

**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

**Təsisçi :**

**AZƏRBAYCAN RESPUBLİKASI**  
**DÖVLƏT ŞƏHƏRSALMA VƏ**  
**ARXİTEKTURA KOMİTƏSİ**

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

**Hüquqi ünvanı :**

**Az 0014, Bakı ş.**  
**M.Füzuli küç. 65**

**Əlaqə telefonları:**

**(012) 597 51 46 (əlavə 205)**

**E-mail:**

[elmikatib@azimeti.az](mailto:elmikatib@azimeti.az)  
[azimeti\\_elmikatib@mail.ru](mailto:azimeti_elmikatib@mail.ru)

**Kompüter dizaynı:**

**Abdurahmanova A.İ.**

**MÜNDƏRİCAT**

*Dayanıqlı inkişaf üçün "Ağıllı şəhərlər"*

*I ümumrusiya forumu* ..... 2

*Seyfullayev X.Q. Mərkəzdənxiaric sıxılan dəmir - beton elementlərin hesablanmasına həddi – hallara yeni baxışların tətbiqi*..... 4

*Шокарев В., Габиров Ф., Шокарев А., Посыпайко В.*

*Оценка состояния просадочного основания проектируемого многоэтажного здания после длительной консолидации от воздействия глубоких гидровзрывов* .....22

*Yusifov N.R., Əliyev Z.B., Yusifov Y.N.*

*"landmark III" ofis binasının zəlzələdavamlılığının qiymətləndirilməsi* .....34

*Əkbərova S.M. Ventilyasiya olunan hava təbəqəli*

*fasadların optimal konstruktiv həllərinin analizi* 39

## DAYANIQLI İNKİŞAF ÜÇÜN “AĞILLI ŞƏHƏRLƏR” I ÜMUMRUSİYA FORUMU

(16 oktyabr 2018-ci il, Moskva ş., texnopark “Сколково”)

Forumun təşkilatçıları:

Rusiya Tikinti Nazirliyi, Tikintidə normalaşdırma, standartlaşdırma və texniki qiymətləndirmənin uyğunlaşdırılması federal mərkəzi, “Rusatom. İnfrastruktur həllər”, Microsoft.CityNext, TK 465 “Tikinti”, İSO /TK 268 “Şəhərlərin və yaşayış məskənlərinin dayanıqlı inkişafı”, İSO/TK 59 “Binaların tikintisi” və s.

Forumda aşağıdakı istiqamətlərdə müzakirələr aparılıb:

- ağıllı, deməli dayanıqlı. SMART CITY – qlobal çağırışlara cavab kimi;
- ağıllı şəhər və regionların transformasiyasında süni intellekt;
- gələcək şəhərlərin universal dili - ağıllı şəhərlərin standartları;
- uzunömürlü və dayanıqlı şəhərlərin yaradılması texnologiyası;
- davamlı inkişaf üçün ağıllı şəhərlər;
- davamlı planlaşdırma və layihələndirmə;
- ağıllı infraqururktura və kommunal xidmətlər;
- şəhərlərin rəqəmsal transformasiyası. Rusiya və dünya təcrübəsi.

Forumun əsas məqsədi Rusiya, Kanada, Fransa, Yaponiya, İngiltərə, Belçika və Çin kim dövlətlərin “ağıllı şəhərləri” və “informasiya mərkəzləri” arasındakı əlaqələrin öyrənilməsi və ölkələrin davamlı inkişafı üzrə təcrübə mübadiləsinin aparılması olmuşdur.

“Ağıllı şəhərləri” və “informasiya mərkəzləri”ni birləşdirməklə dayanıqlı inkişafın idarə olunması üçün təcrübə mübadiləsinin aparılması üzrə layihənin nizamnaməsini Çin və Fransa dövlətlərinin mütəxəssisləri hazırlamışlar.

Forumun işində Rusiyanın və dünyanın bir çox ölkələrinin alimləri, görkəmli mütəxəssisləri, ağıllı şəhərlərin standartlaşdırılması üzrə beynəlxalq ekspertlər, Rusiya və dünya şəhərlərinin adminstrasiyasının nümayəndələri iştirak etmişlər.



Dayanıqlı inkişaf üçün “Ağıllı şəhərlər” I ümumrusiya forumunda və forum çərçivəsində təşkil olunmuş “Açıq innovasiyalar” sərgisində Azərbaycan İnşaat və Memarlıq Elmi-Tədqiqat İnstitutunun direktoru cənab Abdü Nazim oğlu Qarayev iştirak etmişdir.



Sərginin ən maraqlı panellərindən biri Microsoft. CityNext “Rəqəmsal şəhərlər və regionların gələcəyi” panelində aşağıdakı məsələlər işıqlandırılmışdır:

- şəhər mühitinin inkişafının modelləşdirilməsi;
- qurğuların layihələndirilməsi;
- internet vasitəsilə mühəndis sistemlərinə xidmət;
- bina komplekslərinin idarəolunma sistemi;
- ağıllı enerji və istilik sistemləri;
- nəqliyyat sistemlərinin idarəolunması üçün kompleks həllər;
- intellektual nəqliyyat sistemləri.

Tikinti kompleksinin texniki tənzim olunma problemləri, Beynəlxalq İSO standartlarının şəhərlərin inkişafında rolu, “Local 2030” innovasiya şəbəkəsində “şəhərlərin dayanıqlı inkişaf mexanizmi”, şəhərlərin transformasiyasında hüquqi, texniki, təşkilatı və maliyyə problemlərinin həlli məsələləri üzrə diskussiyalar sərgi və forum iştirakçıları tərəfindən maraqla qarşılanmışdır.

UOT 620.172.242.001.57

**MƏRKƏZDƏNXARİC SİXILAN DƏMİR-BETON ELEMENTLƏRİN  
HESABLANMASINA HƏDDİ-HALLARA YENİ BAXIŞLARIN TƏTBİQİ**

*t. e. d., prof. X.Q. Seyfullayev Azərbaycan İnşaat və Memarlıq Elmi-Tədqiqat İnstitutu*

**ПРИЛОЖЕНИЕ НОВЫХ ПОНЯТИЙ О ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЯХ К  
РАСЧЕТУ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

*д.т.н., проф. X.K. Сейфуллаев Азербайджанский НИИ Строительства и Архитектуры*

**APPLICATION OF NEW VISIONS IN LIMITING STATES TO THE CALCULATION OF  
ECCENTRICALLY LOADED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS**

*doctor of tech. sciences, prof. Kh.K.Seyfulullaev Azerbaijan Scientific-Research Institute of  
Construction and Architecture*

**Xülasə:** Məqalədə dəmir-beton üzrə normativ sənəd AzDTN 2.16-1 ilə Avrokodlar arasında olan uyğunsuzluqlara baxılır və onların aradan qaldırılması yolları həll olunur.

Bu uyğunsuzluqlara aid edilir: dəmir-beton elementlərin həddi-hallarına olan baxışların müxtəlifliyi və onların nəticəsində yaranan yanlış hesablama nəticələri, hesablama metodikaların müxtəlifliyi, qeyri-xətti həllərin xəttiləşdirmə qaydaları, betonun hal diaqramlarına betonun deformasiya və möhkəmlik xarakteristikalarının daxil edilməsi nəticəsində alınmış həllərin dəqiqləşdirilməsi və s.

Betonun hal diaqramlarının işçi formaya salınması ilə qeyri-xətti deformasiya modeli təkmilləşdirilmişdir.

Bütün uyğunsuzluqların aradan qaldırılması nəticəsində AzDTN 2.16-1-in aktualaşdırılmış variantı hazırlanmalıdır.

**Açar sözlər:** uyğunsuzluqlar, AzDTN 2.16-1, Avrokod, həddi-hal, hesablama metodikası, mərkəzdənxaric sıxılma, eksentrisitet.

**Аннотация:** В работе рассмотрены нестыковки между нормативами по железобетону AzDTN 2.16-1 и Еврокодов и даны решения для их устранения.

К этим нестычкам относятся: различия взглядов о предельном состоянии железобетонных элементов, что приводит к неверным результатам, различные методики расчета, способы линеаризации нелинейности задачи, введение деформационных и прочностных характеристик бетона в диаграммах состояния бетона и т.д.

Приводя в рабочие формы диаграммы состояния бетона, нелинейная деформационная модель совершенствуется.

На основании этих изменений, предлагается разработать актуализированных вариант AzDTN 2.16-1.

**Ключевые слова:** нестыковка, AzDTN 2.16-1, Еврокод, предельное состояние, методика расчета, внецентренное сжатие, эксцентриситет.

**Summary:** The paper discusses the inconsistencies between the regulations for reinforced concrete AzDTN 2.16-1 and Eurocodes and provides solutions to address them.

These inconsistencies include: differences of views on the limiting state of reinforced concrete elements, which leads to incorrect results, various methods of calculation, methods for linearization of the problem of nonlinearity, the introduction of deformation and strength characteristics of concrete in the diagrams of concrete, etc.

By bringing the concrete state diagrams into working forms, the nonlinear deformation model is being improved. On the basis of these changes, it is proposed to develop

an updated version of AzDTN 2.16-1.

**Key words:** inconsistency, AzDTN 2.16-1, Eurocode, limit state, method of calculation, eccentrically loading, eccentricity.

