. This example once again demonstrates that determining the curvature of structures made of materials from physical nonlinear diagrams based on linear models is unacceptable.



Graph 3.1. The bending graph of the beam with rivets at both ends, depending on the value of the load.
 1 - $q = 2 \text{ kN/m}$, 2 - $q = 6 \text{ kN/m}$, 3 - $q = 12 \text{ kN/m}$, 4 - $q = 18 \text{ kN/m}$, 5 - $q = 24 \text{ kN/m}$.

The following can be noted as the main conclusions:

1. The use of realistic nonlinear deformation diagrams of materials and a nonlinear deformation model is important in determining the displacements of annular cross-sectional reinforced concrete elements.
2. The influence of physical nonlinearity on the reactions of the support of reinforced concrete beams is weak
3. As a result of the physical nonlinearity of materials, the rigidity of reinforced concrete beams is sharply reduced, as a result of which the value of their displacement may increase many times, and therefore the use of the results of linear models in solving stiffness problems for these elements is unacceptable.

Literature

1. Bibi E.V. Guide for designers to the Eurocode 2. Design of reinforced concrete structures. Moscow, MGSU Publishing House, 2012, 292 p.
2. Beglov A.D., Sanzharovsky R.S. European standards and nonlinear theory of reinforced concrete. Moscow, Publishing House of the DIA, 2011, 216 p.
3. Beglov A.D., Sanzharovsky R.S., Ter-Emmanuilyan T.N. Theory of short-term and long-term resistance of structures based on the principle of plastic destruction // Construction mechanics of engineering structures and structures. 2023. Vol. 19. No. 2. pp. 186-198. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-2-186-198>
4. Sanzharovsky R.S., Minchenko M.M. Errors of international norms on reinforced concrete and Eurocode rules // Construction mechanics of engineering structures and structures. 2017. No. 6. pp. 25-36.
5. Khalilov G.A., Guliyev F.M., Asadov E.Z. Solution of the bending problem of reinforced concrete elements of rectangular cross-section based on the model of nonlinear deformation// Construction and architecture in Azerbaijan, Baku, 2015, №3(6), 27-34.
6. Kolmogorov A.G. Plevkov V.S. Calculation of reinforced concrete structures according to Russian and foreign standards. Moscow, DIA, 2014, 512 p.
7. AzSCM2.16-1. Concrete and reinforced concrete structures. Design standards. Committee on Urban Planning and Architecture of the Republic of Azerbaijan, 2015, 131 p.
8. Hajiyev M.A., Alayeva S.M. Evaluation of the accuracy of simplified diagrams of European standards in the study of the bearing capacity of reinforced concrete columns// Bulletin of the Azerbaijan Engineering Academy, 2012. Vol.4, pp.65-79.

Ədəbiyyat

1. Биби Э.В. Руководство для проектировщиков к еврокоду 2. Проектирование железобетонных конструкций. Москва, Изд-во МГСУ, 2012, 292 с.
2. Беглов А.Д., Санжаровский Р.С. Евростандарты и нелинейная теория железобетона. Москва, Изд-во АСВ, 2011, 216 с.
3. Беглов А.Д., Санжаровский Р.С., Тер-Эммануильян Т.Н. Теория кратковременного и длительного сопротивления конструкций на основе принципа пластического разрушения // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19. № 2. С. 186–198. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-2-186-198>
4. Санжаровский Р.С., Манченко М.М. Ошибки международных норм по железобетону и правила Еврокода // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 6. С. 25–36.
5. Xəlilov N.A., Quliyev F.M., Əsədov E.Z. Qeyri-xətti deformasiya modeli əsasında düzbucaqlı en kəsikli dəmirbeton elementlərin əyilmə məsələsinin həlli// Azərbaycanca İnşaat və Memarlıq, Bakı, 2015, №3(6), 27-34.
6. Колмогоров А.Г. Плевков В.С. Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам. Москва, АСВ, 2014, 512 с.
7. AzDTN2.16-1. Beton və dəmirbeton konstruksiyaları. Layihələndirmə normaları. Azərbaycan Respublikasının Şəhərsalma və Arxitektura Komitəsi, 2015, 131 с.
8. Гаджиев М.А., Алаева С.М. Оценка точности упрощенных диаграмм евростандартов при исследовании несущей способности железобетонных колонн// Вестник Азербайджанской инженерной академии, 2012. Т.4, с.65-79.

UOT 624.042.7

BİNALARIN DİNAMİKİ XARAKTERİSTİKALARININ ZƏLZƏLƏ ZAMANI DƏYİŞMƏSİNƏ ƏSASƏN YÜKDAŞIYAN SİSTEMİN ETİBARLILIĞININ TƏDQIQI

tex. üzrə f.d. Eyyubov İ.C. Azərbaycan İnşaat və Memarlıq ETİ

ИССЛЕДОВАНИЕ НАДЕЖНОСТИ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ НА ОСНОВАНИИ ИЗМЕНЕНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЗДАНИЙ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИИ

к.т.н. Эюбов И.Д. Азербайджанский НИИ Строительства и Архитектуры

STUDY OF A LOAD-BEARING SYSTEM'S RELIABILITY BASED ON CHANGES IN DYNAMIC CHARACTERISTICS OF BUILDINGS DURING EARTHQUAKES

PhD. Eyyubov İ.J. Azerbaijan Research Institute of Construction and Architecture

Xülasə: Zəlzələ zamanı bina davranışının tədqiqi məqsədi ilə müəyyən konstruktiv xüsusiyyətlərə malik qurğulara quraşdırılan seysmik müşahidə cihazlarının göstəricilərinə əsaslanaraq, yükdaşıyan sistemin dinamik xarakteristikalarının zamanla dəyişməsinin nəticələri bu məqalədə öz əksini tapmışdır. Müəyyən aralıqlarla aparılan dinamik sınaqlarla təyin edilən bina dinamik xarakteristikalarından asılı olaraq yükdaşıyan sistemin sərtlik və etibarlılığının zaman keçdikcə dəyişməsinin araşdırılması nəticələri bu məqalədə verilmişdir.

Açar sözlər: Dinamik xarakteristikalar, etibarlılıq, yükdaşıyan sistem, bina sərtliyi, intensivlik, seysmik müşahidə cihazları.

Аннотация: В статье отражены результаты изменения динамических характеристик несущей системы во времени на основе анализа показателей приборов сейсмического контроля, установленных на сооружениях с определенными конструктивными характеристиками с целью исследования поведения зданий при землетрясениях. В статье приведены результаты исследования изменения жесткости и надежности несущей системы во времени в зависимости от динамических характеристик здания, определенных динамическими испытаниями, проводимыми через определенные промежутки времени.

Ключевые слова: Динамические характеристики, надежность, несущая система, жесткость здания, интенсивность, приборы сейсмического наблюдения.

Summary: The article reflects the results of changes in the dynamic characteristics of load-bearing systems over time based on the analysis of seismograms obtained from seismic monitoring devices installed on structures with certain structural characteristics in order to study the behavior of buildings during earthquakes. The article presents the results of a study of changes in the rigidity and reliability of the load-bearing system over time depending on the dynamic characteristics of buildings, determined by dynamic tests carried out at certain intervals.

Keywords: Dynamic characteristics, reliability, load-bearing system, building rigidity, intensity, seismic observation devices.

1. Giriş

Binanın bünövrəsinin istismar müddəti ərzində zaman keçdikcə qeyri-bərabər çökməsi, temperatur dəyişiklikləri, binadakı maşın və mexanizmlərin iş rejimindəki dəyişikliklər, külək və aşağı intensivliyə malik zəlzələlərin təsirindən meydana gələn vibrasiyalar, materialların yorulması və layihələndirmə mərhələsində nəzərə alınması çox çətin olan digər təsirlərin nəticəsində binanın yükdaşıyan sisteminin sərtliyində zaman keçdikcə azalma meydana gəlir.

Tikinti normalalarının mütəmadi təkmilləşdirilməsi, yükdaşıyan sistem sərtliyinin və yükdaşıyan elementlərinin istehsalında istifadə olunan materialların mexaniki xüsusiyyətlərinin zaman keçdikcə dəyişməsi kimi bina etibarlılığının təyində vacib rol oynayan faktorların araşdırılması aktual bir məsələdir.

Azərbaycanda 1971-ci ildən müxtəlif geoloji şərtlərə və yükdaşıyan sistemlərə malik 20-yə qədər binaya seysmik müşahidə cihazları quraşdırılmışdır [5, 15].

Bu binaların istismar müddətində müəyyən aralıqlarla ölçülmüş, həmçinin zəlzələdən əvvəl, sonra və zəlzələ zamanı ölçülmüş dinamik xarakteristikaları bu məqalədə yer almışdır. Həmçinin, müxtəlif yükdaşıyan sistem xüsusiyyətlərinə və qrunt şərtlərinə sahib binaların dinamik xarakteristikalarının zamanla dəyişməsinin eksperimental araşdırma nəticələri burada verilmişdir.

Dekabr 1981, sentyabr 1989 və 25 noyabr 2000-ci il tarixlərində baş vermiş və Bakıda 5-6 bal gücündə hissedilmiş olan zəlzələlər zamanı, müxtəlif qrunnt şərtlərinə malik 9,12 və 17 mərtəbəli panel, karkas və pərdə divarlı binalara yerləşdirilmiş seysmik müşahidə cihazlarından alınan seysmoqramların spektral analizindən əldə edilmiş bina etibarlılığının zamanla dəyişməsinə xarakterizə edən düsturlar bu məqalədə yer almışdır [1,9,5,15].

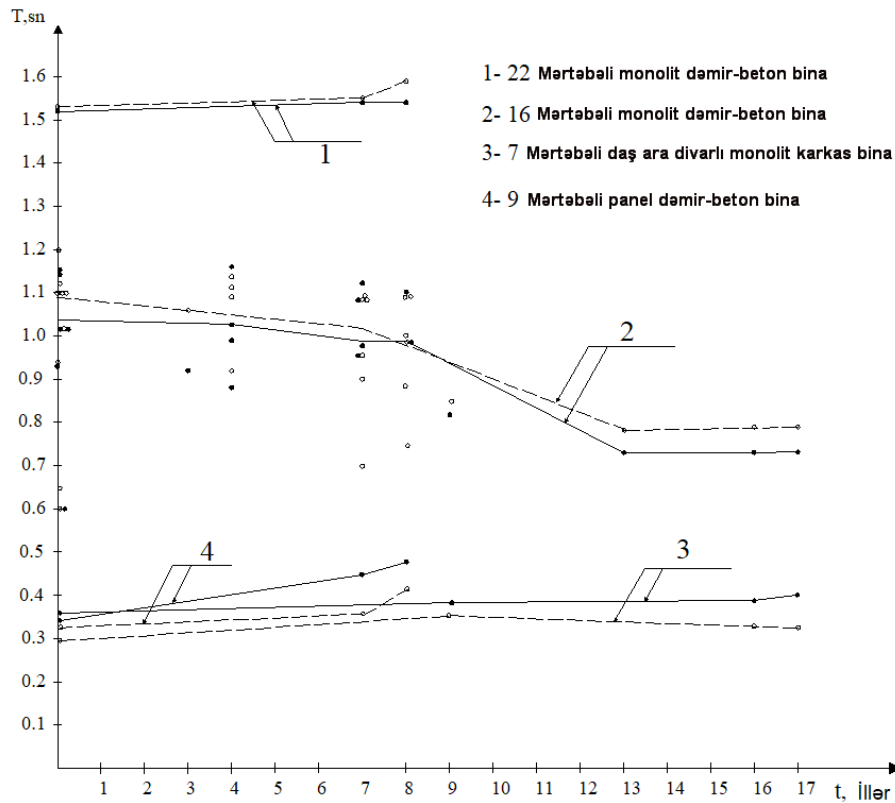
Bina və qurğuların yükdaşıyan sistem elementlərində zəlzələ zamanı meydana gəlmiş çatların xarakterindən asılı olaraq hesablanan daşıma gücünün və binaya statik olaraq tətbiq edilən yüklərin bu bina yükdaşıyan sistemi üçün həddi-hall qiymətinin təyini metodlarının araşdırılması günün tələblərinə uyğun aktual problemlərdəndir. Binanın zəlzələ zamanı davranışının, onun layihələndirilməsi mərhələsində təxmin edilən hesablama şərtlərinə uyğunluq dərəcəsini yoxlamağa imkan verən metodun yaradılması, bina layihələndirmə metodlarının təkmilləşdirilməsinə vacib töhfə ola bilər.

2. Bina və qurğuların dinamik xarakteristikalarının zamandan asılı dəyişməsi

Burada bina və qurğuların sərbəst rəqsi hərəkət periodlarının zamandan asılı olaraq dəyişməsi araşdırılmışdır. Bina və ya qurğunun sərbəst rəqsi hərəkət periodunun yükdaşıyan sistemin sərtliyi, kütləsi, hündəsi ölçüləri, bünövrə qrunntunun fiziki və mexaniki xüsusiyyətlərindən asılı olaraq nəzəri hesablanması müəyyən bir təxminə əsaslanır. Buna görə də bina və qurğuların tikinti zamanı və istismarı müddətində davranışlarının araşdırılmasında dinamik xarakteristikalarının eksperimental olaraq təyini böyük əhəmiyyət daşıyır.

İstismar müddətində binaların sərtliklərinin zamanla azalması, etibarlılığının azalmasına və sərbəst rəqsi hərəkət periodlarının artmasına səbəb olur. Bu məqalədə, binaların sərbəst rəqsi hərəkət periodlarının müəyyən zaman aralıqları ilə ölçülmüş dəyəri ilə bina yükdaşıyan sisteminin sərtliyi arasında asılılıq yaradılmasına çalışılmışdır.

Müxtəlif konstruktiv xüsusiyyətlərə malik binaların 1-ci mod sərbəst rəqsi hərəkət periodlarının müxtəlif istismar müddətlərində ölçülmüş qiymətləri cədvəl 1-də verilmişdir [9,10]. Cədvəldəki rəqəmlərə əsasən binanın sərbəst rəqsi hərəkət periodunun bina istismar müddətindən asılılığı tərtib edilmiş və şəkil 1-də göstərilmişdir [6,10,9].



Şəkil 1. Sərbəst rəqsi hərəkət periodlarının zamanla dəyişməsi

●- T_x qiymətləri; ○- T_y qiymətləri.