Dəmirbeton elementlərin qüvvədə olan mövcud normativ sənəd AzDTN 2.16-1 ilə eyniadlı dəmirbeton üzrə avropa ölkələrinin normativ sənədlərilə bir sıra uyğunsuzluqlar vardır [5] və bu uyğunsuzluqların dəmirbeton elementlərin həddi-hallara baxışlarda və hesablama metodikalarında olduğunu böyük rus alimləri К.Е.Тал və А.А.Гвоздев dəfələrlə qeyd etmişdirlər. Bu uyğunsuzluqlar özünü kiçik eksentrisitetlə sıxılan elementlərin həddi-hallara hesablamalarında aşkar şəkildə büruzə vermişdir [5]. Bütün aparılan nəzəri araşdırmalar nəticəsində dəmirbeton elementlərin qeyri-xətti deformasiya modeli əsasında yeni baxışlarla hesablanması zərurəti yaranmışdır.

Məsələnin həllərinə deformasiyaya ugrayan bərk cism mexanikasının ümumi qaydaları tətbiq olunmaqla, yəni məsələlərin üç tərəfi: statika, deformasiya (həndəsi) və fiziki tərəfləri araşdırıldıqdan sonra qeyri-xətti deformasiya modeli əsasında betonun hal diaqramlarını mövcud qaydada hissə-hissə xəttləşdirmək nəticəsində milli tikinti normaları avropanın, məsələn Fransanın BAEL-85 ilə tamamilə uyğunlaşdırılması həyata keçirilmişdir.

Mərkəzdən xaric sıxılan elementlərin həddi-hallarda möhkəmliyə görə hesablanma metodikasında aşağıdakı hallara baxılır:

-təzyiq mərkəzi, yəni normal qüvvənin tətbiq nöqtəsi kəsiyin dartılan və sıxılan armaturların mərkəzlərini birləşdirən xətdən kənaradır (yəni kəsik sahəsindən kənar da yerləşir).

-təzyiq mərkəzi kəsiyin dartılan və sıxılan armaturların ağırlıq mərkəzlərini birləşdirən xətt daxilindədir (kiçik eksentrisitetlə sıxılan dəmirbeton elementlər)

Fransız norması BAEL-85-ə görə yuxarıdakı hesablama halları kəsiyin bir hissəsi və tamamilə sıxılan olmaqla təyin olunur. Kəsiyin bir hissəsi sıxılır və digər hissəsi dartılan hallar əyilmə kimi baxılır və əyilən elementlərin hesablama metodikasından istifadə olunur. Kəsik tamamilə sıxıldıqda isə hesablama metodikası fərqli alınır və yeni metodika hazırlanmalıdır.

BAEL-85-ə görə hesablamanın birinci halı aşağıdakı şərt yoxlanılmaqla təyin olunur:

Əgər düzbucaqlı kəsik üçün

$$N(h_0 - a') - M_1 \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{a'}{h}\right) R_b b h^2;$$

T şəkilli kəsiklər üçün

$$N_r(h_0 - a') - M_r \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{a'}{h}\right) R_b b h^2$$

Burada:  $N_r = N - (b - b_o)h_o R_b$ ;

$$M_r = M_1 - (b - b_o)\left(h_0 - \frac{h_r}{2}\right)R_b$$

şərtləri ödənilirsə, onda kəsiyin yalnız bir hissəsi sıxılır.  $M_1$ -isə dartılan armaturun ağırlıq mərkəzinə nəzərən xarici yüklərin momentidir.

Hesablamalarda iki hala baxılır:

1)  $\xi_R \leq \xi < 1$ , yəni kəsiyin bir hissəsi dartılır.

2)  $1 \leq \xi \leq \infty$ , yəni kəsik tamamilə sıxılır.

Bu hallara ayrılıqda baxılır.

1) **En kəsiyin bir hissəsi sıxılan və digər hissəsi dartılan mərkəzdən xaric sıxılan elementlərin hesablanması** ( $\xi_R \leq \xi < 1$ ).

$$\text{Əgər: } N(d - c_1) - M_1 \geq (0,5h - c_1)R_b b h$$

$$\text{Və yaxud: } \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) R_b b h < N(d - c_1) - M_1 < (0,5h - c_1) R_b b h$$

Şərtləri ödənilirsə, hesablamalar kəsiyin tam sıxılması halı üçün aparılır. Bu hala [5] işində baxılaraq, ədədi misallar yerinə yetirilməlidir.

Araşdırmalar göstərmişdir ki, AzDTN 2.16-1-də dartılan armaturlarda yaranan gərginliyin təyini üçün təklif olunan aşağıdakı empiric düstur kəsiyin bir hissəsi dartıldıqda,  $\sigma_s = R_s \left(2 \frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1\right)$ , yəni birinci hal üçün avropa ölkələrinin normativ sənədlərində qəbul olunmuş metodikaya uyğundur, lakin kəsik tam sıxıldıqda isə alınmış nəticələr tamamilə fərqlidir və kəsik tamamilə sıxıldıqda hesablanma metodikası yenidən işlənməlidir.

İndi isə qeyri-xətti deformasiya modeli əsasında mərkəzdən xaric sıxılan elementlərin mexanikanın ümumi qaydaları əsasında hesablanmanın nəticələrinin əldə olunmasına baxılır.

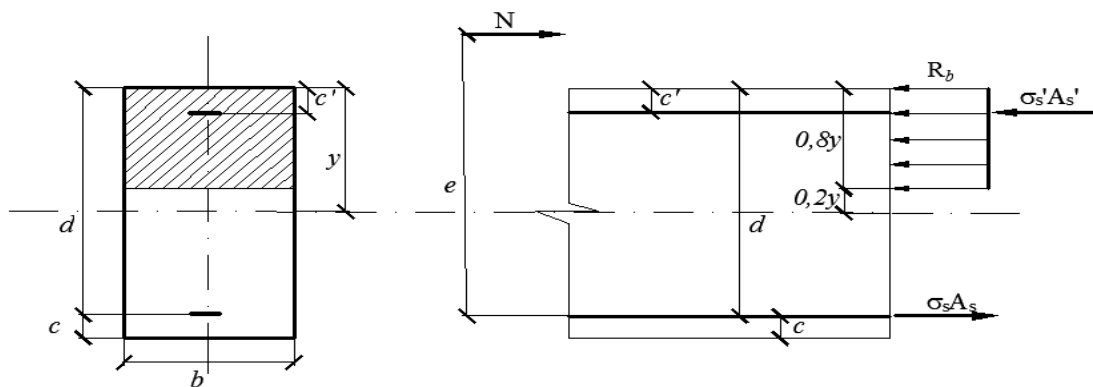
a) Məsələnin statika tənlikləri aşağıdakı şəkildə əldə olunmuşdur:

$$M = \int_{A_b} \sigma_b b y d y + \int_{A'_s} \sigma_s' (y - a') d A_s' + \int_{A_s} \sigma_s (h_o - y) d A_s;$$

$$N = \int_{A_b} \sigma_b b d y + \int_{A'_s} \sigma_s' d A_s' - \int_{A_s} \sigma_s d A_s;$$

b) Kirxhoff-Lyav fərziyyəsi əsasında xətti deformasiya diaqramından istifadə olunaraq beton və armaturlarda yaranan deformasiyalar arasında əlaqələr yaradılır və  $\mathcal{E}_{b_2}$ -yə uyğun armaturlardakı deformasiyalar  $\mathcal{E}_s$  və  $\mathcal{E}'_s$  təyin olunurlar.

c) Materialların hal diaqramlarının ikixətli; üçxətli və əyrixətli formalarından istifadə edərək, gərginliklər və deformasiyalar arasında əlaqələr yaradılır. Bununla da məsələnin həndəsi və fiziki tərəfləri birləşdirilir. Materialların hal diaqramlarının riyazi ifadələri AzDTN 2.16-1-də verilmişdir.



**Şəkil 1.** Mərkəzdən xaric sıxılmada hesablama halının birinci variantı

Betonun sıxılan zonasındakı işi ən sadə formada ikixətli hal diaqramından istifadə etməklə nəzərə alınır. Bu diaqram əsasında BAEL-85 beton üzrə normativ sənəddə nəzərə alınmış və hesablamaların nəticələri dəmir-beton elementlərin həddi-halda möhkəmliyə görə hesablama üsulunun yaradılmasına və bu üsulun təcrübələrlə təsdiq olunması СНИП 52.01-2003 normativ sənədin meydana çıxmasına səbəb olmuşdur.

AzDTN 2.16-1 ilə avropa ölkələrinin eyniadlı dəmir-beton üzrə normativ sənədlər arasında dəmirbeton elementlərin həddi-hallarına baxışlar və hesablama metodikaları arasında olan fərqlərin aşkar edilib onların aradan qaldırılması yollarını ətraflı nümayiş etdirmək məqsədilə məsələnin yuxarıda şərh olunmuş elastiklik nəzəriyyəsi qaydaları daxilində həll olunmasına baxılır.

Betonun hal diaqramını əvvəlcə ikixətli formada qəbul edərək deformasiyalar arasında əlaqələr düzxətli deformasiya diaqramından təyin olunur və yuxarıdakı inteqrallama əməliyyatları aparıldıqdan sonra aşağıdakı həllər alınır [12]

$$\begin{cases} M = \frac{R_b b y^2}{2} \left(1 - \frac{1}{3} k_o^2\right) + \sigma_s A_s (h_o - y) + \sigma_s A_s' (y - a'); \\ N = R_b b y \left(1 - \frac{k_o}{2}\right) - \sigma_s A_s + \sigma_s' A_s' \end{cases}$$

Burada  $y_o = k_o y$ ;  $k_o = \frac{\varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b,max}}$ ;  $\varepsilon_{b1} = \frac{\varepsilon_{b,max} y}{y_o}$  qəbul olunmaqla inteqrallama əməliyyatları betonun ikixətli hal diaqramının hər iki məntəqəsinə görə aparılmaqla yuxarıdakı xətti cəbri tənliklər sistemi əldə olunmuşdur.

Texniki ədəbiyyatlarda bəzi müəlliflər [7] betonun sıxılan zonasında elastik və plastik deformasiyaların yaranma səviyyəsi  $y_o$  təyin olunmadan inteqrallama əməliyyatlarını sıxılan zonanın bütün sahəsi üzrə apardıqlarından, yekun cəbri tənliklər sistemi qeyri- xətti alınaraq, elastiklik nəzəriyyəsinin ümumi qaydalarına əməl olunmamışdır. Məsələnin başlanğıc şərtləri süni olaraq təhrif olunmuş olur, alınmış nəticələr yarım əsrdən çox dəmirbeton elementlərin hesablanması istifadə olunan həddi-hallara görə hesablanma üsuluna uyğun gəlmir və əsasən də məlum olan təcrübi eksperimental nəticələr ilə uyğunlaşmır [10], hətta tədris kitabları ilə uyğunlaşmayaraq, gözə görünən nəticələr gözə külfürməklə təhrif olunurlar.

Ədəbiyyatlardan məlumdur ki, elastik deformasiyaların səviyyəsini göstərən  $k_o$  əmsalı 0,167-dən 1,0-ə qədər betonun sıxılan zonasının xarakteristikalarından asılı olaraq dəyişir. Fransanın və digər avropa ölkələrinin dəmir beton- üzrə normativ sənədlərində  $k_o = 0,2$  qəbul olunaraq, sıxılan zonanın hündürlüyü  $x = 0,8 \cdot y$  qəbul olunmuşdur və betonun elastik deformasiyaları plastik deformasiyalara nisbətən kiçik olduğundan  $k_o^2$  sıfıra bərabər qəbul olunur. Onda həddi-halda möhkəmlik şərtləri aşağıdakı kimi alınır:

$$\begin{cases} M = \frac{R_b b y^2}{2} + \sigma_s A_s (h_o - y) - \sigma_s' A_s' (y - a'); \\ N = 0,9 R_b b y - \sigma_s A_s + \sigma_s' A_s' \end{cases}$$

Bu tənliklər neytral oxla nəzərən tərtib olunmuşdur. Lakin praktik hesablamalarda dəmirbeton əylən elementlərin hesablama sxemi yuxarıdakı tənliklərə əsasən seçilir və moment tənliyi dartılan armaturun ağırlıq mərkəzinə nəzərən tərtib olunmaqla, elastik deformasiyalar nəzərdən atıldıqdan sonra hesablama metodikası sadələşdirilir (şəkil 1) [10]

$$\begin{cases} M = 0,8 R_b b y (h_o - 0,4 y) + \sigma_s' A_s' (h_o - a') \\ N = 0,8 R_b b y + \sigma_s' A_s' - \sigma_s A_s \end{cases}$$

AzDTN 2.16-1 əsasən, mərkəzdən xaric sıxılan elementlərin həddi-halda möhkəmliyə hesablanması, qəbul edilmiş işarələmələrə görə aşağıdakı kimi yazılır [2,3]:

$$M = R_b b x (h_o - 0,5 x) + R_{sc} A_s' (h_o - a');$$

$$N = R_b b x + R_{sc} A_s' - \sigma_s A_s$$

Sıxılan zonanın nisbi həddi hündürlüyü aşağıdakı kimi təyin olunur:

a) Fransanın BAEL-85-ə görə

b) AzDTN 2.16-1-ə görə

$$\xi_u = \frac{y_u}{h_0} = \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon_{sl}}{\varepsilon_{b2}}}$$

$$\xi_R = \frac{x}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{sl}}{\varepsilon_{b2}}}$$

Yuxarıdakı düsturların müqayisəsindən aydın olur ki, hər iki normativ sənəddə sıxılan zonanın hündürlüyü  $x = 0,8 \cdot y$  qəbul olunmalıdır ki, nəticələr eyni olsun, əks halda hesablama nəticələri  $\xi_u$  və  $\xi_R$  düsturlarını ödəməyəcəkdir.

Müqayisələr əsasında hesablama metodikasında aşağıdakı fərqlər yaranır.

-Sıxılan zonanın hündürlüyü AzDTN 2.16-1-də  $x$ , BAEL-85-də  $x = 0,8 \cdot y$  qəbul edilmişdir. Bu fərq  $\xi_u$  və  $\xi_R$  -də nəzərə alındığından hesablama nəticələri  $\xi = \xi_R$  olduqda eyni alınmışdır.

-AzDTN 2.16-1-də həddi-halda sıxılan və dartılan armaturlarda gərginliklər müvafiq olaraq  $R_s$  və  $R_{sc}$  qəbul olunmuşdur ki, bu da  $\xi > \xi_R$  şərtlərində  $\sigma_s < R_s$  alınması məsələlərin həllərində bir sıra uyğunsuzluqlara səbəb olur. AzDTN 2.16-1 sənədində dartılan armaturlarda gərginliyin təyini üçün aşağıdakı empirik düstur təklif olunmuşdur.

$$\sigma_s = R_s \left[ 2 \frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1 \right]$$

BAEL-85-də isə armaturlardakı gərginliklərin qiymətləri düzxətli deformasiya diaqramının köməkliliyi ilə armaturlarda yaranan gərginliklərin qiymətləri deformasiyaya görə həddi- halda  $\varepsilon_b = \varepsilon_{b2}$  şərtindən təyin olunurlar:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{b2} \frac{h_0 - y}{y}; \quad \varepsilon'_s = \varepsilon_{b2} \frac{y - a'}{y}$$

Dartılan armaturlarda gərginlik  $\sigma_s$  armaturun hal diaqramından  $\varepsilon_s$ -ə görə təyin olunur, burada iki hal ola bilər:

$$\varepsilon_s < \varepsilon_{sl} \text{ olduqda } \sigma_s = \varepsilon_s E_s = 2 \cdot 10^5 \varepsilon_s \quad \text{MPa}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{sl} \text{ olduqda; } \sigma_s = R_s \text{ qəbul olunur.}$$

Dartılan armaturlarda yaranan gərginliyin təyini AzDTN 2.16-1-ilə uyğunlaşmadığından məsələnin praktik həllərində bir sıra yanlış nəticələrin alınmasına səbəb olur [5].

Məsələnin həllinin BAEL-85 ilə aparılması daha doğru və əsaslıdır, çünki o elastiklik nəzəriyyəsinin ümumi qaydaları ilə həll olunmasına əsaslanmışdır.

Əksər hallarda əyilən elementlərin hesablanması heç bir fərq alınmır. Mərkəzdən xaric sıxılan elementlərin hesablama metodikasında [8] işini nəzərə alaraq, AzDTN 2.16-1 ilə müqayisəsi nəzərdən keçirilir.

Həllədiçi cəbri tənliklər sisteminə aşağıdakı yeni işarələmələr daxil etməklə məsələnin həllini sadə əyilmədə alınan cəbri tənliklərə gətirilir.

$$N + \sigma_s A_s = A_1 R_s; \quad A'_s = A'_1; \quad N \cdot e = M_1$$

Onda mərkəzdən xaric sıxılmada (dartılmada) həllədiçi cəbri tənliklər aşağıdakı şəkli alır.

$$M_1 - A'_1 \sigma'_s (h_0 - a') = 0,8 R_b b y (h_0 - 0,4 y)$$

$$0,8 R_b b y + \sigma'_s A'_s = A_1 R_s$$

Sadə əyilmədə olduğu kimi ikiqat armaturlamada yuxarıdakı tənliklərdə  $y = y_u$  qəbul etməklə armatur sahələri  $A_1$  və  $A'_1$  təyin olunurlar.



$$A'_1 = \frac{M_1 - 0,8R_b b y_u (h_0 - 0,4y_u)}{\sigma'_s (h_0 - a')}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_s} [0,8R_b b y_u + \sigma'_s A'_1]$$

Əyilən elementlərin ikiqat armaturlanmasında olduğu kimi  $\sigma'_s = \sigma_s = R_s$  qəbul olunur.