15	Daş doldurucu divarlı monolit dəmir-beton karkas yaşayış binası, 9 mərtəb.	16	0.35	0.56	0.38	0.57							
16	Daş doldurucu divarlı yığma karkas yaşayış binası, 9 mərtəb.	-	0.49	0.54						0.48	0.53	0.47	0.52
17	Daş doldurucu divarlı yığma karkas yaşayış binası, 9 mərtəb.	1	0.42	0.43	0.41	0.45							
18	Daş doldurucu divarlı monolit dəmir-beton karkas yaşayış binası, 9 mərtəb.	2	0.33	0.42	0.43	0.46							
19	Daş doldurucu divarlı monolit dəmir-beton karkas bina 9 m.	1	0.38	0.51	0.39	0.55							
20	Daş doldurucu divarlı monolit dəmir-beton karkas yaşayış binası, 9 mərtəb.	-	0.38	0.55						0.38	0.55	0.42	0.55
21	Kirəc daşlardan 5 mərtəbəli yaşayış binası	-	0.29	0.3									
22	Kirəc daşlardan 5 mərtəbəli yaşayış binası	-	0.27	0.31						0.27	0.32	0.29	0.37
23	Kirəc daşlardan 5 mərtəbəli yaşayış binası	-	0.39	0.3						0.35	0.31	0.33	0.27
24	Kirəc daşlardan 5 mərtəbəli yaşayış binası	-	0.34	0.29	0.36	0.32							
25	Kirəc daşlardan 5 mərtəbəli yaşayış binası	-	0.27	0.31						0.27	0.33	0.27	0.32
26	Kirəc daşlardan 5 mərtəbəli yaşayış binası	-	0.32	0.33						0.32	0.3	0.33	0.3
27	Dəmir-beton panel 9 mərtəb. yaşayış binası	-	0.35	0.49			0.35	0.49	0.38	0.52			
28	Dəmir-beton panel 9 mərtəb. yaşayış binası	-	0.45	0.55				0.45	0.48	0.45	0.5	0.46	0.5
29	Dəmir-beton panel 9 mərtəb. yaşayış binası	-	0.47	0.44	0.47	0.44							
30	Dəmir-beton panel 9 mərtəb. yaşayış binası	1	0.34	0.46	0.38	0.48							
31	Dəmir-beton panel 9 mərtəb. yaşayış binası	1	0.36	0.45	0.38	0.49							
32	Dəmir-beton panel 9 mərtəb. yaşayış binası	11	1.2	1.33						0.37	0.47	0.38	0.48
33	Dəmir-beton panel 9 mərtəb. yaşayış binası	-	0.43	0.5	0.43	0.49							

34	Dəmir-beton panel 9 mərtəb. yaşayış binası	-	0.36	0.52							0.36	0.51	0.35	0.52
35	Dəmir-beton panel 9 mərtəb. yaşayış binası	-	0.4	0.46	0.4	0.46								
36	Dəmir-beton panel 9 mərtəb. yaşayış binası	5	0.5	0.52							0.47	0.47	0.47	0.5
37	Dəmir-beton panel 9 mərtəb. yaşayış binası	3	0.34	0.38							0.39	0.49	0.44	0.51
38	Dəmir-beton panel 9 mərtəb. yaşayış binası	3	0.31	0.36							0.39	0.45	0.46	0.49
39	Dəmir-beton panel 9 mərtəb. yaşayış binası	-	0.42	0.49	0.41	0.51								
40	Dəmir-beton panel 14 mərtəb. yaşayış binası	-	0.62	0.77							0.55	0.71	0.59	0.77
41	Dəmir-beton panel 14 mərtəb. yaşayış binası	-	0.58	0.65	0.59	0.71								
42	17 mərtəb monolit dəmir-beton yaşayış binası	1	0.8	0.82									0.76	0.8
43	Port Bakı 1 32 mərtəbəli sərtilik özəkli dəmir-beton bina	3	2.22	1.91	2.22	1.91	2.22	1.91	2.22	1.91	2.25	1.95	2.25	1.95
44	Alov Qüllələri 34 mərtəbəli monolit dəmir-beton karkas bina	3	1.45	1.19	1.45	1.19	1.47	1.21	1.50	1.23	1.53	1.25	1.53	1.25
45	Alov Qüllələri 36 mərtəbəli monolit dəmir-beton karkas bina	3	2.14	1.46	2.14	1.46	2.20	1.50	2.24	1.52	2.29	1.57	2.29	1.57
46	Alov Qüllələri 38 mərtəbəli monolit dəmir-beton karkas bina	3	2.04	1.43	2.04	1.43	2.04	1.43	2.05	1.44	2.11	1.48	2.11	1.48

Bu cədvəldə və şəkil 1-də T_x -binanın boyuna, T_y isə eninə istiqamətdə sərbəst rəqsi hərəkət periodlarıdır. Cədvəl 1 və şəkil 1-də verilən rəqəmlərin analizinə əsasən, binalarda, istismara başlama müddətindən etibarən ilk 5-10 il ərzində sərbəst rəqsi hərəkət periodunda azalma müşahidə edilməkdədir. Bunun səbəbi istismar dövründə binanın bünövrəsindəki qruntlarda bina ağırlığından sıxılma (qrunt sıxlığında artma) meydana gəlməsidir. Bu zaman qruntunun sərtliyi artaraq, binanın sərbəst rəqsi hərəkət periodu azalır. Həmçinin, bina əsasında qruntlarda mühəndisi-geoloji və hidrogeoloji şəraitində dəyişikliklər də meydana gələ bilər.

Sonrakı istismar müddətində isə, qruntadakı dəyişikliklər, binanın yükdaşıyan elementlərində yorulma, bünövrədə qeyri-bərabər çökmələrin, binanın yükdaşıyan elementlərində mikroçatların meydana gəlməsi, bina istismar şərtlərində dəyişikliklər (yaşayış bina və hissəsinin arxiv, kitabxana, sənaye müəssisəsi, iclas salonu və s. kimi istifadəsi), binalarda yenidənqurma işləri zamanı (mərtəbə əlavə edilməsi, balkon çıxıntısı qoyulması, otaqların genişləndirilməsi və s.), əlavə və ya əvvəlkindən fərqli istismar maşın və mexanizmlərinin quraşdırılması, binada yanğın və s. bu kimi faktorların təsirindən binaların periodu artır.

22 mərtəbəli dəmir-beton karkas binanın 8 illik istismarı nəticəsində sərbəst rəqsi hərəkət periodu boyuna istiqamətdə 4 %, eninə istiqamətdə isə 1,3% artmışdır. 7 mərtəbəli daş dolduruculu monolit dəmir-beton karkas binanın sərbəst rəqsi hərəkət periodunun ilk ölçümü 5 il istismarından sonra aparılmış və 22 il istismarından sonrakı periodu ilk ölçülən perioduna nisbətən boyuna istiqamətdə 23%, eninə istiqamətdə isə 10% artmışdır. 9 mərtəbəli iki dəmir-beton panel

binanın (cədvəl 1-də 37 və 38-ci sətirdə) sərbəst rəqsi hərəkət periodları 3il istismarlarından sonra ölçülmüş və 8 il istismarlarından sonrakı periodları ilk ölçülən perioduna nisbətən boyuna istiqamətdə 22% və 48%, eninə istiqamətdə isə 34% və 36% artmışdır.

Binaların sərbəst rəqsi hərəkət periodunun istismar müddətində azalması amili istismar şərtlərinə müsbət istiqamətdə təsir etdiyindən və bu məqalənin əsas mövzusu xaricində qaldığından araşdırılması burada nəzərdə tutulmayıb.

Eksperimental tədqiqat nəticələrinə görə binanın sərbəst rəqsi hərəkət periodunun zamanla dəyişməsinin xətti qanunla olduğunu görürük. Bu əlaqə

$$T_t = k_t T_0 \quad (1)$$

kimi verilə bilər [5,9]. Burada T_0 -binanın sərbəst rəqsi hərəkət periodunun ilk ölçmə zamanına, T_t - isə t ölçmə zamanına uyğun qiymətidir. k_t -binanın istismar müddətindən asılı əmsal olub, 22 mərtəbəli monolit dəmir-beton bina (cədvəl 1, 5-ci sətir) üçün boyuna istiqamətdə:

$$k_t = 1 + \frac{0.392t}{t_1}$$

eninə istiqamətdə:

$$k_t = 1 + \frac{0.0132t}{t_1}$$

7 mərtəbəli daş doldurucu divarlı monolit dəmir-beton karkas bina üçün boyuna istiqamətdə:

$$k_t = 1 + \frac{0.233t}{t_1}$$

eninə istiqamətdə:

$$k_t = 1 + \frac{0.102t}{t_1}$$

9 mərtəbəli dəmir-beton panel binalar üçün (cədvəl 1, 37 və 38-ci sətir) boyuna istiqamətdə:

$$k_t = 1 + \frac{0.384t}{t_1}$$

eninə istiqamətdə:

$$k_t = 1 + \frac{0.351t}{t_1}$$

kimi alınır. Burada t_1 - binanın ilk ölçməsi ilə son ölçmə zamanları arasındakı istismar müddətidir.

3. Bina və qurğuların sərtliyinin zamandan asılı olaraq dəyişməsi

Binanın sərbəst rəqsi hərəkət periodu yükdaşıyan sistemin sərtliyindən asılı olaraq zaman keçdikcə dəyişir. İstənilən bir mexaniki sistemin sərbəst rəqsi hərəkət periodu ilə sərtliyi arasında əlaqə aşağıdakı kimidir [11]:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{c}} \quad (2)$$

Burada m -sistemin kütləsi, c -isə sərtliyidir. C -nin qiyməti binanın konstruktiv xüsusiyyətlərindən və iş xarakterindən asılı olaraq hesablanır. Bina, yükdaşıyan sisteminin hündürlüyü üzrə müntəzəm paylanmış kütləyə və sürüşmə deformasiyasının daha əhəmiyyətli olduğu (5 mərtəbəyə qədər hündürlükdə dəmir-beton, daş və panel binalar) hesablama sxeminə sahib olduqda C -nin qiyməti:

$$C = \frac{\alpha_i^2 AG}{2.4H^2} \quad (3)$$

Bina, hündürlüyü üzrə müntəzəm paylanmış kütləyə və əyilmə deformasiyasının daha əhəmiyyətli olduğu (hündürlüyünün plan ölçülərinə nisbəti 5-ə bərabər və ondan böyük olan dəmir-beton, pərdə və panel divarlı binalar) hesablama sxeminə sahib isə C -nin qiyməti:

$$C = \frac{\alpha_i^4 EJ}{H^4} \quad (4)$$

düsturu ilə hesablanır. Burada H -binanın bünövrəsinin üst səviyyəsindən hesablanan hündürlüyü, EJ -binanın planında yükdaşıyan sistem en kəsiyinin əyilmədə ümumi sərtliyi, AG -binanın planında yükdaşıyan elementlərin en kəsiyinin ümumi sürüşmə sərtliyidir; α_i –tezlik əmsalındır,

binanın əsasında qrunun dinamik xüsusiyyətlərindən və binanın rəqsi hərəkət modundan asılı olaraq hesablanır.

Məsələn, qaya qrunlar üzərində oturan binanın sərtiliyinin hesablanmasında 1-ci mod rəqsi hərəkətdə $\alpha_1 = 1,57$ seçilə bilər. Yükdəşiyən sistemin sərtiliyini binanın istismar müddətindən asılı olaraq təyin etmək üçün (2) düsturunda (1) ifadəsi nəzərə alınmalıdır. Yəni $T=T_1$ ilə C_1 qiyməti:

$$C_1 = \frac{4\pi^2 m}{K_1^2 T_0^2} \quad (5)$$

(5) düsturu (3) və (4) düsturları ilə müqayisə edilərək, binanın yükdaşıyan sistemi materialının mexaniki xüsusiyyətlərinin və elementlərinin en kəsiklərinin həndəsi xüsusiyyətlərinin zamandan asılı dəyişməsi araşdırıla bilər. Bunun üçün əvvəlcə binanın rəqsi hərəkət modu və bu moda uyğun olan sərbəst rəqsi hərəkətin real binadakı forması eksperimental olaraq təyin edilməlidir.

4. Binaların zəlzələ təsirindən rəqsi hərəkətlərinin spektral tədqiqi

Burada 16.09.1989 və 25.11.2000-ci illərdə Xəzər dənizində olmuş zəlzələlərin Bakıdakı binalarda yerləşdirilən seysmik müşahidə cihazları ilə əldə edilən yazılarının spektral təhlili nəticələri verilmişdir. 16.09.1989-cu ildə meydana gələn zəlzələnin episentri Xəzər dənizində Bakıdan 100 km uzaqda yerləşmiş və Bakıda intensivliyi Merkalli şkalası ilə 5 olmuşdur [1,6].

Müşahidə üçün seçilmiş binaların dinamik xarakteristikalarının zəlzələ zamanı ölçülmüş qiymətləri cədvəl 2-də verilmişdir [15]. Bu cədvələ görə, qaya qrunlarda inşa edilmiş 9 mərtəbəli panel binaların sərbəst rəqsi hərəkət periodlarının zəlzələdən əvvəl ölçülən qiymətləri, onların zəlzələ zamanı rəqsi hərəkətinin hakim perioduna uyğundur. Gilli qrunlarda oturan eyni binaların zəlzələ zamanı hakim periodları isə, zəlzələdən əvvəl ölçülən sərbəst rəqsi hərəkət periodlarından binanın boyuna istiqamətində 8%, eninə istiqamətində isə 2% çoxdur. Gilli qrunlar üzərindəki 17 mərtəbəli monolit dəmir-beton pərdə divarlı binada isə zəlzələ zamanı bina rəqsi hərəkətinin hakim periodu, zəlzələdən əvvəl ölçülən sərbəst rəqsi hərəkət periodundan 12% ~ 25% böyükdür. Təbəqəli qaya qrunları üzərində oturan 9 mərtəbəli panel binaların zəlzələdən əvvəl ölçülən sərbəst rəqsi hərəkət periodları ilə zəlzələ zamanı ölçülən hakim periodları arasında böyük fərq incə təbəqəli qrun əsasların zəlzələ zamanı binanın rəqsi hərəkətinə təsiri ilə izah edilə bilər.

Müşahidə üçün seçilmiş binaların periodlarının ölçülmüş qiymətləri (san). Cədvəl 2.

№	Müşahidə üçün seçilmiş binaların yükdaşıyan sistemlərinin xüsusiyyətləri	Binaların zəlzələdən əvvəl ölçülmüş sərbəst rəqsi hərəkət periodları, san		Binaların zəlzələ zamanı ölçülmüş hakim periodları, san		
		16.09.1989 zəlzələsi	25.11.2000 zəlzələsi	16.09.1989 zəlzələsi	25.11.2000 I zəlzələ	25.11.2000 II zəlzələ
1	Bir bloklu, 17 mərtəbəli dəmir-beton pərdə divarlı bina. Divar və m/a örtükləri yüngül dəmir-beton, planda bərabərtərəfli üçbucaq. Bünövrə tava şəklində, əsasın qrunu gil	$\frac{0,80}{0,80}$	$\frac{0,74}{0,77}$	$\frac{0,92}{0,95}$	$\frac{0,82}{0,85}$	
2	4 bloklu, 9 mərt. panel bina. Xarici divarları möhkəmliyi 75 kq/sm ² və qalınlığı 30 sm olan yüngül beton. Daxili divarları 16 sm qalınlığında, möhkəmliyi 200-300 kq/sm ² olan dəmir-beton. Binanın bünövrəsi dəmir-beton bütöv tavadır. Qrun qayalardır.	$\frac{0,33}{0,34}$	$\frac{0,33}{0,34}$	$\frac{0,34}{0,33}$	$\frac{0,36}{0,38}$	$\frac{0,39}{0,41}$
3	4 bloklu, 9 mərt. panel bina. Daşıyıcı sistemi əvvəlki ilə eynidir. Qrunu təbəqəli qayalardır. Qaya təbəqələri arasında qum.	$\frac{0,34}{0,35}$		$\frac{0,51}{0,45}$		
4	4 bloklu, 9 mərt. panel bina. Daşıyıcı sistemi əvvəlki ilə eynidir. Qrunu az nəmli sıxışdırılmış gil.	$\frac{0,50}{0,52}$		$\frac{0,54}{0,53}$		
5	16 mərt. dəmir-beton karkas bina. Karkası yığma elementlərdəndir. Doldurucu divarlar kirəc daşı. Bünövrə monolit dəmir-beton tava. Qrun su ilə doymuş gilli qumlar.		$\frac{1,05}{1,02}$		$\frac{1,10}{1,47}$	$\frac{1,18}{1,52}$

Qeyd: Hər müşahidə obyektinə üçün cədvəldə verilən kəsirlərin surətindəki qiymətlər boyuna, məxrəcindəki isə eninə istiqamətdə hakim period qiymətləridir.

25.11.2000-ci il tarixdə Bakıda 1 dəqiqə zaman fərqi ilə 2 zəlzələ oldu[1,5]. Birinci zəlzələnin maqnitudası M 5.8, ocaq dərinliyi 25 km, episentrdə intensivliyi MM şkalası ilə 7 bal, ikinci zəlzələnin ocaq dərinliyi 45 km, maqnitudası M 6.4, episentrdə intensivliyi MM şkalası ilə 8 bal olmuşdur. Bu zəlzələlərin episentrlər arası məsafəsi 83 km olmuşdur. Birinci zəlzələnin 1 və 2 nömrəli müşahidə obyektlərinin ərazisində intensivliyi MM 4, 5 nömrəli müşahidə obyektinin ərazisində isə MM 5 olmuşdur. İkinci zəlzələnin 1 və 2 nömrəli müşahidə obyektinin ərazisində intensivliyi MM 5, 5 nömrəli müşahidə obyektinin ərazisində isə MM 6 olmuşdur.

25.11.2000-ci il tarixli birinci zəlzələ zamanı 1 nömrəli müşahidə binasının hakim periodu zəlzələdən əvvəl ölçülən sərbəst rəqsi hərəkət periodundan binanın boyuna istiqamətində 10.8%, eninə istiqamətdə 10.4% çox, 2 nömrəli müşahidə binasında uyğun olaraq 9.1% və 11.8% və 5 nömrəli müşahidə binasında 4.8% və 22.5% qədər çox olmuşdur.

25.11.2000-ci ildə baş vermiş 2 zəlzələdə binalara təsir edən zəlzələ təcili 2-ci zəlzələdə birincisindən 2 dəfə çox olmasına baxmayaraq, ikinci zəlzələ vaxtı 2 №-li müşahidə obyektinin hakim periodu birinci zəlzələ zamanı ölçülən hakim periodundan binanın boyuna istiqamətində cəmi 8.3%, eninə istiqamətində isə 7.9% çox olmuşdur. 5 nömrəli müşahidə binasında isə birinci zəlzələ müddətində ölçülən hakim periodundan binanın boyuna istiqamətində 2.3%, eninə istiqamətdə isə 3.4% artıq olmuşdur.

11 illik istismar müddətindən sonra, qaya qruntlarda oturan 9 mərtəbəli panel binanın (2 №-li obyekt) sərbəst rəqsi hərəkət periodunda bir fərq müşahidə edilməzəkən, gilli qruntlarda 17 mərtəbəli dəmir-beton pərdə divarlı binanın (1 №-li obyekt) ölçülən sərbəst rəqsi hərəkət periodunda boyuna istiqamətdə 7.5%, eninə istiqamətdə isə 6.1% azalma müşahidə edilmişdir.

2 №-li binanın 25.11.2000-ci ilin 2-ci zəlzələsi zamanı hakim periodu, binanın sərbəst rəqsi hərəkət periodundan boyuna istiqamətində 18.2%, eninə istiqamətdə 20.6% çox olmuşdur.

Cədvəl 2-yə əsasən, intensivliyi MM4-dən az olan zəlzələlər zamanı plastik gilli qruntlar üzərindəki binaların hakim periodları onların sərbəst rəqsi hərəkət periodlarından çox olmuşdur, qaya qruntlar üzərində oturan binaların periodları isə dəyişməmişdir. İntensivliyi MM-5-dən çox olan zəlzələlərdə isə istənilən qruntlarda oturan binaların zəlzələ zamanı hakim periodları binaların sərbəst rəqsi hərəkət periodlarından çox olmuşdur.

5. Binanın yükdaşıyan sisteminin etibarlılığının zamandan asılı olaraq dəyişməsi

Binanın etibarlılığı əhəmiyyətli dərəcədə yükdaşıyan sistemin sərtliyindən asılıdır. Yükdaşıyan sistemin sərtliyindən asılı olaraq bina və ya qurğunun istismar şərtləri hədləri təyin edilir. Bina yükdaşıyan sisteminin sərtliyi binanın sərbəst rəqsi hərəkət periodunun kvadratı ilə tərs mütənəsb olaraq dəyişir. Bina sərtliyinin zamandan asılı olaraq dəyişməsi isə (5) düsturu ilə hesablanıla bilər. İnşaat texnologiyası, layihələndirmə və istismar şərtlərindən asılı olaraq müxtəlif yükdaşıyan sistemli binaların sərtliklərinə məhdudiyətlər qoyulmuşdur[8,12,13].

Bina və qurğuların dağıdıcı zəlzələlər zamanı davranışlarının mühəndisi tədqiqatları göstərmişdir ki, dam örtüyü səviyyəsindəki yerdəyişməsinin hündürlüyünə nisbəti $\frac{1}{1150} \sim \frac{1}{1500}$ aralığında olan binalar zəlzələ təsirindən daha az zədələnir [3,16]. Yükdaşıyan sistem sərtliyinin sadəcə binanın sərbəst rəqsi hərəkət periodunun zamanla dəyişməsindən asılı olaraq araşdırılmasının bina etibarlılığı baxımından kifayət olmadığı cədvəl 2-dəki rəqəmlərin təhlilindən aydın olmuşdur. Cədvəl 2-yə görə, binalara MM4-ə bərabər və ondan böyük intensivlikli zəlzələlər təsir etdikdə, binaların sərbəst rəqsi hərəkət periodu artar və yükdaşıyan sistem sərtliyi də azalar.

Zəlzələ zamanı bina və qurğuların sərtliyinin zəlzələdən əvvəlkinə nisbətən azalması, yükdaşıyan sistem elementlərində materialın layihədə nəzərdə tutulan işləmə həddindən fərqli həddə işi ilə, yəni yükdaşıyan elementlərdə materialın elastik-plastik həddə işləməsi, plastik oynaqın və mikro çatların yaranması ilə izah edilə bilər.

1 №-li obyektin 16.09.1989 zəlzələsi zamanı sərtliyi zəlzələdən əvvəlki sərtliyinə nisbətən boyuna istiqamətdə 32%, eninə istiqamətdə 34%, 25.11.2000-ci il zəlzələsi zamanı isə sərtliyi boyuna istiqamətdə 23%, eninə istiqamətdə 22% azalmışdır. 16.09.1989 zəlzələsindən sonra aparılan ölçmələrdə müşahidə edilmişdir ki, zəlzələdən sonrakı yükdaşıyan sistemin sərtliyi zəlzələdən əvvəlki ilə eynidir. Bu, zəlzələ təsirindən yükdaşıyan sistemdə çatların və dönüşü

olmayan plastik deformasiyaların meydana gəlmədiyini göstərir. 2 №-li obyektə isə 16.09.1989 zəlzələsi zamanı yükdaşıyan sistem sərtiliyi dəyişməmişdir. Lakin 25.11.2000-ci ilin birinci zəlzələsi zamanı sərtiliyi boyuna istiqamətdə 19%, eninə istiqamətdə 25%, ikinci zəlzələ zamanı isə boyuna istiqamətdə 40%, eninə istiqamətdə 45% azalmışdır.

16.09.1989 zəlzələsi zamanı 3 №-li obyektin sərtiliyi boyuna istiqamətdə 50%, eninə istiqamətdə 42,86%, 4 №-li obyektin sərtiliyi boyuna istiqamətdə 16%, eninə istiqamətdə 4% azalmışdır. 25.11.2000-ci ilin birinci zəlzələsi zamanı 5 №-li obyektin sərtiliyi boyuna istiqamətdə 11%, eninə istiqamətdə 50%, ikinci zəlzələdə isə boyuna istiqamətdə 86%, eninə istiqamətdə isə 60% qədər azalmışdır.

6. Dağıdıcı zəlzələlər zamanı binalarda yaranan zədələnmə növlərinin tədqiqi

Zəlzələ zamanı müxtəlif binalarda meydana gələn zədələnmələr bir-birindən xeyli fərqlənir. Eyni geoloji quruluşa malik ərazilərdə, eyni yükdaşıyan sistemli binalarda zəlzələ müddətində müxtəlif çatlama xarakterlərinə rast gəlinir. Makroseysmik tədqiqatlar göstərmişdir ki, binalarda rast gəlinən zədələnmələr yükdaşıyan sistem elementlərinin en kəsiyində yaranan gərginliklərin böyüklüyü və işarəsindən asılıdır. Bu, binalarda dağıdıcı zəlzələlər nəticəsində meydana gələn çatların sinifləndirilməsi üçün əsas təşkil etmişdir. Binalarda zəlzələ təsirindən meydana gələn zədələnmələrin bina yükdaşıyan sistemindən asılı olaraq sinifləndirilməsi və təhlili [4,6] ədəbiyyatlarında daha ətraflı verilmişdir.

Son zamanlar dağıdıcı zəlzələlərdə [2,4] ədəbiyyatlarında adı çəkilməyən aşağıdakı iki zədələnmə xarakteri geniş rast gəlinir:

a) binanın aşması; b) binanın bir mərtəbəsinin digərinə nəzərən sürüşməsi.

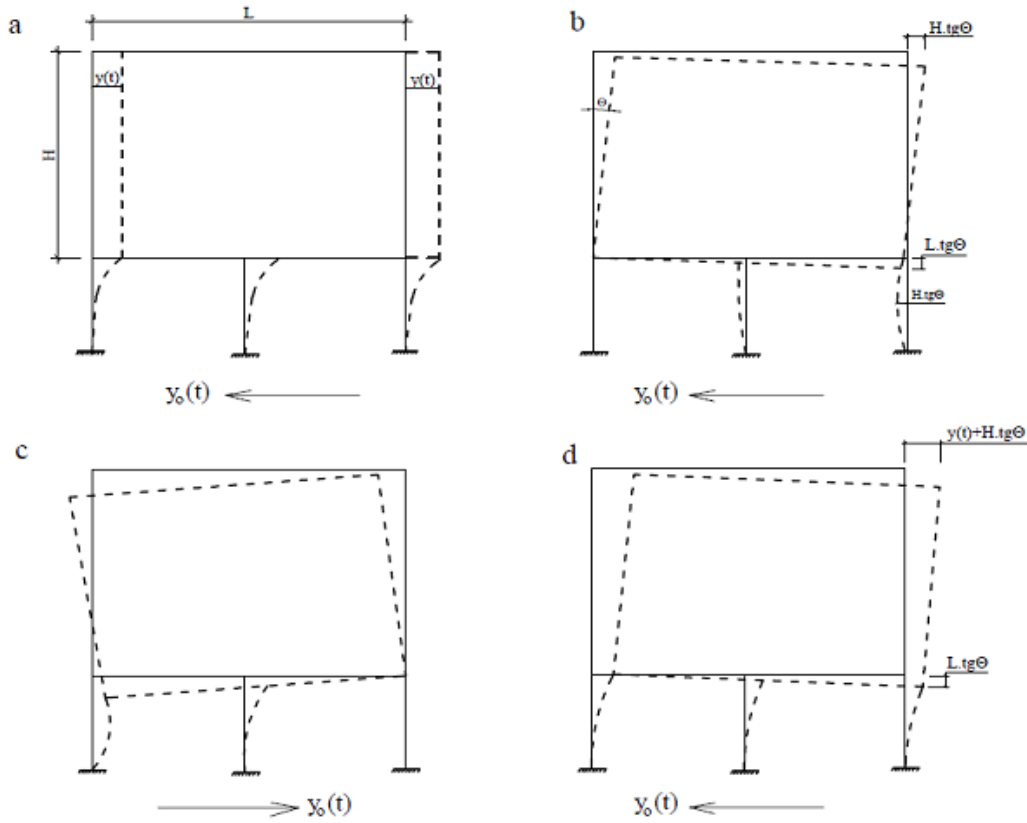
a) Şəhər inşaatında getdikcə inşaat üçün uyğun ərazilər azalmağa başlamışdır. Bunun nəticəsində eninin uzunluğuna nisbəti daha az olan və hündürlüyü inşaat normalarında tövsiyyə edilən rəqəmlərdən daha artıq olaraq layihələndirilən binalara zəlzələ rayonlarında geniş rast gəlinir. Bəzən binaların birinci mərtəbələrinin orta boyuna divarları olmadan, ancaq iki kənar divarı üzərində oturulduğu hallara rast gəlinir. Binanın birinci mərtəbəsində sənaye müəssisəsi, mağaza, arxiv, iclas və ya konsert salonu kimi sahələr istismar edildiyində orta boyuna divarların ya layihə mərhələsində ya da istismar müddətində ləğv edilməsi kimi hallara da rast gəlinir. Belə binalarda zəlzələ zamanı binanın iki kənar divarının birinci mərtəbədəki sütunları dartılma və ya sıxılma təsirindən yükdaşıma qabiliyyətini itirir və bina bir uzununa yanı üstə yıxılır (şəkil 2).

Bu zədələnmə xarakterinin ortaya çıxmasının səbəbi sütunlarda beton möhkəmliyinin aşağı olması, sütun en kəsiyində armaturlar arasına məsafənin normalarda veriləndən aşağı olması, armaturlaşma nisbətinin daha az olması, eninə armaturlar arasına məsafənin böyük olması, həmçinin inşaat və layihə xətalardır. Şəkil 2-dən görüldüyü kimi, bəzən sütun hündürlüyünün 50%-dən daha çox hissəsində heç eninə armatur qoyulmamış, işçi armaturlar bir-biri ilə birləşdirilməmiş və armaturlar betonun içərisindən sıyrılib çıxmışdır. Bu növ zədələnmə də [4] ədəbiyyatında verilən sinifləndirməyə daxil edilə bilər. Bu zədələnmə xarakteri 12 noyabr 1999-cu il Düzcə zəlzələsində müşahidə edilmişdir. Zəlzələ zamanı binaya təsir edən burucu moment binanın bir tərəfindəki sütunlarda dartılma, digər tərəfindəki sütunlarda isə sıxılma meydana gətirir (şəkil 3).