Neytral qatın səviyyəsini tapmaq məqsədilə ilkin tənliklər sistemindən  $\sigma'_s A'_s$  ifadəsini tənlikdən əvəz etmə yolu ilə çıxartmaq lazımdır. Onda  $\sigma'_s A'_s = A_1 R_s - 0,8R_b b y$  olduğunu ikinci tənlikdə yazdıqdan sonra aşağıdakı ifadə əldə olunur:

$$N \cdot e - (A_1 R_s - 0,8R_b b y)(h_0 - a') = 0,8R_b b y (h_0 - 0,4y)$$

Buradan sıxılan zonanın hündürlüyü “y” təyin olunur.

$$N \cdot e - A_1 R_s (h_0 - a') = 0,8R_b b y (h_0 - 0,4y) - 0,8R_b b y (h_0 - a')$$

$$N \cdot e - A_1 R_s (h_0 - a') = -0,32R_b b y^2 + 0,8R_b b a' y$$

$$0,4y^2 - a' y + \frac{N e - A_1 R_s (h_0 - a')}{0,8R_b b} = 0$$

Və yaxud  $\xi = \frac{y}{h_0}$  qəbul etməklə sıxılan zonanın nisbi hündürlüyü aşağıdakı kvadrat tənliyi həll etməklə təyin olunur.

$$\xi^2 - 2,5 \frac{a'}{h_0} \xi + \frac{N \cdot e - A_1 R_s (h_0 - a')}{32R_b b h_0^2} = 0$$

$\xi$  –nin təyin olunmuş qiymətinə görə  $\mathcal{E}_s$  deformasiyası hesablanır və armaturun hal diaqramından  $\mathcal{E}_s$ -ə müvafiq  $\sigma_s$  gərginliyi təyin olunur. Hesablama yenidən təkrar olaraq  $\xi$  –yə görə aparılır.

$$A'_1 = \frac{N \cdot e - 0,8R_b b h_0^2 \xi (1 - 0,4\xi)}{\sigma'_s (h_0 - a')}$$

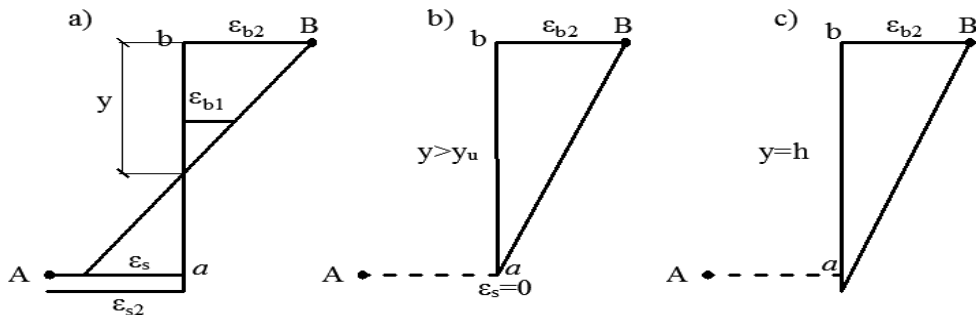
$$A_1 = \frac{1}{R_s} (0,8R_b b h_0 \xi + R_{sc} A'_s)$$

Baxılan mərkəzdən xaric sıxılma halı üçün tələb olunan armaturun sahələri aşağıdakı kimi təyin olunacaqdır:

$$A'_s = A'_1; \quad A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left( A_1 R_s - \frac{N}{100} \right)$$

Bu halda  $\xi$ -yə müvafiq təyin olunan  $\mathcal{E}_s < \mathcal{E}_{sl}$  olduqda, armaturun hal diaqramından  $\sigma_s = \mathcal{E}_s E_s$  düsturu ilə dartılan armaturda gərginlik  $\sigma_s$  hesablanır. Onda AzDTN 2.16-1-də  $\sigma_s$  üçün təklif olunan empirik düsturdan istifadə olunmasına ehtiyac olmadığını göstərir. Bu alqoritm ilə mərkəzdən xaric sıxılan elementlərin hesablanma misalları aşağıda təqdim olunacaqdır.

Burada  $\sigma_s < R_s$  olduğu nəzərə alınaraq, mərkəzdən xaric sıxılmada hesablamalar aparılır. Yuxarıda baxılan hesablama metodikası əyilmədə qəbul olunan həddi-hallara uyğundur.



Əyilmədə həddi-hallara müvafiq hesablanmanın ikinci halı  $\xi_R \leq \xi \leq 1$  olduqda da doğrudur;  $\xi > 1$  olan hallar sıxılmada həddi-hallara müvafiq hesablama metodikası işlənmişdir.

**Misal həlli.** Kəsiyi düzbucaqlı olan mərkəzdən xaric dartılmada  $N = 160 \text{ KN}$ ,  $M_G = 125 \text{ KNm}$  olduqda, armatur sahələrinin təyin olması tələb olunur.

Kəsiyin ölçüləri  $bh = 25 \times 60 \text{ sm}$ ,  $a = 4 \text{ sm}$ ,  $h_0 = 56 \text{ sm}$ , Beton B25 ( $R_b = 14,5 \text{ MPa}$ ) armatur A400 ( $R_s = R_{sc} = 350 \text{ MPa}$ )

Normal qüvvənin eksentrisiteti təyin olunur:

$$e_0 = \frac{M_G}{N} = \frac{125}{160} = 0,78 \text{ m} = 78 \text{ sm};$$

Armaturun ağırlıq mərkəzinə nəzərən əyici moment

$$M_1 = M_G - N \cdot e_0 = 125000 - 160000 \cdot 0,26 = 83400 \text{ Nm}$$

$$A_0 = \frac{M_1}{R_b b h_0^2} = \frac{83400}{14,5 \cdot 25 \cdot 56^2} = 0,073 < A_R = 0,391$$

Sıxılan zonada armatur tələb olunmur.

$$A'_s = 0; \quad \sigma_s = 350 \text{ MPa};$$

$A_0 = 0,073$ -ə müvafiq  $\xi$  və  $\beta = (1 - 0,4\xi)$  hesablanır.  $\xi = 0,0961$ ;  $\beta = 0,961$

$$A_1 = \frac{M}{\beta h_0 R_s} = \frac{84300}{0,961 \cdot 56 \cdot 350} = 4,47 \text{ sm}^2$$

Baxılan kəsik üçün isə:

$$A'_s = 0; \quad A_s = A_1 + \frac{160000}{100 \cdot 350} = 4,47 + 4,57 = 9,04 \text{ sm}^2$$

**Misal həlli:** düzbucaqlı kəsik mərkəzdən xaric sıxılmada  $N = 500 \text{ KN}$ ;  $M_G = 200 \text{ KNm}$  olduqda armatur sahələrinin təyini tələb olunur.

Kəsiyin ölçüləri  $b \times h_0 = 30 \times 36 \text{ sm}$ ;  $a = 4 \text{ cm}$ ;

Armatur A400 ( $R_s = 350 \text{ MPa}$ ), Beton B25 ( $R_b = 14,5 \text{ MPa}$ )

Qüvvənin eksentrisiteti

$$e_0 = \frac{M_G}{N} = \frac{200}{500} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ sm}$$

$$M_1 = M + N \cdot e_0 = 200000 + 500000 \cdot 0,16 = 280000 \text{ Nm}$$

$$A_0 = \frac{280000}{14,5 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,507 > A_R = 0,391$$

Sıxılan armatur hesablama ilə tələb olunur.

$$A_R = 0,391; \quad \beta_R = 0,733$$

İkiqat armaturlamada  $\varepsilon_s = \varepsilon_l$  olduğundan  $\sigma_s = 350 \text{ MPa}$ ;  $\sigma'_s = 350 \text{ MPa}$ ;

$$M_u = A_R R_b b h_0^2 = 0,391 \cdot 14,5 \cdot 30 \cdot 36^2 = 220430 \text{ Nm}$$

$$M_1 - M_u = 280000 - 220430 = 59570 \text{ Nm} < 0,4 M_1$$

$$A'_s = \frac{M_1 - M_u}{(h_0 - a)R_s} = \frac{59570}{(36 - 4)350} = 5,32 \text{ sm}^2$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta_R h_0 R_s} + A'_s \cdot \frac{350}{350} = \frac{220430}{0,733 \cdot 36 \cdot 350} + 5,32 = 29,18 \text{ sm}^2$$

Baxılan kəsik üçün

$$A'_s = 5,32 \text{ sm}^2; \quad A_s = A_1 - \frac{N}{100R_s} = 29,18 - \frac{500000}{100 \cdot 350} = 29,18 - 14,28 = 14,36 \text{ cm}^2$$

**Misal həlli:** Mərkəzdən xaric sıxılan düzbucaqlı elementlərə  $N = 3000 \text{ KN}$ ,  $M_G = 500 \text{ kNm}$  təsir edir. Kəsiyin ölçüləri  $b \times h = 45 \times 70 \text{ sm}$ ,  $a' = a = 5 \text{ sm}$ ;  $h_0 = 65 \text{ sm}$ ; Beton B25 ( $R_b = 14,5 \text{ MPa}$ ); Armatür A400 ( $R_s = 350 \text{ MPa}$ );

$$e_0 = \frac{M_G}{N} = \frac{500}{3000} = 0,167 \text{ m} = 16,7 \text{ m}; \quad e' = 30 \text{ sm}$$

$$e = 16,7 + 30 = 46,7 \text{ sm}$$

Əvvəlcə kəsiyin bir hissəsinin sıxıldığı, digərinin isə dartıldığı hal yoxlanılır:

Dartılan armatürün ağırlıq mərkəzinə nəzərən yekun moment:

$$M_1 = M + N \cdot e = 500000 + 3000000 \cdot 0,3 = 1400000 \text{ Nm}$$

$$N(h_0 - c') - M_1 = [3000000(650 - 50) - 1400000] \cdot 10^3 \text{ Nmm} = 400000 \cdot 10^3 \text{ Nmm}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{a'}{h}\right) R_b b h^2 = \left(0,337 - 0,81 \frac{50}{700}\right) 14,5 \cdot 450 \cdot 700^2 = 892489500 \text{ Nmm}$$

Aşağıdakı şərt yoxlanılır:

$$N = (h_0 - c') - M_1 < \left(0,337 - 0,81 \frac{a'}{h}\right) R_b b h^2$$

$$400000000 \text{ Nmm} < 892489500 \text{ Nmm}$$

şərt ödənildiyindən kəsiyin bir hissəsi sıxılır.

$$R_b b h_0^2 = 14,5 \cdot 45 \cdot 65^2 = 2756812 \text{ Nm}$$

$$A_0 = \frac{M_1}{R_b b h_0^2} = \frac{1400000}{14,5 \cdot 45 \cdot 65^2} = 0,507 > A_r = 0,391$$