Dartılma meydana gələn sütunlarda statik yüklərdən gələn sıxılma qüvvəsi azalır, digər kənardakı sütunlarda isə sıxılma əhəmiyyətli dərəcədə artır. Bu sütunların daşıma gücü azaldıqda şəkil 2-dəki kimi vəziyyətlər müşahidə edilir.



Şəkil 2. Binanın bir uzununa yanı üstə yıxılması



Şəkil 3. Burucu momentdə binanın bir tərəfində sütunlarda dartılma, digər tərəfində sütunlarda sıxılma meydana gəlir..



Şəkil 4. Zəlzələ zamanı mərtəbələrin sürüşməsi.

b) Zəlzələ təsirindən binanın üst mərtəbəsinin alt mərtəbəsinə nəzərən sürüşməsi kimi zədələnmələrə son zamanlar dağıdıcı zəlzələlərin makroseysmik araşdırmalarının nəticəsində tez-tez rast gəlinir. 1999-cu il Mərmərə zəlzələlərində bu cür zədələnmiş bina şəkil 4-də verilmişdir.

Zəlzələ zamanı bina yükdaşıyan elementlərinin zədələnmə sinifləndirilməsində, şəkil 2-də verildiyi kimi binanın aşması və şəkil 4-də verildiyi kimi müxtəlif mərtəbələrin biri digərinə nəzərən sürüşməsi kimi iki zədələnmə xarakteri də ayrıca zədə tipi kimi qəbul edilə bilər.

Nəticələr

Müxtəlif qruntlarda tikilmiş və müxtəlif konstruktiv sistemli binaların istismar müddətində müəyyən zaman aralıqları ilə ölçülən sərbəst rəqsi hərəkətinin dinamik parametrlərinə və binalarda quraşdırılan daimi seysmik müşahidə cihazlarından alınan məlumatlara görə bina etibarlığının təyini üzrə tədqiqat nəticələri aşağıdakı kimi ümümləşdirilə bilər.

1. Binaların istismar müddətində vaxtaşırı ölçülən sərbəst rəqsi hərəkət periodlarında qaya qruntlar üzərində oturan binalarda fərqlənmə müşahidə edilməmişdir, gilli və qumlu qruntlar üzərində oturan binaların istismarının ilk 10 ilə qədər müddətində zamanla azalma müşahidə edilmişdir.

2. İntensivliyi MM 4 olan zəlzələ vaxtı, qaya qruntlarda olan 9 mərtəbəli panel binaların sərbəst rəqsi hərəkət periodu zəlzələdən əvvəl ölçülən perioda nisbətən dəyişməmiş, lakin gilli və qumlu qruntlarda olan binaların hamısında zəlzələ zamanı ölçülən sərbəst rəqsi hərəkət periodları zəlzələdən əvvəl ölçülən periodlara nisbətən artmışdır.
3. İntensivlik MM 5 və daha çox olduqda binaların hamısının zəlzələ vaxtı ölçülən periodları zəlzələdən əvvəlki periodlara nisbətən artmışdır. Binaya təsir edən zəlzələ təcilinin iki dəfə artması binanın sərbəst rəqsi hərəkət periodunu 10%-ə qədər artırmışdır.
4. İntensivliyi MM 4-dən çox olan zəlzələlər vaxtı, binaların sərtlikləri zəlzələdən əvvəlki sərtliklərinə nisbətən az olmuşdur. Bu azalma, MM 5 olan zəlzələlərdə pərdə divarlı 17 mərtəbəli binada 23%, 17 mərtəbəli dəmir-beton karkas binada 50%, qaya qruntda oturan 9 mərtəbəli panel binada 25%, gilli-qum qruntlar üzərində oturan eyni konstruktiv xüsusiyyətli binada 50% olmuşdur. Zəlzələ intensivliyi MM 6 olduqda, sərtliyin azalması qaya əsaslı 9 mərtəbəli panel binada 40%, su ilə doymuş qumlu qruntlar üzərində oturan 17 mərtəbəli dəmir-beton karkas binada isə 42,86%-ə qədər olmuşdur.

İstifadə edilmiş ədəbiyyatlar

1. Eminbəyli T.Z. Binaların zəlzələ və külək təsirində dinamik xarakteristikalarının mühəndisi seysmometrik müşahidə cihazları şəbəkəsinin istifadəsi ilə tədqiqi, Azərbaycan İnşaat və Memarlıq ETİ, Bakı 2000.
2. Eyyubov C., Əliyev T. Binaların müayinəsi və bərpası metodlarının araşdırılması. İnşaat Mühəndisləri İnstitutu, Bakı 1993.
3. Eyyubov C. Binaların zəlzələyə dayanıqlığı. Bakı 1978.
4. Eyyubov C. İnşaatın keyfiyyəti və zəlzələ. Bakı 1988.
5. Eyyubov İ.C. Azərbaycanda mühəndisi-seysmometrik stansiyaların müasirləşdirilməsi. AZİMETİ-nin yaranmasının 30 illiyinə həsr olunmuş "İnşaat və memarlıqda elmi-texniki tərəqqi" beynəlxalq elmi-texniki konfrans. 16-17 oktyabr, Bakı 2014.
6. Eyyubov C., Yılmaz C., Altun F. Binaların Onarımı və Depreme Dayanıqlığının Takviyə Yöntemlərinin İncelenməsi, İnşaat Mühəndislişində Gelişmeler III Teknik Kongre. ODTÜ, Ankara 1997.
7. Eyyubov C., Köksal F., Murat İ., Aydın G. Deprem Etkisinin Makrosismik Araşdırmasının bir Yöntemi. İnşaat Mühəndis. Gelişmeler. Teknik Kongre. Gazimagusa, KKTC 2000.
8. Deprem bölgələrində yapılacak binalar hakkında yönetmelik. TMMOB İnşaat Mühəndisleri Odası, Ankara 2007.
9. Yılmaz C., Eyyubov C., Haktanır T. Yapı Güvenlişinin Sismik Verilere Bağlı Olarak Araşdırılması. 5ci İnşaat Mühəndislişində Gelişmeler Uluslararası Kongresi, İstanbul 2002.
10. Злотков А. Сейсмостойкость монолитных зданий. Кишинев 2000.
11. Инструкция по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений. 1962.
12. СНиП 2-7-81. Строительство в сейсмических районах. Москва 1992.
13. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия.
14. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции.
15. Geybullayev G., Eyubov C., Eminbeyli T. Engineering Analysis of the Effects of Strong Earthquakes on the Territory of the Azerbaijan SSR During the Period of 1961-1981, Proceedings of the ninth European Conference on Earthquake Engineering Vol. 9, M.1990.
16. Fintel M. Quake Lessons from Manaqua. Revised Concrete Building Desing. Civil Engineering, 1973, Vol: 43, №8, p. 60-63.

UOT 624.07

LAYİHƏLƏNDİRMƏDƏ KONSTRUKSIYA VƏ MƏMULATLARIN MARKALANMASI

tex.ü.f.d, dosent Nazim Şamil oğlu Poluxov Azərbaycan Memarlıq və İnşaat Universiteti,
n.polukhov@gmail.com

МАРКИРОВКА КОНСТРУКЦИЙ И ИЗДЕЛИЙ В ПРОЕКТИРОВАНИИ

к.т.н., доцент Полухов Н. Ш. Азербайджанский Архитектурно - Строительный Университет

MARKING OF STRUCTURES AND PRODUCTS IN DESIGN

Ph.D in tech. Nazim Shamil oglu Polukhov Azerbaijan University of Architecture and Construction

Xülasə: Məqalədə yığma və monolit dəmir-beton, metal konstruktiv elementlərə və məmulatlara marka vermə, şərti işarələmə qaydasından bəhs edilir. Bir sıra yığma (o cümlədən metal) konstruksiya və məmulatlarının hərfi işarələnməsinin sadə forması cədvəl şəklində təklif olunur.

Açar sözlər: İşçi cizgilər, konstruksiya və məmulatların markalanması, konstruksiya və məmulatlarının hərfi işarələnməsinin sadə forması, qrup işarələmələri, yığma konstruksiya və məmulatların markası.

Аннотация: В статье рассмотрен порядок маркировки сборных и монолитных железобетонных, металлических конструктивных элементов и изделий, условная маркировка. Простая форма буквенного обозначения ряда сборных (в том числе металлических) предлагается в виде таблицы.

Ключевые слова: Рабочие чертежи, маркировка конструкций и изделий, простая форма буквенной маркировки конструкций и изделий, групповая маркировка, маркировка сборных конструкций и изделий.

Summary: The article discusses the procedure for marking prefabricated and monolithic reinforced concrete, metal structural elements and products, conditional marking. A simple form of letter designation for a number of prefabricated units (including metal ones) is offered in the table form.

Keywords: Working drawings, marking of structures and products, simple form of letter marking of structures and products, group marking, marking of prefabricated structures and products.

Müasir dövrdə inşaat işlərinin belə vüsət aldığı bir dövrdə layihə-smeta sənədlərinin, işçi cizgilərinin hazırlanmasında müəyyən systemsizlik yaranmaqdadır. Gənc layihəçilər ordusu yaranır ki, bunların da əksəriyyəti heç bir praktiki təcrübə keçmədən, təcrübəli layihəçilərin yanında işləmədən birbaşa kütləvi layihələndirməyə qoşulurlar. Sovet dövründə bütün layihəçilər “layihə institutu” deyilən böyük elmi və praktiki potensial malik bir məktəbi keçirdilər. Çox təəssüf ki, bu gün bu məktəbi hər adam keçə bilmir.

Layihə institutlarında və layihə şirkətlərində layihələri formalaşdırarkən, xüsusi ilə konstruksiya və məmulatlarının düzgün markalanması vacib məsələlərdən biridir.

Elementlərin markalanması QOST-la tənzimlənir. Elementlərin markası (şərti işarələmə) konstruktiv element və məmulatların əsas xarakteristikasını özündə əks etdirməlidir. Marka hərfləri və rəqəmdən ibarət qrup şəklində bir-birindən “defis”lə ayrılmalıdır. Qrupun sayı 3-dən artıq olmamalıdır.

Birinci qrup yığma konstruksiya və məmulatların tipini müəyyənləşdirməli, sonra isə qabarit ölçülərini (aşırımı, uzunluğu, eni, hündürlüyü və s.) və ya konstruksiya və məmulatların tip ölçüləri işarələnməlidir.

İkinci qrupa yığma konstruksiya və məmulatların hansı betondan hazırlanması, yəni betonun növü yazılmalıdır.

Üçüncü qrupa əlavə xarakteristikalar daxildir ki, konstruksiya və məmulatlara xüsusi şərtlərin tətbiqi qeyd olunur. Bura daxildir aqressiv mühitə davamlılığı, zəlzələyə davamlılığı (hesabi seysmikliyi 7 bal və yuxarı olan bina və qurğuların konstruksiya və məmulatları üçün), konstruktiv xüsusiyyətləri (əlavə qoyma detalların, boşluqların, deşiklərin, kəsimlərin və s. olması). Üçüncü

qrupa aid konstruksiya və məmulatların istifadəsi şərtlərini əks etdirən digər xüsusiyyətlərin verilməsinə icazə verilir.

Birinci qrup işarələmədə bütün beton və dəmir-beton konstruksiya və məmulatların adları daxil olmalıdır. İkinci və üçüncü qrup isə konstruksiya və hazırlayan təşkilat standart texniki şərt və ya işçi cizgilər əsasında müəyyən edir.

Konstruksiya və məmulatların xüsusiyyətini işarələmək(göstərmək) üçün marka Azərbaycan əlifbası hərfləri və rəqəmlər ərəb rəqəmləri ilə yazılmalıdır. İşarələmədə armaturun sinfi və həmçinin borunun təzyiq sinfini Roma rəqəmlərindən istifadəsinə icazə verilir. Marka bir sətirdə yazılmalıdır.

Yığma konstruksiya və məmulatların markasının quruluşu aşağıdakı kimi olmalıdır:

$$\frac{X}{1} - \frac{XXX}{2} - \frac{X}{3} \frac{X}{4} \frac{X}{5} - \frac{XX}{6}$$

1. Konstruksiya və məmulatların növünün işarəsi,
2. Konstruksiya və məmulatların qabarit ölçülərinin göstəricisi,
3. Konstruksiya və məmulatların yükqötürmə qabiliyyəti,
4. Gərginləşmiş armaturun sinfi,
5. Betonun növü,
6. Konstruksiya və məmulatlar haqqında əlavə xüsusiyyətləri:
 - a) Aqressiv mühitə qarşı müqavimət;
 - b) Zəlzələyədavamlılığı;
 - c) Yüksək temperatur və yüksək təsirlərə davamlılıq;
 - d) Konstruktiv xüsusiyyət, məmulatlara əlavə qoyma detallar, deşik və kəsiklər və s.

Konstruksiya və məmulatların markasında adının simvolu hərflər işarəsindən ibarət olmalıdır. Konstruksiya və məmulatların markasında hərflər böyük hərflər olmalıdır. Hərfin sayı üçü keçməməlidir. Bir neçə ölçüsü olan konstruksiyalarda hərflər işarələmələrində qarşısına əlavə rəqəm verməyə icazə verilir.

Konstruksiya və məmulatların yükqötürmə qabiliyyəti rəqəmlə işarə edilməlidir.

Qabaqcadan gərginləşdirilən armaturla layihələndirilən dəmir-beton konstruksiyalarda standart və texniki şərtə uyğun armaturun sinfi verilməlidir.

Betonun əsas növləri hərflərlə göstərilir:

Y- yüngül beton;

M- məsaməli beton;

S- sıx silikat beton;

X- xırdadənəli beton;

İ- istiyədavamlı beton (betonun göstəricisi AzDTN 2.16-1-ə uyğun qəbul edilir);

Aqressiv mühitdə işləmək üçün nəzərdə tutulmuş konstruksiya və məmulatların aqressiv mühitə davamlı olması qeyd edilməlidir.

Layihə seysmikliyi 7 və yuxarı bal olan bina və qurğular üçün nəzərdə tutulmuş konstruksiya və məmulatların seysmikliyə davamlılığı S hərfləri ilə (S7, S8, S9) işarələnir.

Yüksək və daha yüksək temperaturlara qarşı davamlı konstruksiya və məmulatlar üçün QOST 20910-nun imkan verdiyi səviyyədə istiyədavamlı beton sinfi təyin olunur.

Konstruksiya və məmulatların əlavə xüsusiyyətləri (əlavə qoyma detallar, deşik, boşluq və kəsiklər və s.) mövcudluğu ərəb rəqəmi və ya kiçik hərflə təsvir olunur.

Fərdi layihələrdə konstruksiya və məmulatların markasını sadə formada da işarələmək olar. Bir sıra yığma (o cümlədən metal) konstruksiya və məmulatlarının hərfləri işarələnməsi Cədvəl 1-də verilmişdir. Monolit konstruksiyaların hərfləri işarələnməsi isə yığma konstruksiya və məmulatların hərfləri işarələnməsinə kiçik hərflə "m" indeksinin əlavə edilməsi ilə yaranır (Məsələn: ST_m ; R_m; AT_m və s.). Metal konstruksiyaların hərfləri işarələnməsində öndə "M" hərfləri yazıla bilər (Cədvəl 2)

Cədvəl 1

s/s	Konstruksiya və məmullatların adı	Hərfi şərti işarəsi	s/s	Konstruksiya və məmullatların adı	Hərfi şərti işarəsi
1	Adi dəmir-beton boru	ADB	41	Kolonna	K
2	Antena qurğusu	AQ	42	Kranaltı tir	KAT
3	Arakəsmə paneli	AP	43	Kürsü divar bloku	KDB
4	Armatür toru	T	44	Kürsü divar paneli	KDP
5	Asma tavan	ATV	45	Qabırğalı konstruksiya	QK
6	Atma	AT	46	Qapı	Q
7	Avadanlıqaltı bünövrə	AB	47	Qaz anbarı	QA
8	Başmaq tipli bünövrə	B	48	Qoyma hissə	QH
9	Beton blok	BB	49	Qurşaq	QR
10	Beton boru	BBR	50	Qurşaq tiri	QTR
11	Birləşdirici lövhə	BL	51	Lentvari bünövrə	LB
12	Bunker	BU	52	Meydança	ME
13	Bünövrə tavası	BT	53	Məhəcər	M
14	Bünövrə tiri	BTR	54	Monorels	MR
15	Çatqı ferması	ÇF	55	Müstəvi armatür karkası	KR
16	Çatqı tiri	ÇTR	56	Örtük tavası	ÖT
17	Çatqıaltı ferma	ÇAF	57	Parapet tavası	PT
18	Çatqıaltı tir	ÇAT	58	Pəncərə	P
19	Çərçivə	Ç	59	Pəncərəaltı tava	PAT
20	Daxili divar paneli	DDP	60	Pillə	PL
21	Daravaza	D	61	Pilləkən qəfəsi	PQ
22	Dayaq yastığı	DY	62	Pilləkən marşı	PM
23	Dəmir-beton şəbəkə	DBŞ	63	Pilləkən meydançası	PME
24	Dəmir-beton təziqli boru	DTB	64	Praqon	PR
25	Diafraqma	DF	65	Rabitə	RA
26	Divar	DV	66	Rezervuar	RE
27	Divar paneli	DP	67	Rigel	R
28	Estakada sütunu	EST	68	Rostverk	RS
29	Fanar ferması	FF	69	Sahə	S
30	Faxverx sütunu	FST	70	Soyutma qurğusu(qradirni)	SQ
31	Fasad elementi	FE	71	Sütun	ST
32	Ferma	F	72	Svay	SV
33	Fəza armatür karkası	FK	73	Şaquli rabitə	ŞRA
34	Xarici divar paneli	XDP	74	Şəbəkə	Ş
35	İstinad divarı	İD	75	Tağ	TĞ
36	Kanal (lotok)	KL	76	Tir	TR
37	Kanal örtüyü	KÖ	77	Üfqi rabitə	ÜRA
38	Karniz tavası	KT	78	Yaş qaz anbarı	YQA
39	Kəctir	KC	79	Yaş quyu	YQ
40	Kəctiraltı tir	KCA	80	Zirzəmi divar blokları	ZDP

Cədvəl 2.

s/s	Konstruksiya və metal məmulatların adı	Hərfi şərti işarəsi	s/s	Konstruksiya və metal məmulatların adı	Hərfi şərti işarəsi
1	Metal daravaza	MD	9	Metal meydança	MME
2	Metal fənar ferması	MFF	10	Metal praqon	MPR
3	Metal faxverx sütunu	MFS	11	Metal rabitə	MRA
4	Metal ferma	MF	12	Metal şaquli rabitə	MŞR
5	Metal kəçtir	MKC	13	Metal şəbəkə	MŞ
6	Metal kolonna	MK	14	Metal sütun	MST
7	Metal kranaltı tir	MKA	15	Metal tir	MTR
8	Metal məhəcər	MM	16	Metal üfiqi rabitə	MÜR

İstifadə olunmuş ədəbiyyat

1. Межгосударственный стандарт ГОСТ 23009—2016 конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Условные обозначения. Москва, Стандартинформ, 2019, стр.6.
2. Межгосударственный стандарт ГОСТ 26047—2016. Конструкции строительные стальные Условные обозначения. Москва, Стандартинформ, 2019, стр.7.
3. **Основные требования к проектной и рабочей документации** [Электронный ресурс]: учебно-методическое пособие / [А.Ю. Борисова и др.] ; Министерство науки и высшего образования Российской Федерации, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2020, стр.58.

UOT 624.07; 624.042.7

KONSTRUKTİV SXEM BAXIMINDAN BİNA KARKASININ ALT (BAZA) VƏ ÜST BÖLMƏLƏRİNİN MÜƏYYƏNLƏŞDİRİLMƏSİNƏ DAİR

prof. Zeynalov L.M. Azərbaycan Memarlıq və İnşaat Universiteti, e-mail: z.latif@rambler.ru

ORCID ID: 0000-0002-1223-714X

tex.üzrə f.d.Poluxov İ. X. Azərbaycan Memarlıq və İnşaat Universiteti, e-mail: ipolukhov@gmail.com

ORCID ID: 0000-0001-9476-6020

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ НИЖНЕЙ (БАЗА) И ВЕРХНЕЙ ЧАСТЕЙ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ С ТОЧКИ ЗРЕНИЯ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ

профессор Зейналов Л.М. Азербайджанский Архитектурно - Строительный Университет

к.т.н. Полухов И. X. Азербайджанский Архитектурно - Строительный Университет

ABOUT THE DETERMINATION OF LOWER AND UPPER PARTS OF BUILDINGS IN TERMS OF STRUCTURAL SCHEME

prof. Zeynalov Latif Majid oglu Azerbaijan University of Architecture and Construction

Ph.D in tech. Polukhov İlham Khalil oglu Azerbaijan University of Architecture and Construction

Xülasə: Məqalədə konstruktiv baxımdan bina karkasının alt və üst bölmələrinin qəbul edilməsi şərtləri, onların bir-birinə qarşılıqlı konstruktiv təsiri araşdırılmış, nəticələrin seysmik normalarının təkmilləşdirilməsində istifadə olunması təklif edilmişdir.

Açar sözlər: AzDTN 2.3-1, Türkiyə seysmik normaları, altqurum, üstqurum, binanın hündürlüyü, daban.

Аннотация: В статье были исследованы условия назначения нижних и верхних участков каркаса здания с конструктивной точки зрения, их взаимное конструктивное влияние друг на друга и предложено использование полученных результатов при совершенствовании сейсмических норм.

Ключевые слова: AzDTN 2.3-1, сейсмические нормы Турции, нижние строения, верхние строения, высота здания, основание.

Summary: The conditions of acceptance of the lower and upper parts of the building frame from a structural point of view, their mutual structural effect on each other were investigated, and it was proposed to use the results in the improvement of seismic standards in the article.

Key words: AzDTN 2.3-1, Turkiye seismic codes, lower part, upper part, building height, base.

Binanın yük daşıyan sisteminin və bu sistemin hesabi sxeminin düzgün seçilməsi konstruktiv layihələndirmənin baza prinsiplərindəndir. Bina karkasının yeraltı və yerüstü hissələrinin ayrı-ayrılıqda, yaxud birlikdə, habelə üsttikili-təməl-qrunut qarşılıqlı təsiri prinsipi ilə modelləşdirilərək hesablanması, xüsusi ilə zəlzələ təsirinin nəzərə alınması ilə layihələndirmədə daha da aktuallaşır. Əfsuslar olsun ki, 2010-cu ildən qüvvədə olan AzDTN 2.3-1 "Seysmik rayonlarda tikinti" normalarında [1] konstruktiv sxemin seçilməsi və modelləşdirmə məsələlərinə, demək olar ki, baxılmamışdır. 2018-ci ildə çap edilmiş "Türkiyə bina deprem yönetmeligi" -ndə (Türkiyə seysmik normaları) [2,7] isə bu məsələyə xeyli geniş yer ayırmışdır.

Bir qayda olaraq, seysmik rayonlarda tikinti normalarında tikinti meydançasının seysmikliyindən və binanın yükdaşıyan konstruksiyalarından (konstruktiv sxemdən) asılı olaraq onun hündürlüyü və mərtəbələrinin sayı məhdudlaşdırılır [1, cədvəl 8; 2 və 7 tablo 4.1; 3, таб. 8]. Layihələndirmə təcürbəsi göstərir ki, seysmik baxımdan "binanın hündürlüyü" və "mərtəbələrinin sayı" anlayışlarına aydınlıq gətirilməsinə ehtiyac vardır.

Aşağıda bina karkasının yeraltı və yerüstü hissələrinin qəbul edilməsi şərtlərinin, onların bir-birinə qarşılıqlı konstruktiv təsirinin araşdırılmasına çalışılmışdır. İlk öncə qeyd edək ki, burada baxılan konstruktiv bölgü memarlıq, istisimar, mühəndis təminatı və bu kimi digər

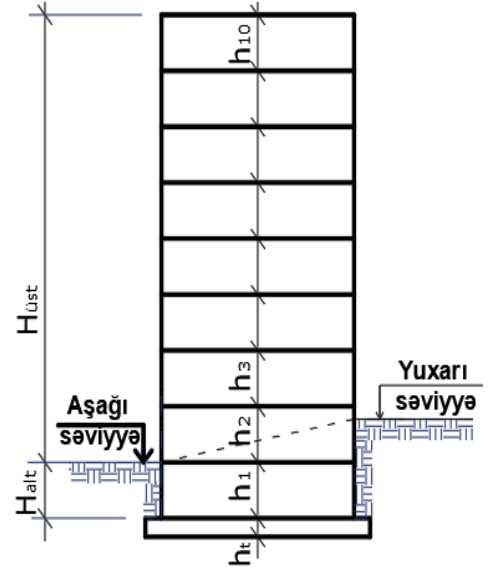
baxımdan binanın yeraltı və yerüstü hissələri bölgüsündən fərqləndirilməlidir. Söhbət binanın yükdaşıyan sistemini təşkil edən karkas hissələrdən, onların xarici təsirlər, xüsusi ilə zəlzələ təsiri altında işi baxımından bölgüsündən və düzgün modelləşdirilməsindən gedir. Bu yanaşmaları fərqləndirmək məqsədi ilə yuxarı və aşağı hissələri uyğun olaraq *üstqurum* və *altqurum* və ya *üst bölmə* və *alt bölmə* adlandırmaq olar.

AzDTN 2.3-1 normalarında "Binanın hündürlüyü səki və ya bitişik torpağın (əgər maillik varsa aşağı) planlaşdırılmış səthindən son mərtəbənin örtüyünün alt səviyyəsində olan hündürlük qəbul edilir" qeydi vardır [1, dəyişiklik 2, cədvəl 8, qeyd 1]. СНиП II-7-81*-yə görə "binanın hündürlüyü olaraq binaya bitişik aşağı səki və ya planlaşdırma səviyyəsi ilə xarici divarın üstü arasındakı fərq qəbul edilir" [3, таб. 8, прим. 1]. Hər iki normada göstərilən aydınlaşdırma tam deyil, aşağı və yuxarı səviyyələrin, nəticədə konstruktiv baxımdan aşağı və yuxarı hissələrin, yəni *altqurumun* və *üstqurumun* hündürlüklərinin, ümumi hündürlüyün, eləcə də təməlin oturdulmasının təyini məsələlərində mübahisələr yaranır [Daha ətraflı bax,5,6,8].

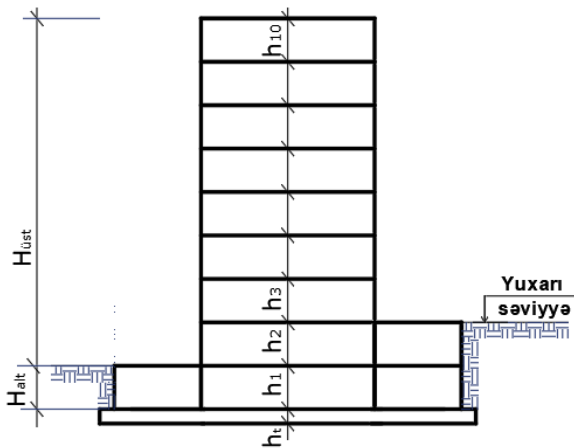
İlk növbədə binanın *altqurumu* ilə *üstqurumunu* ayıran səviyyənin təyini (qəbulu) məsələsinə aydınlıq gətirilməlidir. Əvvəlcə Rusiya Fedasiyasının seysmik normalarındakı [4, таб. 7] aşağıdakı qeydə də baxaq,– "Binanın zirzəmi hissəsi qunt dolğusundan və ya qonşu tikililərin konstruksiyasından ayrılmış olduğu halda (*o cümlədən deformasiya tikişləri ilə, müəllifdən*) yeraltı mərtəbələr binanın (*yerüstü*) mərtəbələrinə və həddi hündürlüyünə daxil edilir".

Yeri gəlmişkən, elə oradakı digər qeydə görə "Örtüyünün kütləsi binanın orta örtük kütləsinin 50%-dən az olan sonuncu mərtəbə binanın (*yerüstü*) mərtəbələrinə və həddi hündürlüyə daxil edilmir". İlk baxışda məsələyə ümumi şəkildə aydınlıq gətirildiyi görünür. Lakin məsələnin həllinə konkret sxemlərlə baxdıqda dəqiqləşdirilməsinə ehtiyac olan problemlərin olduğu görünür.