Deməli, sıxılan zonada armatür tələb olunur.

$$A_R = 0,391, \quad \xi_R = 0,667, \quad \beta_R = (1 - 0,4\xi) = 0,733;$$

$\varepsilon_s = \varepsilon_l$  olduğundan  $\sigma'_s = \sigma_s = 350 \text{ MPa}$  qəbul olunur və deformasiya diaqramı B nöqtəsindən keçir.

$$A'_s = A'_1 = \frac{M_1 - A_R R_b b h_0^2}{(h_0 - a')\sigma'_s} = \frac{1400000 - 0,391 \cdot 2756812}{(65 - 5)350} = 15,33 \text{ sm}^2$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta_R h_0 \sigma_s} + A'_1 \frac{\sigma'_s}{\sigma_s} = \frac{0,392 \cdot 14,5 \cdot 45 \cdot 65^2}{0,733 \cdot 65 \cdot 350} + A'_1 = 64,64 + 15,33 = 79,97 \text{ sm}^2$$

Öyrənilən kəsik üçün armatür sahələri hesablanır:

$$A'_s = A'_1 = 15,33 \text{ sm}^2; \quad A_s = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 79,97 \text{ sm}^2 - \frac{3000000}{100 \cdot 350} =$$

$$= 79,97 \text{ sm}^2 - 85,71 \text{ sm}^2 < 0; \quad A_s = 0$$

Sıxılan zonanın hündürlüyünü təyin edirik.

$$\xi^2 - 0,195\xi + \frac{N(e + a' - h_0)}{32 \cdot R_b b h_0^2} = 0$$

$$\xi = 0,0975 + \sqrt{0,0095 + 0,452} = 0,0975 + 0,6796 = 0,777$$

$$\xi = 0,777$$

Hesablamanı verilən kəsik üçün  $\xi$ -dən asılı yenidən təkrar edirik:

$$A'_s = \frac{N - 80R_b b h_0 \xi}{100\sigma'_s} = \frac{3000000 - 80 \cdot 14,5 \cdot 45 \cdot 65 \cdot 0,777}{100 \cdot 350}$$

$$A'_s = 10,39 \text{ sm}^2$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} (0,8R_b b h_0 \xi + R_{sc} A'_s - N)$$

$\xi = 0,777$  olduqda

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{b_2} \cdot \frac{1 - 0,777}{0,777} = 0,001$$

Onda:  $\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,001 \cdot 2 \cdot 10^5 = 200 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{200} (0,8 \cdot 14,5 \cdot 45 \cdot 65 \cdot 0,777 \cdot 100 + 350 \cdot 10,39 - 3000000) = \\ &= \frac{1}{200} (2636361 + 3636,5 - 3000000) < 0 \end{aligned}$$

$A_s = 0$  qəbul olunur.

Darılan armaturdakı gərginliyi empirik düsturla hesablasa:

$$\begin{aligned} \sigma_s &= R_s \left( 2 \cdot \frac{1 - \xi}{1 - \xi_R} - 1 \right) = 350 \left( 2 \cdot \frac{1 - 0,777}{1 - 0,667} - 1 \right) = 350 \left( 2 \cdot \frac{0,223}{0,333} - 1 \right) = \\ &= 350 \cdot 0,339 = 118,8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Fərq} = \frac{200 - 118,8}{200} \cdot 100\% = 40\%$$

Mərkəzdən xaric saxılmada  $\xi_R \leq \xi \leq 1$  şərti daxilində, yuxarıda əldə edilmiş cəbri tənliklərdən əyilən elementlərin sərtliyi aşağıdakı düsturdan təyin olunur:

$$M_x = \frac{1}{r} D$$

Burada D aşağıdakı kimi təyin olunur.

$$D = E_b I_{x,red} = E_b \cdot \left[ \left( 1 - \frac{1}{3} k_0^2 \right) \frac{b y^3}{2} + \frac{n_0}{k_0} A_s (h_0 - y)^2 + \frac{n_0}{k_0} A'_s (y - a')^2 \right]$$

$$\text{Və yaxud } D = E_b b h_0^3 \left[ \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{1}{3} k_0^2 \right) \xi^3 + \frac{n_0}{k_0} \mu_s (1 - \xi)^2 + \frac{n_0}{k_0} \mu'_s (\xi - \delta')^2 \right]$$

$$\text{Burada } \delta' = \frac{a'}{h_0}; \quad \xi = \frac{y}{h_0}$$

$\frac{1}{r}$  -mərkəzdən xaric sıxılan elementlərin əyriliyidir və aşağıdakı kimi məlum düsturla təyin olunur:

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2 w}{dz^2}$$

M-kəsiyin dartılan zonasında yerləşən armaturun ağırlıq mərkəzinə nəzərən xarici yüklərin momentidir və aşağıdakı kimi təyin olunur:

$$M_x = M_{xd} + N(e_x + w)$$

Mərkəzdən xaric sıxılmada

$M_x = -N(e_x + w)$  olduğundan aşağıdakı tənlik alınır.

$$\frac{d^2 w}{dz^2} = \frac{M_x}{D} = -\frac{N}{D}(e_x + w)$$

$$\frac{d^2 w}{dz^2} + \frac{N}{D}w = -\frac{Ne_x}{D}$$

Diferensial tənlik həll olunaraq mərkəzdən xaric sıxılmada boyuna əyilmə effekti nəzərə alınır.

Mərkəzdən xaric sıxılan elementlərin dayanıqlığı [11] kitabında baxılmışdır və bu həllərə bir sıra əlavə və sadələşmələr aparılaraq aşağıdakı həll AzDTN 2.16-1-ə uyğunlaşdırılmışdır.

$\frac{N}{D} = \alpha^2$  işarələnməsi aparılır və yuxarıdakı tənlik aşağıdakı əlverişli hala salınır:

$$\frac{d^2 w}{dz^2} + \alpha^2 w = -\alpha^2 e_x$$

Diferensial tənliyin həlli

$$w = \sum_m w_m \sin \lambda_m z$$

sırası şəklində axtarılır. Bubnov- Qalyovkin üsulunu tətbiq etməklə məsələ həll olunur.

$$\int_0^l \left( \frac{d^2 w}{dz^2} + \alpha^2 w - \alpha^2 e_x \right) \sin \lambda_m z dz = 0$$

$$\int_0^l \sum_m (-\lambda_m^2 + \alpha^2) w_m \sin^2 \lambda_m z dz - \alpha^2 e_x \int_0^l \sin \lambda_m z dz = 0$$

İntegrallama əməliyyatları yerinə yetirildikdən sonra, aşağıdakı cəbri tənlik alınır.

$$w_m (\alpha^2 - \lambda_m^2) = -\frac{4}{m\pi} \alpha^2 e_x$$

$$w_m = \frac{4}{m\pi} \alpha^2 e_x \cdot \frac{1}{\lambda_m^2 - \alpha^2} = \frac{4e_x}{m\pi} \cdot \frac{1}{\frac{\lambda_m^2}{\alpha^2} - 1};$$

$\lambda_m^2 D = \frac{m^2 \pi^2 D}{l^2}$  olduğundan, şərti kritik yükün qiyməti  $m = 1$  olduqda, yəni

$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l^2}$  qəbul olunur. Bu qiyməti nəzərə aldıqdan sonra:  $w_m = \frac{4e_x}{m\pi} \cdot \frac{1}{\frac{N_{cr}}{N} - 1}$

ifadəsi alınır.

Boyuna əyilməni nəzərə almaqla, normal N qüvvəsinin eksentrisiteti aşağıdakı kimi təyin olunur:

$$e = (e_x + w_m) = e_x + \frac{4e_x}{\pi} \sum_m \frac{1}{m} \cdot \frac{1}{\frac{N_{cr}}{N} - 1}$$

$\frac{4}{\pi} \sum_m \frac{1}{m} \frac{1}{\frac{N_{cr}}{N} - 1}$  cəmi təqribi olaraq aşağıdakı kimi tapılır.

$$\sum_m \frac{4}{m\pi} = 1 \text{ olduğundan} \quad \frac{1}{\pi} \sum_m \frac{1}{m} \frac{1}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} = \frac{1}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} \text{ alınır.}$$

Onda, boyuna əyilmə nəzərə alınmaqla sıxıcı normal qüvvənin eksentrisiteti AzDTN 2.16-1-də (7.6) düsturu ilə uyğunlaşdırılır.

$$e = e_x + e_x \cdot \frac{1}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} = e_x \left( 1 + \frac{1}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} \right) \text{ və yaxud } e = e_x \cdot \eta \text{ təyin olunur.}$$

Burada  $\eta$  boyuna əyilmə əmsəlidir və aşağıdakı kimi hesablanır:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

Burada  $N_{cr}$ -şərti Eyer qüvvəsi adlanır və hesablamalara onun ən kiçik qiyməti ( $m=1$ ) daxil olunur.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{\pi^2 E'_b b h_0^3}{l_0^2} \left[ \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{1}{3} k_0^2 \right) \xi^3 + \frac{n_0}{k_0} \mu_s (1 - \xi)^2 + \frac{n_0}{k_0} \mu'_s (\xi - \delta')^2 \right]$$