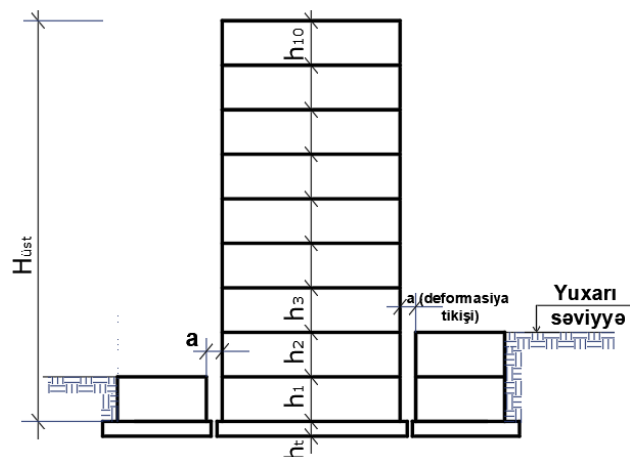
Yuxarıda [1 və 4]-dən alınmış qeydlərlə tək dayanmış binanın (Şəkil 1), [4]-dən alınmış qeydlə isə ətrafında qonşu tikililərin də olduğu binanın (Şəkil 2 və 3) *altqurum* ilə *üstqurum* hissələrinin hündürlüklərini və mərtəbəliliyini təyin etmək olur.



Şəkil 1. Baxılan binanın yeraltı hissəsi yan tərəfdən quntla



Şəkil 2. Qonşu tikililəri baxılan bina ilə bir blokdadır.



Şəkil 3. Qonşu tikililəri baxılan binadan deformasiya tikişi ilə ayrılmışdır.

Şəkil 1 və Şəkil 2-dəki binanın *altqurumu* 1 mərtəbədən, *üstqurumu* isə 9 mərtəbədən ibarətdir və bu hissənin hündürlükləri aşağıdakı kimi olacaqdır:

$$\begin{aligned} H_{alt} &= h_1 + h_t \\ H_{üst} &= h_2 + \dots + h_{10} \end{aligned} \quad (1)$$

Şəkil 3-dəki binanın zirzəmi hissəsi qonşu tikililərin konstruksiyasından ayrılmış olduğu üçün onun zirzəmi mərtəbəsi də binanın ümumi konstruktiv hündürlüyünə daxil edilir (bax 4-dən alınmış qeydə). Yəni:

$$\begin{aligned} H_{alt} &= h_t \\ H_{üst} &= h_1 + \dots + h_{10} \end{aligned} \quad (2)$$

Lakin diqqətlə araşdırıldıqda aydın olur ki, haqqında danışılan konstruktiv *altqurum* və *üstqurum* bölgüsünə sadəcə bina hissələrinin hündürlük məsafələri, mərtəbələrinin sayı kimi baxılmamalıdır. Bu bölgünün bina karkasının, xüsusi ilə zəlzələ təsirlərinə müqavimətində əhəmiyyətli yeri var və ona, bina karkasının hesabi sxeminin qurulması və modelləşdirilməsində çox ciddi yanaşılmalıdır. Altqurum üstqurumdan ötürülən bütün yükləri və təsirləri düzgün şəkildə qəbul edərək qrunnt əsasına ötürülməsini təmin etməlidir. Statik yüklər baxımından yanaşıldıqda üst və alt hissə konstruksiyaların iş prinsipləri oxşardır və əslində yüklərin qiymətləri ilə fərqlənirlər. Zəlzələnin üfqi dinamik təsiri altında isə altqurumun işi xeyli mürəkkəbləşir.

Üstqurumdan toplanan üfqi yüklər, sanki, doğrudan da bir kəsmə qüvvəsinə çevrilib bina hissələrinin qovuşmasındakı (araüzdəki) şaquli elementləri, yəni sütun və pərdələri kəsməyə çalışır. Seysmik dalğaların altqurum elementlərinə bilavasitə dinamik təsiri də diqqətdən qaçırılmamalıdır. Məhz bunlar nəzərə alınmaqla altqurumun binanın yuxarı hissəsi üçün həqiqi *baza* funksiyası daşımalarını təmin edən xüsusi şərtlər nəzərdə tutulur. İlk növbədə tələb olunur ki, zirzəmi (altqurum) perimetri boyu ən azı üç xarici tərəfindən dəmir-beton pərdələrlə əhatələnsin və eyni zamanda binanın ümumi rəqs periodu ilə üst bölmənin rəqs periodu arasında ($T_{p,tam} \leq 1.1 T_{p,üst}$) nisbəti təmin olunsun. Şərtlərin təmin olunmadığı halda zirzəmi mərtəbələri binanın *bazasına* daxil edilmir və zirzəmi binada da zirzəmisiz binalarda olduğu kimi *binanın dabanı* təməlin üst səviyyəsində müəyyən olunur [bax, 2, bənd 3.3.1].

Beləliklə, aydın şəkildə görünür ki, zəlzələyə hesablamalarda *binanın hündürlüyü* binanın *bazasından (dabanından)* etibarən hesablanır. Baza olaraq isə altqurumu (sadələşmiş şəkildə zirzəmini) təşkil edən konstruktiv sistemin sərtliyi təmin olduğu və bu sistemin qrunntla etibarlı əlaqəsi yaradıldığı halda, altqurumun (zirzəminin) üst səviyyəsi, əks halda isə altqurumun (zirzəminin) olub olmamasından asılı olmayaraq təməlin üst səviyyəsi qəbul edilməlidir.

Bəzi yanlış mülahizələrin əksinə olaraq, bina karkasından ötürülən üfqi qüvvələri, xüsusi ilə seysmik dalğalardan yaranan qüvvələri qəbul etmək üçün qrunntla təməl arasındakı ilişənliyi və alt bölmənin (altqurumun) qrunntla əlaqəsi hesabına yan passiv müqaviməti artırmaq lazımdır [2,7].

Binanın altqurumunun tam güclü daşıyıcı sistem kimi işləyib-nəzərə alınıb – alınmamasından asılı olaraq zəlzələ təsirlərindən yaranan qüvvələrin (əyici moment və kəsici qüvvənin) alt bölmə elementlərinə və nəhayət təməl və qrunnt əsasına ötürülməsi əsaslı şəkildə fərqlənir. Buna görə də müasir tikinti normalarında üst və alt bölmə konstruktiv sxemlərinin hesablama modelinin qurulmasına xüsusi yer ayrılır.

Nəticə

Zəlzələ təsirlərinin nəzərə alınması ilə layihələndirilən binaların alt və üst bölmələrinin konstruktiv cəhətdən hündürlükləri və mərtəbə sayları yalnız bu hissələrin yer səviyyəsindən aşağıda və ya yuxarıda yerləşməsinə görə deyil, altqurumun konstruksiyasından, sərtliyindən, yan üzlərin qrunntla və ya qonşu tikililərlə əlaqəsindən asılı olaraq təyin edilməlidir.

İstifadə olunmuş ədəbiyyat

1. AzDTN 2.3-1. Seysmik rayonlarda tikinti. Layihələndirmə normaları. Bakı 2010. Dəyişiklik 1. 2011, Dəyişiklik 2. 2014.
2. Türkiyə Bina Deprem Yönetmeliği. Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar. Ankara. 2018.
3. СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах. Москва
4. Свод правил СП 13330. Строительство в сейсмических районах. Москва 2013.
5. Zeynalov L.M., İ.X.Poluxov, E.Z.Əsədov, R.A.Rzayev, S.B.Əsədov, A.T.Əmrahov. Seysmik nöqtəyindən nəzərdən çox mərtəbəli binaların hündürlüyünün (mərtəbələr sayının) təyini haqqında. “Azərbaycanda İnşaat və Memarlıq” jurnalı № 2(13), Bakı 2017.
6. Zeynalov L.M. Yeni yaradılacaq seysmik normaların bəzi müddələri haqqında. “İnşaatın müasir problemləri” mövzusunda AzMİU “İnşaat” fakultəsinin 100 illiyinə həsr olunmuş Onlayn beynəlxalq elmi-praktiki konfrans. Onlayn 18-19. 12. 2020.
7. Zeynalov L.M., A.T.Əmrahov. Türkiyə Bina-Zəlzələ Qaydaları. Zəlzələ təsiri altında binaların layihələndirilməsi üçün əsaslar. *Azərbaycan türkcəsinə uyğunlaşdırma*. Bakı 2023.
8. Zeynalov L.M., İ.X.Poluxov, M.B.Gölalımış. Comparison of Azerbaijan and other seismic Codes . Materials of 9th international conference on Earthquake resistant Engineering Structures. A Coruna, İspaniya, 8-10 İyul 2013.

УДК 624.072

**ПРИМЕНЕНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННОГО
ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ***к.т.н. Сеидов Н.Г., к.т.н. Аскеров Д.В., к.т.н. Кулиева А.М.**Азербайджанский Университет Архитектуры и Строительства*e-mail: kristal_namiq@mail.ru, c.askerov@mail.ru, azizaquliyeva@1960gmail.com**MONOLİT KONSTRUKSİYALARDA QABAQCADAN
GƏRGİNLƏŞDİRİLMİŞ DƏMİR-BETON ELEMENTLƏRİN TƏTBİQİ***tex.üçrə.f.d. N.H.Seyidov, tex.üçrə.f.d. C.V.Əsgərov, tex.üçrə.f.d. Ə.M.Quliyeva**Azərbaycan Memarlıq və İnşaat Universiteti***APPLICATION OF PRE-TENSIONED REINFORCED-CONCRETE
ELEMENTS IN MONOLITHIC CONSTRUCTIONS***phd in tekh.sc. Seyidov N.H., phd in tekh.sc. Askerov J.V., phd in tekh.sc. Quliyeva A.M.**Azerbaijan University of Architecture and Construction*

Аннотация: статья посвящена применению предварительно напряженного монолитного железобетона в условиях гражданского строительства.

Ключевые слова: монолитный железобетон, предварительно напряжение, метод натяжение арматуры, строительство.

Xülasə: məqalə inşaatda mülki tikintiyə əvvəlcədən gərginləşdirilmiş armaturdan monolit dəmir-betondan konstruksiyalarda istifadəyə həsr edilmişdir.

Açar sözlər: monolit dəmir-beton, qabaqcadan gərginləşdirmə, armaturun dartılma üsulu, tikinti.

Summery: the article is devoted to the use of prestressed reinforcement in monolithic reinforced concrete structures in civil construction.

Key words: monolithic reinforced concrete, prestressing, reinforcement tensioning method, construction.

Сегодня монолитное строительство является одним из наиболее перспективных технологий возведения жилых и общественных зданий.

В настоящее время в Азербайджане железобетон считается основным конструкционным материалом при возведении современных зданий и альтернативы по технологии возведения и с точки зрения стоимости монолитному строительству пока нет.

Монолитное строение зданий и сооружений все больше популярны в последние годы.

У монолита есть преимущества перед панельным и каркасным домом: монолит теплее, кроме того, фасад смотрится более красивый, чем серые панельные стены. Это позволяет монолиту стать весьма перспективным, если учесть, что имеется большой спрос на дешевое жилье и покупателей монолит больше.

По оценкам экспертов, объёмы монолитного строительства у нас в стране и за рубежом в последние годы значительно выросли. Не последнюю роль в монолитном строительстве играет возможность сократить сроки возведения зданий за счёт увеличения скорости выполнения бетонных работ (5...8 дней на этаж).

Бетон и железобетон на настоящий момент является основным материалом и является неоспоримо лидирующим материалом в современном строительстве. Применение железобетона в монолитном строительстве является одним из перспективным направлением и получило развитие в последние годы. Долгое время отдавали предпочтение сборному железобетону, поскольку уровень развития технологии монолитных работ был низким, сложность производства работ в зимнее время и недостаточностью соответствующих механизмов для высотного строительства.

Стимулированию развития монолитного домостроения повлияло следующие основные факторы:

- ведения строительства в стесненных условиях

- использование различных добавок к бетону, позволяющих изменять его свойства, транспортировать на большие высоты и расстояния, и производить работы в условиях жаркого климата и при отрицательных температурах;
- прогнозирование физико-механических свойств при проектировании состава бетона;
- возможность проектирования с разнообразной планировкой;
- применение высококачественных опалубочных систем приводящих к снижению материалоемкости конструкций и увеличению высотности возводимых зданий и сокращение трудозатрат.

Достоинства монолитного строительства, не исключают ряд проблем, решение которых весьма перспективен при сокращении сроков строительства и увеличивающихся объемах строении. Специфика монолитного строительства требует подготовку квалифицированных кадров, непосредственных исполнителей и инженеров. Часто встречаются случаи, когда исполнители не имеют понятия об основных свойствах и правилах укладки бетонной смеси, режимах тепловой обработки бетона при отрицательных температурах. Иногда без контроля прочности бетона, строители часто сокращают продолжительность выдерживания бетона и производят более раннюю распалубку конструкций, чем это предусмотрено нормативными документами. Выдерживание бетона до достижения требуемой прочности является одним из важнейших этапов возведения монолитных зданий. Строительные подрядные организации не имеют собственных лабораторий. Контроль качества осуществляется эпизодически. Отсюда возрастают требования к профессиональному уровню инженерно-технических работников строительных организаций и к технадзору заказчика. Заказчик и подрядчик непосредственно отвечает за качество строительно-монтажных работ возводимых зданий и сооружений.

Особое значение также имеет режима тепловой обработки монолитного бетона. Процесс ускоренного твердения и выдерживания бетона во многом определяет качество несущих конструкций, их надежность и долговечность здания в целом. Изложенное выше не исчерпывает всех проблем, а лишь обозначает необходимость создания системы контроля на качественно новом уровне. С учетом требований современного уровня развития строительной отрасли, следует обеспечить надежность и долговечность возводимых монолитных зданий и сооружений.

Одним из возможных способов в повышении жёсткости элементов и сооружений может служить применение предварительного напряжения в конструкциях. Предварительное натяжения арматуры применяют как в сборных, так и в монолитных конструкциях. В монолитном исполнении предварительное натяжение арматуры применяются в пролетном строении мостов, большепролетных балках и плитах перекрытий, контурных элементов оболочек и куполов, резервуары, в высотных сооружениях и т.д., других конструкциях. Предварительно напряженный железобетон - это железобетон (конструкция, каркас), в котором до приложения внешней нагрузки искусственно создаются внутренние напряжения, чаще всего, противоположные по знаку тем напряжениям, которые будут возникать при действии внешней нагрузки. Преимущества предварительно напряженного железобетона (железобетонного каркаса) перед обычным – это, его высокая трещиностойкость, повышенная жесткость конструкций, а также лучшее сопротивление динамическим нагрузкам, коррозионная стойкость, долговечность и определенный экономический эффект, достигаемый применением высокопрочной арматуры. Для определения конкретных результатов влияния предварительного обжатия бетона, нужно проводить дополнительные исследования.

В большинстве развитых стран, основной объем конструкций зданий из предварительно напряженного железобетона. Предварительно напряженный железобетон применяют при армировании в перекрытиях и покрытиях производственных, общественных и жилых зданий, в одноэтажных производственных зданиях и в инженерных сооружениях. Бетон это искусственный камень, свойства и прочность которого можно регулировать, но основным его недостатком является низкая прочность на растяжении. Образование трещин в нем

отрицательно сказывается на эксплуатационных свойствах железобетонных конструкций и сооружений в целом. Создание на стадии изготовления или строительства напряженного состояния в бетоне противоположному знаку от эксплуатационной нагрузки, является одним из крупнейших достижений инженерной мысли в XX столетии.