Sıxılan zonanın hündürlüyü müvazinətin ikinci tənliyindən təyin olunur:

$$N = R_b b h_0 \xi \left( 1 - \frac{k_0}{2} \right) - \sigma_s A_s + \sigma'_s A'_s$$

$$\frac{\sigma_s}{R_b} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_s}{E_b \cdot \varepsilon_b} = n \frac{\varepsilon_b \cdot \frac{h_0 - y}{y_0}}{E_b \cdot \varepsilon_b} = n \frac{h_0 - y}{y_0}; \quad \frac{\sigma_s}{R_b} = \frac{R_s}{R_b} = n_0$$

$$\frac{\sigma'_s}{R_b} = n \cdot \frac{y - a'}{y_0}; \quad \frac{\sigma'_s}{R_b} = \frac{R_{sc}}{R_b} = n_0$$

Burada  $y_0 = k_0 \cdot y$  olduğunu nəzərə aldıqdan sonra aşağıdakı ifadə əldə olunur.

$$N \cdot k_0 y = R_b b h_0^2 \left[ k_0 \left( 1 - \frac{k_0}{2} \right) \xi^2 - n_0 \mu_s (1 - \xi) + n_0 \mu'_s (\xi - \delta') \right]$$

$$\delta' = \frac{a'}{h_0} \text{ və } \mu_s = \frac{A_s}{b h_0} \text{ işarə olunmuşdur.}$$

$$\frac{N}{R_b b h_0} = \bar{n} \quad \text{qəbul etsək}$$

$$k_0 \left( 1 - \frac{k_0}{2} \right) \xi^2 - [\bar{n} k_0 - n_0 (\mu_s + \mu'_s)] \xi - n_0 (\mu_s + \mu'_s \delta') = 0$$

$$\text{Və yaxud;} \quad \xi^2 - \frac{1}{k_0 \left( 1 - \frac{k_0}{2} \right)} [\bar{n} k_0 - n_0 (\mu_s + \mu'_s)] \xi - \frac{n_0 (\mu_s + \mu'_s \delta')}{k_0 \left( 1 - \frac{k_0}{2} \right)} = 0$$

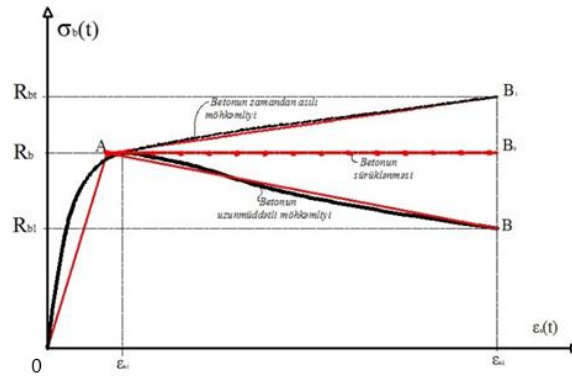
Beləliklə armaturlanma əmsallarını  $\mu_s$  və  $\mu'_s$  armaturlanmanın səmərəli halına müvafiq ilkin yaxınlaşmada qəbul etməklə, sıxılan zonanın nisbi hündürlüyü hesablanır və ona müvafiq əyilmədə sərtlik elastik-plastik deformasiyalardan asılı olaraq tapılır.

AzDTN 2.16-1-in 6.1.19 bəndinə görə betonun azalan qollu əyrixətli hal diaqramından istifadə olunduqda diaqramın əsas parametrləri verilməlidir ki, onun köməyi ilə betonun sıxılan zonasında gərginliklər epürü qurula bilsin (məsələn  $\varepsilon_{b1}$  və  $\varepsilon_{b2}$ -yə uyğun  $R_b$  və  $R_{bl}$ , elastiklik həddinin səviyyəsi  $k_0$  və s.). Deməli, azalan qollu əyrixətli hal diaqramları hesablamalarda istifadə olunmaq üçün onları sadə və işçi formasına gətirmək lazımdır. Buna baxmayaraq betonun uzunmüddətli möhkəmliyinin  $\varepsilon_{b2}$ -yə müvafiq qiyməti diaqramda verilməmişdir. Eksperimental təcrübələrdən təyin olunan məlumatlara əsasən yükün uzunmüddətli təsirindən

böyük qeyri-elastik deformasiyaların yaranması və betonun strukturunun dəyişməsi nəticəsində beton müvəqqəti müqavimətə çatmamış  $R_{bl}$  gərginliklərində dağılır. Mərkəzi sıxılmada təcrübə nəticələrinə görə betonun uzunmüddətli yükləmələrdə möhkəmlik həddi, məsələn  $R_{bl} \approx 0,9R_b$  qədər və ya daha çox azdır.  $R_{bl}$ - betonun uzunmüddətli möhkəmliyi adlanır.

Digər tərəfdən konstruksiyanın istismar müddətində betonun möhkəmliyi tədricən artdığından nəticədə  $\frac{\sigma_b}{R_{bl}}$  nisbəti sabitləşir və uzunmüddətli yükləmədən ola bilsin ki, gərginliyin səviyyəsi dəyişməsin [12].

Beton prizmanın sıxılmaya tədqiqində betonun zamandan asılı boyuna deformasiyalarının artması rejimində betonun müvəqqəti müqavimətinin azalması müşahidə olunur ki, bu da diaqramda azalan qol anlayışının meydana çıxmasına səbəb olmuşdur.



**Şəkil 2.** Betonun hal diaqramının azalan qollu əyrixətli formasına əsasən əyilən elementin hesablaması sxemi

Böyük qeyri-elastik deformasiyaların alınması və betonun strukturunu dəyişməsi nəticəsində betonun hal diaqramında azalan qolun meydana çıxması konstruksiyalarda, məsələn əyilən elementlərin sıxılan zonasının kənar liflərində real olaraq müşahidə olunur [12].

Yüklərin uzunmüddətli təsirindən qeyri-elastik deformasiyaların zamandan asılı birinci 3-4 ayda sürətlə və sonra bir neçə il davam etməsi yüklərin uzunmüddətli təsirinin mənfi cəhəti, yəni betonun uzunmüddətli müvəqqəti müqavimətinin azalması baş verir və hesablamalarda onların nəzərə alınması zərurəti meydana çıxır.

Ona görə də betonun hal diaqramında OA məntəqəsi qısamüddətli yükləmədən yaranan deformasiyaları, AB isə qeyri-elastik deformasiyaların uzunmüddətli yükləmənin sabit qiymətlərində artmasını, lakin uzunmüddətli möhkəmliyin azalmasını, AB<sub>1</sub> xətti isə betonun zamandan asılı möhkəmliyinin artmasını və AB<sub>0</sub> xətti üzrə betonun qeyri-elastik deformasiyaların və sürüklənmənin yaranmasını xarakterizə edir (şəkil 2).

Betonun əyrixətli hal diaqramına müvafiq əyilən elementin sıxılan zonasında alınan gərginlik epürü şəkil 2 –yə oxşar alınacaqdır. Əyrixətli hal diaqramı da şəkildə göstəriləyi kimi ikixətli formada sadələşdirildikdən sonra, hesablamalar aşağıdakı kimi aparılır:

İkixətli hal diaqramının analitik ifadəsi sxemə uyğun aşağıdakı kimi yazılır:

$$0 < \varepsilon_b < \varepsilon_{b1} \text{ olduqda } \sigma_b = \varepsilon_b \cdot E_{b,red}$$

$$\varepsilon_{b1} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2} \text{ olduqda } \sigma_b = R_b \left[ \left( 1 - \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b1}} \right) + \frac{R_{bl}}{R_b} \cdot \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b1}} \right]$$

$$\text{Burada } \varepsilon_{b1} = \frac{R_b}{E_{b,red}};$$

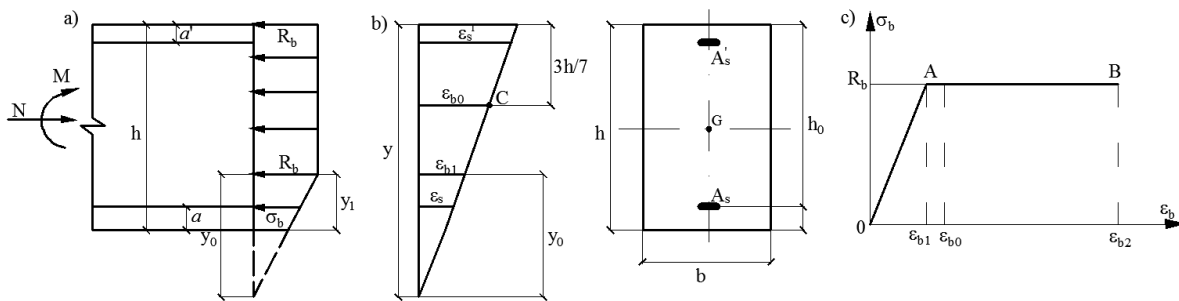
$R_{bl}$  - betonun uzunmüddətli möhkəmliyidir.

Müstəvi kəsiklər fərziyyəsinə görə düzxətli deformasiya diaqramından deformasiyanın  $\varepsilon_b = \varepsilon_{b2} \cdot \frac{y_1}{y}$  kimi xətti qanunla dəyişdiyi qəbul olunmuşdur.

## 2)En kəsiyi tamamilə sıxılan elastik-plastik deformasiyaya uğrayan mərkəzdən xaric sıxılan dəmir-beton elementlərin hesablanması.

Mərkəzdən xaric sıxılan dəmir- beton elementlərin en kəsiklərinin tamamilə sıxıldığı hala ,yəni kiçik eksentrisitetlə sıxılan elementlərə baxılır ( $h \leq y \leq \infty$ ). Bu şərt daxilində müstəvi kəsiklər fərziyyəsi əsasında alınan deformasiya diaqramının  $\varepsilon_{b0} = 0,002$  olduqda “c” nöqtəsindən keçdiyi qəbul edilir. Bu məsələnin həllinə betonun hal diaqramının “ parabola – düzbucaq “ forması üçün [8] işində baxılmışdır.