Схемы создания технологии предварительного напряжения в железобетонных конструкциях достигается двумя способами: натяжение на упоры (до укладки в опалубочную систему) и натяжение на бетон (после укладки и набора марочной прочности).

Известно, что натяжение на упоры является более индустриальным способом и в основном применяют в заводском производстве. Способ натяжения арматуры на упоры производится на стендах в заводских условиях. Арматуры растягивают и закрепляют их концы, затем в форму заливают бетон и после набора им требуемой прочности арматуру «отпускают» от опор, таким образом создается эффект обжатия бетона.

Натяжение на бетон применяется главным образом в крупноразмерных конструкциях, создаваемых непосредственно на месте их возведения.

Второй способ натяжения арматуры, так называемое на бетон делится на два способа:

- со сцеплением с бетоном
- и без сцепления

В первом случае в тело формы конструкции на стадии опалубочных работ и армирования, укладываются канало-образователи которые, представляют собой гофрированные тонкостенные трубы из пластика или металла.

После бетонирования в образовавшиеся полости с арматурными стержнями из высокопрочной стали (канаты) при помощи специальных механизмов (домкратов) натягивается до достижения определенных значений и далее производят инъектирование канала бетоном под давлением. После твердения происходит сцепление арматурного элемента с бетоном.

За последние годы в зарубежных странах все большее развитие получило использование предварительного напряжения с натяжением арматуры на бетон (пост напряжения), позволяющее рационально напрягать монолитные конструкции и увеличить их пролет. Данная методика получила распространение и применение при строительстве монолитных путепроводов и мостов, и в специальном строительстве же применяется крайне редко. Это связано с отсутствием норм и рекомендаций по расчету и проектировании подобных конструкций и сооружений. Как правило, в промышленном и в гражданском строительстве применяется предварительно напряжение с использованием канатной арматуры. Каждая из выше отмеченных систем имеет свои достоинства и недостатки, которые определяют диапазон их эффективности. Требуемое напряжение в бетоне создается за счет передачи усилия натяжения от арматурных стержней. Простыми словами стальную арматуру в железобетонной конструкции растягивают почти до разрыва, и закрепляют их концы, после чего он стремится вернуться в первоначальное состояние, т.е. сжаться, тем самым создаёт усилия обжатия бетона в растянутой зоне.

Во многих зарубежных странах в гражданском строительстве в качестве напрягаемых стержней зачастую применяют канатную арматуру в защитной оболочке. В случае применения систем без сцепления в тело конструкции на стадии производства опалубочных работ и армирования, укладываются специальные канаты заводского изготовления в пластиковой гофрированной трубке (*Рис. 1*) [1].

Все пространство между трубкой и канатом заполнено антикоррозионным составом, который также способствует уменьшению сил трения при натяжении каната.

Данный вид армирования позволяет максимально уменьшить трение арматуры о канало-образователь в процессе натяжения стержня.

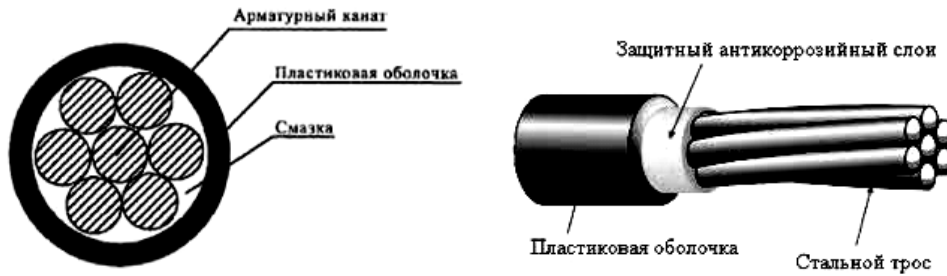


Рис.1. Сечение каната с оболочкой и канаты в оболочке.

Кроме того, расположение арматуры в изгибаемом элементе можно производить по 4-я принципиальным схемам [2]:

- Параболическая схема расположения армирования (Рис. 2);
- Сегментарная схема расположения армирования с одной или с двумя точками перегиба (Рис. 3а,б);
- Свободная раскладка с полу параболами в перегибах стержней (Рис. 4).

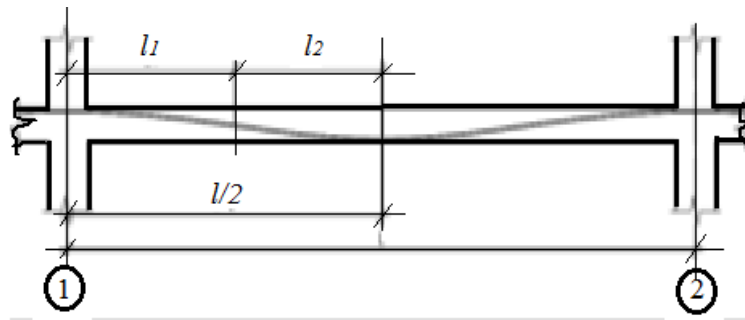


Рис. 2. Параболическая схема расположения армирования.

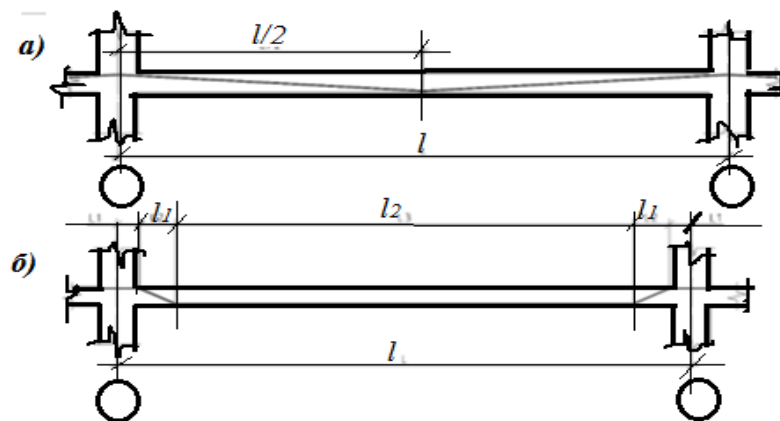


Рис.3 . Сегментарная схема расположения армирования с одной (а) или с двумя (б) точками перегиба.

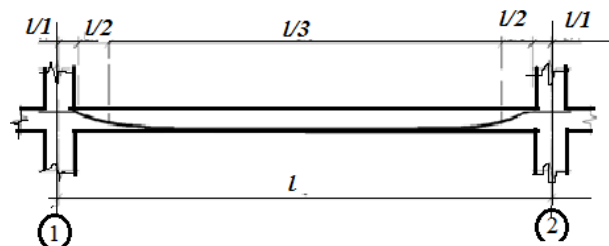


Рис.4. Свободная раскладка с полу параболами в перегибах стержней.

Технология предварительного напряжения в монолитном железобетоне позволяет не только значительно снизить трудоёмкость процесса возведения элементов, но и уменьшить собственный вес конструкции и их металлоёмкость.

На протяжении последних 50 лет европейская и американская практика строительства показывает, что в плитных конструкциях применение преднапряжения позволяет сократить толщину плиты с $1/30$ пролета до $1/40 - 1/45$ пролета. Экономия арматуры при этом достигается на кубический метр бетона до 35-45 кг ненапрягаемой арматуры и 10-15 кг напрягаемых канатов.

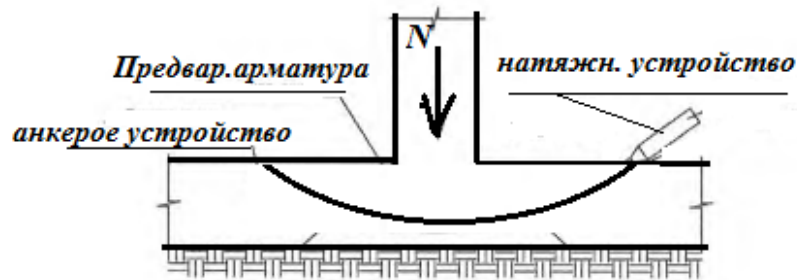


Рис.5. Схема преднапряжения фундаментных плит.

В настоящее время значительно возрос доля монолитного строения, применение технологии преднапряжения арматуры в каркасных зданиях и сооружениях, является наиболее перспективной и актуальной. Применение предварительного напряжения в монолитном строений, позволяет намного снизить расход бетона и арматуры, себестоимость строительства, увеличивать пролет элементов балок и плит, а также жесткость и устойчивость конструкций в целом.

Применение предварительного напряжения в элементах зданий перекрытиях, балках и фундаментных плитах (Рис.5.) при монолитном бетонировании, позволяет повысить предел возможного творчества для проектных предприятий и архитектурное многообразие планировки здания. Но к большому сожалению, изложенная выше применения предварительно напряжения арматуры в монолитном строении не имеет широкого распространения у нас в Азербайджане, так как нет четкой нормативной документации по регулированию и проектированию подобного рода конструкций. Однако имеется все возможные перспективы о внедрении и развития и возможных предпосылок применений предварительно напряженных стальных стержней в монолитном строении.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате применений предварительно напряженной арматуры в монолитном строении, приводит к повышению трещиностойкости, уменьшению собственного веса конструкции и металлоемкости.

Преимущества предварительно напряженного железобетона (железобетонного каркаса) перед обычным это повышенная жесткость конструкций, лучшее сопротивление динамическим нагрузкам, коррозионная стойкость, долговечность и определенный экономический эффект, достигаемый применением высокопрочной арматуры.

Наличие недостатков предварительно напряженного конструкции объясняется недостаточным применением предварительного напряжения при проектировании здания и сооружений, технологии изготовления и монтажа конструкции. Следует отметить, что в мировой практике имеется достаточно богатый опыт использования таких конструкции благодаря положительным характеристикам предварительно напряжения.

Литература

1. Портаев Д. В. «Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий». Москва, 2011.

патентовед, академик РАЕН и ЕАЕН, докт. техн. наук, профессор СКГМИ.

3. Кирильчук И.Б. «Монолитный предварительно напряженный железобетон: история, применение, предпосылки развития. Уральский федеральный университет, г. Екатеринбург.

2

УДК 728.1

ВЛИЯНИЯ ФОРМЫ ЗДАНИЯ НА ЕГО ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ

д.ф.н., доц. *Салимова А.Т.* Азербайджанский Архитектурно-Строительный Университет,
aytansalimova@gmail.com

BİNALARIN FORMASININ ONUN ENERJİ SƏMƏRƏLİLİYİNƏ TƏSİRİ

mem. üzrə f.d., dos. *Salimova A.T.* Azərbaycan Memarlıq və İnşaat Universiteti

THE INFLUENCE OF BUILDING SHAPE ON ITS ENERGY EFFICIENCY

PhD *Salimova A.T.* Azerbaijan University of Architecture and Construction

Аннотация: Строительство и проектирование энергоэффективного жилого здания включает в себя совокупность многих факторов, в том числе архитектурно-планировочных решений. Объемно-планировочное решение здания для снижения теплопотерь должно иметь энергоэффективную форму. Способ оптимизации формы здания дает возможность повысить энергоэффективность здания.

Ключевые слова: энергоэффективное жилое здание, тепло- и энергосбережение, принцип компактности формы здания.

Xülasə: Enerjiyə səmərəli yaşayış binasının layihələndirilməsi və tikintisi bir çox məsələlərin məcmusunu, o cümlədən memarlıq- planlaşdırma həllini də əhatə edir. İstilik itkilərinin azaldılması üçün həcm – planlaşdırma həlli də daxil olmaqla bina enerji effektiv formaya malik olmalıdır. Binaların formasının optimallaşdırılması üsulu onların enerji effektivliyinin artırılmasına imkan verir.

Açar sözlər: Enerji səmərəli binalar, istilik və enerji qoruyucu, binanın formasının kompaktlıq prinsipi.

Summary: The construction and design of energy-efficient residential buildings encompass a multitude of factors, including architectural and planning decisions. The volumetric planning of a building, aimed at reducing heat losses, should have an energy-efficient form. The optimization of a building's shape offers the potential to enhance the building's energy efficiency.

Keywords: energy-efficient residential building, heat and energy conservation, the principle of compact building form.

Сегодня в архитектурном проектировании на первый план выходят проблемы связанные с тепло- и энергосбережением. Строительство и проектирование энергоэффективного жилого здания включает в себя совокупность многих факторов, в том числе архитектурно-планировочных решений. Среди факторов, влияющих на формирование энергоэффективного здания можно назвать следующие: социальные, эстетические, природно-климатические, градостроительные, экологические, конструктивные, инженерные, экономические, планировочные.

Среди причин нерационального расходования тепловой энергии можно отметить:

- недостатки объемно-планировочных и инженерно-технических решений не учитывающие климатические особенности и прежде всего – несоответствие нормам инсоляции;
- недостаточное теплоизоляционное качество наружных стен, покрытий, светопрозрачных ограждений;
- несовершенство систем естественной вентиляции.

Основными путями экономии энергии в жилом строительстве становится:

- использование более рациональных, с позиций энергосбережения, архитектурно-планировочных решений:

- повышение тепловой эффективности строительных конструкций и материалов;
- использование более эффективного в эксплуатации и менее энергоемкого (не всегда дешевого в цене) инженерного оборудования;
- использование нетрадиционных видов энергии.

Выбор оптимальной ориентации зданий по сторонам света с учетом господствующего направления ветра в зимний период с целью нейтрализации отрицательного воздействия климата на здания и его тепловой баланс.

Определение общей архитектурно-планировочной концепции здания должно иметь прямую зависимость от мероприятий, направленных на повышение тепловой эффективности здания.

Разработка оптимальной архитектурно-планировочной модели требует комплексного анализа и моделирования формообразующих факторов, которые включают природно-климатические условия - солнечная радиация, температура и влажность воздуха, нормативные и технические требования к инсоляции, естественному освещению, аэрации и т.д. Теплоэнергетическое воздействие климата на тепловой баланс здания может быть оптимизировано за счет выбора формы здания, его ориентации и расположения здания в застройке с учетом ориентации по сторонам горизонта и розе ветров; расположения и площади заполнения световых проемов, регулирования фильтрационных потоков. Для оценки теплопотерь зданий необходимо учитывать аэродинамический режим застройки, т.е.

Как известно, в зависимости от положения и ориентации здание подвергается различному теплоэнергетическому воздействию климата. Теплоэнергетическое воздействие климата на поверхность здания может оказывать положительное или отрицательное влияние на его тепловой баланс и, следовательно, теплоэнергетическую нагрузку на систему отопления и кондиционирования воздуха. Например, воздействие солнечной радиации на здание в зимнее время снижает нагрузку на систему отопления. Теплоэнергетическое воздействие наружного климата на тепловой баланс здания можно оптимизировать за счет выбора при проектировании формы и ориентации здания.