Məsələnin həllini asanlaşdırmaq və hesablama düsturlarını sadələşdirmək məqsədilə betonun hal diaqramının ikixətli formasından istifadə edərək hesablamanın aşağıdakı kimi aparılmasına baxılır (şəkil 3). Hesablamalarda istifadə olunan anlayışlar şəkil 3-də göstərilmişdir.



Şəkil 3. a) hesablama sxemi; b) deformasiya diaqramı; c) betonun hal diaqramı.

Məsələnin həllinə elastik və plastik deformasiyalarını kəsiyin hündürlüyü üzrə ayıran qatlarının səviyyəsini təyin edən koordinatı  $y_0$  daxil edilir. Məlumdur ki, betonun ikixətli hal diaqramına əsasən (şəkil 3,c)  $\varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1}$  olduqda beton elastik həddi daxilində  $\sigma_b = \varepsilon_b \cdot E_b$  qanun ilə və  $\varepsilon_b > \varepsilon_{b1}$  olduqda isə  $\sigma_b = R_b$  qanunu ilə deformasiyaya uğrayır.

Bu parametrlərdən asılı olaraq elementin en kəsiyinin əsas həndəsi parametrləri aşağıdakı kimi hesablanır. Hesablamalarda deformasiya diaqramında olan üçbucaqlıların oxşarlığından istifadə olunmuşdur.

$$y_0 = \bar{k}_0 \left( y - \frac{3}{7} h \right); \quad y = h \cdot \frac{1 - \frac{3}{7} \bar{k}_0 (1 - n)}{1 - \bar{k}_0 (1 - n)};$$

burada  $\bar{k}_0$  sıxılan dəmir- beton elementlərin elastik-plastik xarakteristikasıdır:

$$\bar{k}_0 = \frac{\varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0}}; \quad \varepsilon_{b1} = \frac{R_b}{E_b} \quad \text{və} \quad \varepsilon_{b0} = 0,002$$

Betonun sinifləri B20, B25 və B30 olduqda  $\bar{k}_0$  əmsalı uyğun olaraq aşağıdakı qiymətləri alır:

$$\bar{k}_0 = 0,212; 0,24; 0,26.$$

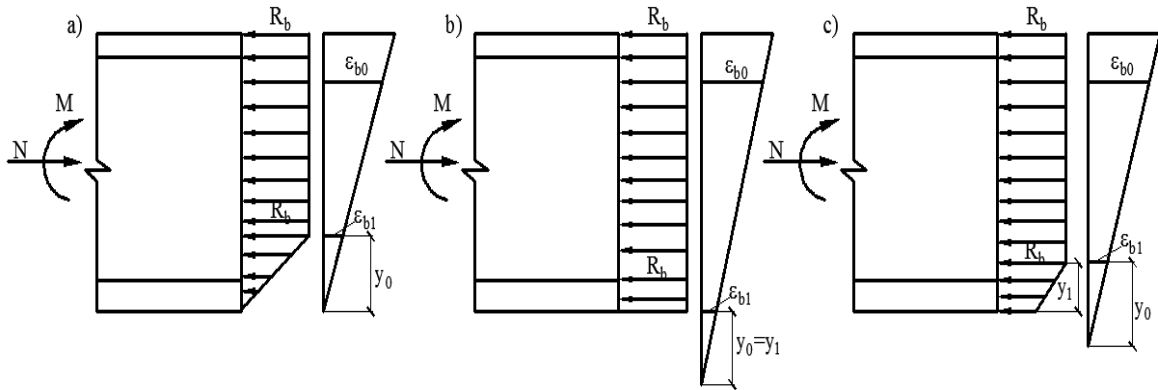
$\bar{k}_0$  -in qiymətlərindən görünür ki,mərkəzdən xaric sıxılan elementlərdə ( $h \leq y \leq \infty$ ) şərti daxilində betonun elastik deformasiyaları neytral qata yaxın kiçik sahəni əhatə edir:

$$y_1 = n y_0; \quad (n = 0; 0,1; 0,2 \dots 1) \quad \text{və} \quad y_0 = (0,137 \div 0,18) h.$$



$y_1$ -en kəsiyin oturacağından gərginliklər epürünün düzbucaqlı hissəsinin oturacağına qədər ən az sıxılan ixtiyari liflər arasında olan məsafədir və onun qiymətindən asılı olaraq gərginliklər epürünün üç forması alınır:

- $y_1 = 0$ . Bu halda ən kəsikdə gərginliklər epürü “üçbucaq-düzbucaq” şəklini betonun hal diaqramına müvafiq alır. (şəkil 4,a)
- $y_1 = y_0$  olduqda, ən kəsikdə gərginliklər epürü düzbucaqlı, yəni gərginlik  $R_b$ -yə bərabər sabit qiymət alır. (şəkil 4,b)
- $y_1 = ny_0$ . Bu halda betonda gərginliklər epürü “düzbucaq-trapesiya” formasını alır (şəkil 4,c).



**Şəkil 4.** Sıxılan betonda yaranan gərginliklər epürləri

Mərkəzdən xaric sıxılan elementlərin ən kəsiyinin tamamilə sıxılması üçün neytral qatın vəziyyəti üç haldan asılı olaraq aşağıdakı qiymətləri almalıdır:

$$a) y = h; \quad b) y = 1,18h; \quad c) y = h + y_1 = h \cdot \frac{1 - \frac{3}{7}k_0(1-n)}{1 - k_0(1-n)}$$

Ümumi halda betonun sıxılan zonasında yaranan gərginliklər epürünün sahəsi aşağıdakı kimi hesablanır:

$$A_b = A_{b1} - A_{b2} = R_b b h - \frac{1}{2} R_b b y_1 \left(1 - \frac{\sigma_b}{R_b}\right) = R_b b h \left[1 - \frac{1}{2} \frac{y_1}{h} \cdot \frac{y_1}{y_0}\right] = \psi R_b b h;$$

$$\psi = 1 - \frac{1}{2h} n^2 k_0 \left(y - \frac{3}{7}h\right);$$

$$F_1 = R_b b h; \quad F_2 = \frac{1}{2} R_b b \frac{y_1^2}{y_0} = \frac{1}{2} R_b b n^2 k_0 \left(y - \frac{3}{7}h\right);$$

$$\delta_1 = \frac{h}{2}; \quad \delta_2 = \frac{2}{3} y_1 = \frac{2}{3} n k_0 \left(y - \frac{3}{7}h\right);$$

Gərginliklər epürünün ağırlıq mərkəzinin koordinatı aşağıdakı kimi hesablanır:

$$\delta = \frac{F_1 \delta_1 - F_2 \delta_2}{F_1 - F_2} = \frac{R_b b h \cdot \frac{h}{2} - R_b b h \cdot \frac{1}{2h} n^2 k_0 \left(y - \frac{3}{7}h\right) \cdot \frac{2}{3} y_1}{\psi R_b b h}$$

$$\delta = \frac{h}{2\psi} \left[1 - \frac{2}{3} \frac{n^2 k_0^2}{h^2} \left(y - \frac{3}{7}h\right)^2\right]$$

Hesablamalar göstərir ki,  $\frac{2}{3} \frac{n^2 k_0^2}{h^2} \left(y - \frac{3}{7}h\right)^2$  ifadəsinin qiyməti 0,0125 olub vahidlə müqayisədə çox kiçik olduğundan onu hesablamalarda nəzərdən atmaq olar və  $\delta$  aşağıdakı qiyməti alır:

$$\delta = \frac{h}{2\psi}$$

$\bar{k}_0 = 0,24$  qəbul olunduğundan  $y_1 = 0$  olduqda  $y = 1,18h$  və  $\psi = 1$  alınır;  $n=1$ , yəni  $y_1 = y_0$  olduqda  $y = h$ ; və  $\psi = 0,9098$  qiymətini alır.

Beləliklə  $\psi$  əmsalı aşağıdakı intervalda dəyişir.

$$0,9098 \leq \psi \leq 1 \text{ və ona müvafiq olan } h \leq y \leq 1,18h$$

Son nəticədə kiçik eksentrisitetlə sıxılan mərkəzdən xaric sıxılan elementlərin möhkəmlik şərti aşağıdakı kimi yazılır:

$$M_1 \leq \psi R_b b h (\delta - a) + R_{sc} A'_s (h_0 - a');$$

$$N = \psi R_b b h + R_s A_s + R_{sc} A'_s.$$

Buradan  $\psi = 1$  qəbul olunduqda, tələb olunan armaturların sahələri təyin olunur:

$$A'_s = \frac{M_1 - R_b b h (0,5h - a)}{(h_0 - a') R_s}; \quad A_s = \frac{N - R_b b h}{R_s} - A'_s;$$

Alınmış həllərin mənası o vaxt olar ki,  $A_s \geq 0$  və  $A'_s \geq 0$  olsunlar.

Kəsiyin daha çox sıxılan zonasında yerləşən  $A'_s$  armaturun sahəsi  $A_s$ -dən çox olmalıdır. Ona görə də  $A_s \geq 0$  şərtinin təmin olunmasını axtarmaq lazımdır. Bu şərt aşağıdakı kimi yazılır:

$$\frac{N - R_b b h}{R_s} - \frac{M_1 - (0,5h - a) R_b b h}{(h_0 - a') R_s} \geq 0$$

buradan  $N(h_0 - a') - M_1 \geq (0,5h - a) R_b b h$  alınır.