В целом, факторами, обуславливающими выбор типа энергоэффективного, жилого здания выступают:

- р - характер и конфигурация участка под застройку;
- а - необходимость обеспечения требуемой плотности застройки;
- н - место в системе городских ансамблей.

Выбор объемно-планировочного решения здания для снижения теплопотерь должен иметь энергоэффективную форму.

Наряду с традиционными, есть и специфические композиционные приемы и средства, посредством которых достигается архитектурная выразительность облика энергоэффективного жилого здания: асимметричность фасадов, простая геометрия плана с уменьшенной изрезанностью, применение в структуре энергоэффективного жилого здания элементов гелиоархитектуры и улавливания энергии ветра, включение элементов живой природы, масштабная соразмерность сооружений. Характеристики здания также могут быть оптимизированы с помощью учета расположения и площади заполнения световых проемов, регулирования фильтрационных потоков.

При выборе формы и размеров здания предпочтение отдается объемно-

с

п

р

е

планировочным решениям энергоэффективного жилого здания с минимальным значением коэффициента компактности, который зависит от объемной формы, линейных параметров и возможности блокирования (принцип компактности формы здания).

Один из основных показателей энергоэффективности здания – показатель компактности решения объемно-планировочной структуры здания (минимальное соотношение площади наружных ограждений и ограждаемой площади здания – коэффициент компактности),

Тепловые потери зданий существенно зависят от их конструкции. За счет повышения компактности, т.е. сокращения площади наружных стен при сохранении внутреннего объема здания, имеется определенный резерв в достижении большей экономии тепловой энергии.

Имеется большое число научных публикаций, посвященных проблеме проектирования энергоэффективных зданий. Анализ опубликованных результатов исследований по разработке энергоэффективных объемно-планировочных решений зданий показывает [1-6], что наибольший эффект в уменьшении тепловых потерь обеспечивается путем оптимизации их геометрических характеристик. Для определения формы, ориентации и размеров здания исследователями использовались методы компьютерного моделирования: были построены математические модели нагрузки на систему климатизации в летний и зимний период с учетом теплопотерь и теплопоступлений через оболочку здания, учитывалось направленное влияние наружного климата на оболочку здания. Проведенные эксперименты позволили определить формы здания, приближенные к оптимальной, где за основу были взяты показатели максимально допустимых теплопоступлений от солнечной радиации через единицу площади наружных ограждающих конструкций.

Согласно проведенным исследованиям, можно говорить о том, что правильный выбор формы, ориентации и размеров здания дает возможность в теплый период года уменьшить воздействие солнечной радиации на оболочку здания, и, следовательно, снизить затраты на его охлаждение, что в свою очередь влияет на улучшение экологической составляющей, уменьшение эксплуатационных затрат. При проектировании энергоэффективных объемно-планировочных решений необходимо рассматривать показатели отношения площади наружных ограждений к отопляемому объему здания или к его развернутой площади. Чем меньше будут эти показатели, тем меньше теплопотери здания.

Принципы проектирования объемно-планировочного решения должны содержать в себе повышение компактности объемной формы здания для снижения удельной площади поверхности теплоотдачи.

При расчете компактности зданий находится закономерность роста энергоэффективности с одинаковой площадью пола, но разными периметрами, представленная на рисунке 1 [5, с.103].

Зависимость изменения площади ограждающих конструкций от изменения площади этажа при одинаковой высоте этажа, представлена на графике 1 [5, с.103]. естественно, принятые в ходе расчетов геометрические формы условны, так как в реальном проектировании конфигурация здания более сложна, что определяет степень отклонения от полученных результатов. Как отмечается исследователями, наименьшее энергопотребление при одинаковой площади пола, в соответствии с данными таблицы 1[5, с.103], соответственно зданиям круглой конфигурации. Но, при этом, следует отметить, что при

строительстве зданий круговой формы возникают проблемы, связанные с трудностями планировки и увеличением затрат при возведении [3, с.12].

Наиболее удачное решение, способствующее уменьшению удельных потерь тепла это вытянутая и компактная форма без изрезанности фасадов. [3, с.12].

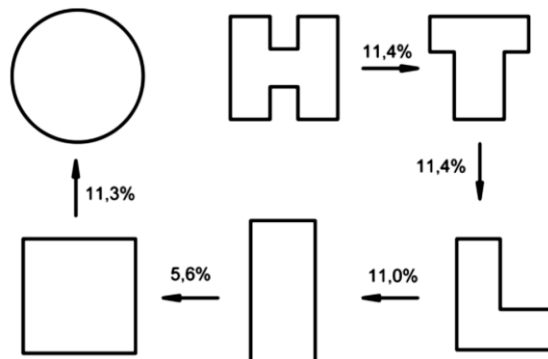


Рис. 1. Влияние конфигурации плана здания на его энергопотребление (стрелкой показано направление роста энергоэффективности) [3, с.12].

Проведенные исследования дают следующие показатели [5, с.103]:

- прирост эффективности уменьшается при одинаковой площади этажа по мере увеличения ширины здания;
- отрицательные значения получаются, когда более эффективная квадратная форма преобразуется в прямоугольную форму с большим значением площади ограждающих конструкций;
- эффективность увеличения ширины здания дает уменьшение площади вертикальных ограждающих наружных конструкций до 47%, сокращается количество теплопотерь и общая стоимость здания, так как их стоимость является 1/3 общей стоимости здания;

Таким образом, при ширине здания 12 м рекомендуется принимать длину не менее 120м.

Также надо отметить, что выступающие по периметру здания элементы снижают энергетическую эффективность в связи с тем, что выступы здания искажают и разрушают симметрию температурного и скоростного полей [3, с.12].

Здания, приближенные к прямоугольной призме или цилиндру имеют наиболее эффективные показатели по стандарту «пассивного» дома [3, с.12]. То есть здание, имеющее форму прямоугольной призмы, будет обладать самыми эффективными показателями по «энергоэффективному» стандарту.

В ходе анализа и сравнения теплопотерь трёх геометрических форм здания: кубического, трехэтажного прямоугольного и одноэтажного вытянутого здания - отмечается, что теплопотери зданий, имеющих одинаковую отапливаемую площадь и объем, значительно отличаются [1, с.111-114].

Анализ отношения площади тепловых потерь дома (наружных стен, крыши и пола под фундаментом) к его полезной площади дает оценку эффективности геометрической конструкции здания в аспекте тепловых потерь. Выявлено, что при расходе потерь тепла 100% для кубического трехэтажного здания, 117% - составляют расходы тепла трехэтажного здания прямоугольной формы.

Следовательно, наиболее низкий уровень теплопотерь можно наблюдать в многоэтажных зданиях с высокой компактностью. Таким образом, теплопотери здания увеличиваются в зависимости от высоты здания. Этому способствует понижение температуры и увеличение скорости ветра по высоте здания [4, с.32; 6, с.8-9; 2, с.27].

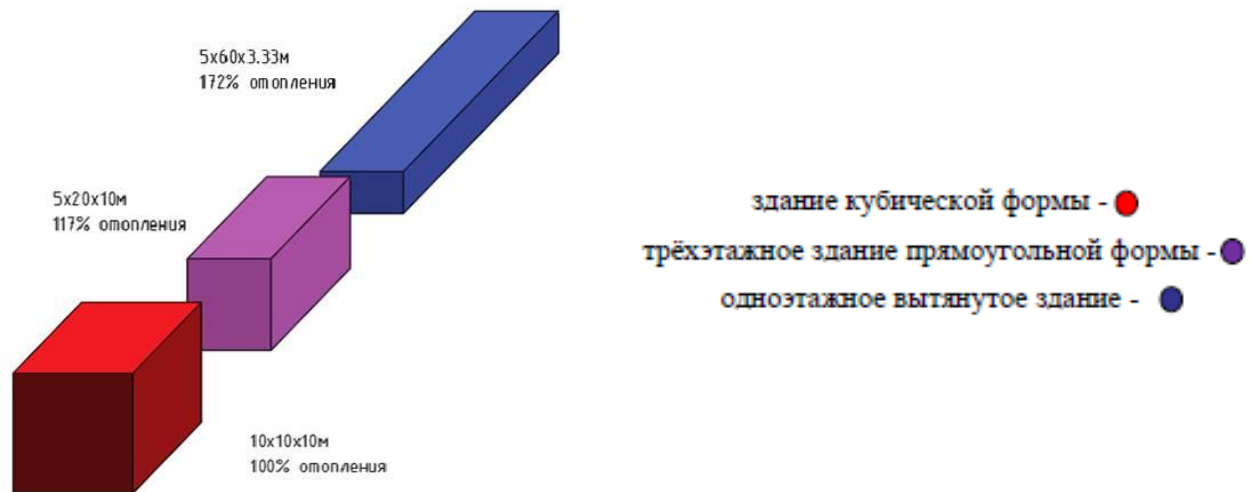


Рис. 2. Сравнительная диаграмма теплопотребления:

Оптимизация теплоэнергетического воздействия наружного климата на тепловой баланс здания за счет выбора его формы и ориентации даст следующие результаты :

- для наиболее холодной пятидневки – снижение установочной мощности системы отопления;
- для отопительного периода – снижение затрат теплоты на отопление;
- для самого жаркого месяца – снижение установочной мощности системы кондиционирования воздуха;
- для периода охлаждения – снижение затрат энергии на охлаждение здания;
- для расчетного года – снижение затрат энергии на обогрев и охлаждение здания.

Выводы

Исходя из перечисленного, можно сделать вывод, что наиболее приемлемы при проектировании энергоэффективных жилых зданий с наименьшими теплопотерями и низкой материалоемкостью имеют здания в форме длинного параллелепипеда с уменьшением изрезанности фасадов. Неблагоприятной формой являются здания башенной формы - для таких зданий свойственна наибольшая энергоемкость.

Правильная геометрия формы, ориентации и размеров здания дает возможность в теплый период года уменьшить воздействие солнечной радиации на оболочку здания, и, следовательно, снизить затраты на его охлаждение. С помощью этого происходит улучшение экологической составляющей, уменьшение эксплуатационных затрат, благодаря чему здание становится более привлекательным для строительства.

Таким образом:

- при проектировании архитектурных и объемно-планировочных решений современных зданий необходимо принимать во внимание объемную пластику фасадов, оптимизировать форму зданий путем уменьшения площади наружных ограждающих конструкций с целью снижения тепловых потерь через них;
- при разработке конструктивных решений и утепления наружных стен и фасадов многоэтажных зданий необходимо учитывать изменение природно-климатических факторов по высоте здания.

Основными архитектурно-планировочными и объемно-пространственными решениями, направленными на энергосбережение, являются:

- выбор оптимальной формы зданий, характеризующейся пониженным коэффициентом компактности и обеспечивающим минимальные теплопотери в зимний период

и минимальные теплопоступления в летний период года;

- выбор оптимальной ориентации зданий по сторонам света с учетом господствующего направления ветра в зимний период с целью нейтрализации отрицательного воздействия климата на здания и его тепловой баланс;
- сокращение площади наружных ограждающих конструкций путем уменьшения периметра наружных стен за счет отказа от изрезанности фасадов, выступов, западов и т. п. «архитектурных проемов» (отношение периметра наружных ограждающих конструкций к площади этажа);
- максимальное использование естественного освещения помещений для снижения затрат электрической энергии.

Библиография

1. Волков А.А., Гиясов Б.И., Челышков П.Д., Седов А.В., Стригин Б.С. Оптимизация архитектуры и инженерного обеспечения современных зданий в целях повышения их энергетической эффективности.//Научнотехнический вестник Поволжья. 2014, № 6, - с.111-114.
2. Гиясова И.В. Пути повышения энергоэффективности современных зданий городского типа. Инженерный вестник Дона, №3 (2020). –с.27-35 .
3. Рубцова, М.В., Семенова, Э.Е. Учет влияния формы здания на его энергоэффективность // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. 2021. №2 (36). -с.10-15.
4. Самарин О.Д. Нормирование энергопотребления здания с учетом теплопоступлений от солнечной радиации. // Жилищное строительство. 2013, № 1, -с. 32 – 33.
5. Семенова, Э.Е.; Тютюрев, А.А. Исследования зависимости энергоэффективности здания от геометрической формы / Э.Е. Семенова, - Текст : непосредственный // Научный вестник ВГАСУ. Высокие технологии. Экология. - 2011. - № 1. - с. 102-104.
6. Табунщиков Ю. А., Бродач М. М., Шилкин Н. В. Энергоэффективные здания. -М.: АВОК-ПРЕСС, 2003. -с.8-10.

**HÖRMƏTLİ XANLAR MÜƏLLİM!
JURNALIN REDAKSIYA HEYƏTİ SİZİ YENİ UĞURLARINIZ MÜNASİBƏTİ İLƏ
TƏBRİK EDİR.**



2023-cü ildə London şəhərində İntechOpen Beynəlxalq nəşriyatında nəşr olunan **“Reinforced Concrete Structures - Innovations in Materials, Design and Analysis”** (Dəmir-beton konstruksiyalar. Materialların, layihələndirmənin və təhlillərin yenilikləri) kitabında Azərbaycan İnşaat və Memarlıq Elmi-Tədqiqat İnstitutunun “Tikinti konstruksiyaları və kommunikasiyalar üzrə normalar” şöbəsinin müdiri texnika elmləri doktoru, professor Xanlar Qurban oğlu Seyfullayevin **“Dəmir-beton elementlərin hesablanması üçün yeni nəzəri əsasları”** elmi əsəri çap olunmuşdur.

Elmi əsər 2017-2020-ci illərdə Dövlət Şəhərsalma və Arxitektura Komitəsinin sifarişi ilə AzİMETİ-də yerinə yetirilən elmi-tədqiqat işlərinin yekun nəticələrinə həsr olunub.

Elmi əsərdə beton və dəmir-beton konstruksiyaların qüvvədə olan əsas hesablama metodları təhlil olunmuş və AzDTN 2.16-1 “Beton və dəmir-beton konstruksiyalar. Layihələndirmə normaları” normativ sənədində verilmiş hesablama metodlarının dünyada qəbul olunan klassik mexanikanın qeyri-xətti deformasiya modeli əsasında təkmilləşdirilməsi yolları tədqiq olunmuşdur.

Qeyri-xətti deformasiya modeli əsasında dəmir-beton elementlərinin birinci və ikinci qrup həddi-hallara hesablanması üçün yeni nəzəri əsaslarla təkmilləşdirilməsi layihələndirmə və elmi - tədqiqat işləri ilə məşğul olan mütəxəssisləri üçün elmi - praktiki əhəmiyyətli materialdır.

Hal-hazırda AzDTN 2.16-1 “Beton və dəmir-beton konstruksiyalar. Layihələndirmə normaları” normativ sənədinin yeni redaksiyasında kitabda təklif olunmuş qeyri-xətti deformasiya modelinin tətbiqi üzərində iş aparılır.

Kitab ilə AzİMETİ-nin elmi kitabxanasında tanış olmaq olar.