Fərz edək ki, yuxarıdakı şərt təmin olunmur, yəni

$$N(h_0 - a') - M_1 < (0,5h - a) R_b b h$$

onda  $A_s < 0$  olduğu nəticəsi əldə olunacaqdır. Bu o deməkdir ki,  $A_s$  armaturu hesablama ilə tələb olunmur və  $A_s = 0$  qəbul olunur.

Bu şərt daxilində müvazinət tənlikləri aşağıdakı kimi yazılır:

$$N - \psi R_b b h - A'_s R_{sc} = 0;$$

$$M_1 - \psi R_b b h^2 \left( \frac{1}{2\psi} - \frac{a}{h} \right) - A'_s R_{sc} (h_0 - a') = 0$$

Fərz edilmişdir ki, armaturun hal diaqramında axıcılıq meydançası olduğundan  $\sigma_s = \sigma'_s = R_s$  olduğu təyin olunmuşdur.

İqtisadi nöqtəyi nəzərdən əlverişli halı axtarmaq lazımdır, yəni  $A_s$  və  $A'_s$  elə qiymətlər alınmalıdır ki,  $A_s + A'_s$  cəmi minimal olsun.

Əgər  $A_s + A'_s$  cəmi minimaldırsa,  $(A_s + A'_s) R_s$  cəmi də minimal olmalıdır, onda

$$(A_s + A'_s) R_s = N - \psi R_b b h$$

$N - \psi R_b b h$  ifadəsi o vaxt minimal olacaqdır ki,  $\psi$  əmsalı maksimal olsun, deməli  $\psi = 1$  olması üçün  $y = \infty$  olmalıdır.  $y = \infty$  olduqda kəsiyin bütün liflərinin qısalması  $\varepsilon_{b0} = 0,002$  qədər olmalıdır.

İqtisadi cəhətdən səmərəli həll təyin olunmaq məqsədilə möhkəmlik şərtlərindən  $\psi$  əmsalı təyin olunur. Bu məqsədlə birinci tənlikdən  $A'_s R_{sc} = N - \psi R_b b h$  ifadəsinin qiyməti ikinci tənlikdə yazılır və  $\psi$  əmsalı aşağıdakı kimi hesablanır:

$$M_1 - \psi R_b b h^2 \left( \frac{1}{2\psi} - \frac{a}{h} \right) - (N - \psi R_b b h) (h_0 - a') = 0$$

$$\text{və ya : } M_1 - 0,5R_bbh^2 + \alpha\psi R_bbh - (N - \psi R_bbh)(h_0 - a') = 0$$

burada  $\psi$  təyin olunur:

$$\psi = \frac{h}{h_0 + a - a'} \left( 0,5 + \frac{N - (h_0 - a') - 100M_1}{100R_bbh^2} \right)$$

Mərkəzdən xaric sıxılan dəmir-beton elementlərin en kəsikləri tamamilə sıxıldığı halda hesablamalarda aşağıdakı hallara rast gəlmək olar:

a) əgər:

$N - (h_0 - a') - M_1 \geq (0,5h - a)R_bbh$  olarsa , armaturların sahələri aşağıdakı düsturlarla təyin olunur:

$$A'_s = \frac{M_1 - (0,5h - a)R_bbh}{(h_0 - a')R_{sc}}; \quad A_s = \frac{N - 100R_bbh}{100R_s} - A'_s;$$

b) əgər:

$N - (h_0 - a') - M_1 < (0,5h - a)R_bbh$  olarsa :

$$A'_s = \frac{N - 100\psi R_bbh}{100R_{sc}}; \quad A_s = 0$$

$$\psi = \frac{h}{h_0 + a - a'} \left( 0,5 + \frac{N - (h_0 - a') - 100M_1}{100R_bbh^2} \right)$$

$\varepsilon_s$  və  $\varepsilon'_s$  nisbi deformasiyalara müvafiq armaturun hal diaqramından armaturlardakı gərginliklərin qiymətləri təyin olunur.

**1. Misal həlli.** Mərkəzdən xaric sıxılan elementə  $N = 5000 \text{ KN}$  və  $M_G = 100 \text{ KNm}$  qüvvələri təsir edir.

Düzbucaqlı kəsiyin ölçüləri  $b \times h = 40 \times 70 \text{ cm}$ ,  $a' = a = 5 \text{ sm}$ , Beton B25 ( $R_b = 14,5 \text{ MPa}$ ), armatur A400 ( $R_s = 350 \text{ MPa}$ ). Armatur sahələrinin təyin olunması tələb olunur.

$$M_1 = 100 + 5000 \cdot 0,3 = 1600 \text{ KNm}$$

$$N(h_0 - a') - M_1 \geq (0,5h - a)R_bbh$$

şərti yoxlanılır.

$$N(h_0 - a') - M_1 = 5000(0,65 - 0,05) - 1600 = 1400 \text{ KNm}$$

$$R_bbh = 14,5 \cdot 400 \cdot 700 = 4060 \text{ KN};$$

$$(0,5h - a)R_bbh = (0,5 \cdot 0,7 - 0,05) \cdot 4060 = 1218 \text{ KNm}$$

$$N(h_0 - a') - M_1 = 1400 > (0,5h - a)R_bbh = 1218 \text{ KNm}$$

şərt təmin olunduğundan, kəsik tamamilə sıxılır və armaturların en kəsik sahələri aşağıdakı kimi təyin olunur:

$$A'_s = \frac{M_1 - (0,5h - a)R_bbh}{(h_0 - a')R_{sc}} = \frac{1600 \cdot 10^3 - (0,5 \cdot 70 - 5)14,5 \cdot 40 \cdot 70}{(65 - 5)350} = 18,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N - 100R_bbh}{100R_s} - A'_s = \frac{5000 \cdot 10^3 - 100 \cdot 14,5 \cdot 40 \cdot 70}{100 \cdot 350} - 18,2 = 8,65 \text{ cm}^2$$

Baxılan misalda  $\gamma > 1,18h$  olduğundan  $\sigma = R_s = R_{sc} = 350 \text{ MPa}$

**2. Misal həlli.** Mərkəzdən xaric sıxılan elementə  $N = 4000 \text{ KN}$  və  $M_G = 200 \text{ KNm}$ . Ölçülər və materialların sinifləri misal 1-də olduğu kimidir.

$$M_1 = 200 + 4000 \cdot 0,3 = 1400 \text{ KNm};$$

$$N(h_0 - a') - M_1 = 4000(0,65 - 0,05) - 1400 = 1000KNm$$

$$(0,5h - a)R_bbh = 1218KNm$$

$$N(h_0 - a') - M_1 = 1000KNm < (0,5h - a)R_bbh = 1218KNm$$

Şərt təmin olduğundan armatur sahələri aşağıdakı kimi təyin olunur:

$$\psi = \frac{h}{h_0} \left[ 0,5 + \frac{N(h_0 - a') - 100M_1}{100R_bbh^2} \right] = \frac{70,0}{65,0} \left[ 0,5 + \frac{4000 \cdot 10^3 (65 - 5) - 100 \cdot 1400 \cdot 10^3}{100 \cdot 14,5 \cdot 40 \cdot 70^2} \right] = 0,917$$

$$h < y < 1,18h$$

$$A'_s = \frac{N - 100\psi R_bbh}{100R_s} = \frac{4000 \cdot 10^3 - 100 \cdot 0,917 \cdot 14,5 \cdot 40 \cdot 70}{100 \cdot 350} = 7,91cm^2$$

qəbul olunur:  $A_s = 0$ ;  $A'_s = 7,91cm^2$

Armatur sahələri və  $\psi$  əmsalı təyin olduğundan sonra, neytral qatın vəziyyəti, armaturlarda yaranan deformasiyalar və gərginliklər aşağıdakı kimi təyin olunurlar:

$$\psi = 1 - \frac{n^2 \bar{k}_0}{2h} \left( y - \frac{3}{7}h \right)$$

$$\text{buradan } y = \frac{2h}{n^2 \bar{k}_0} \left( 1 - \psi + \frac{7}{14} n^2 \bar{k}_0 \right)$$

$$n = 1 \text{ olduqda: } y = \frac{2h}{0,24} (1 - 0,917 + 0,0514) = 1,12h$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{bo} \frac{y - a'}{y - \frac{3}{7}h}; \quad \varepsilon_s = \varepsilon_{bo} \frac{y - h_0}{y - \frac{3}{7}h}$$

$$\varepsilon'_s = 0,002 \frac{1,12 \cdot 70 - 5}{1,12 \cdot 70 - 0,428 \cdot 70} = \frac{78,4 - 5}{78,4 - 29,96} \cdot 0,002 = 0,003$$

$$\varepsilon'_s = 0,003 > \varepsilon_{sl} = 0,00175 \text{ və } \sigma'_s = R_s = 350MPa$$

$$\varepsilon_s = 0,002 \frac{1,12 \cdot 70 - 65}{1,12 \cdot 70 - 0,428 \cdot 70} = \frac{78,4 - 65}{78,4 - 29,96} \cdot 0,002 = 0,00054 < \varepsilon_{sl}$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s = 2 \cdot 10^5 \cdot 0,00054 = 108MPa$$

Betonun hal diaqramlarını müxtəlif formalı qəbul etməklə məsələnin həllərində çox kiçik fərq alınır.

Xüsusi olaraq qeyd etmək lazımdır ki, betonun hal diaqramları müxtəlif formalı ayrışmış olduqda da yükün uzunmüddətli təsirini ifadə edən hissə mütləq olaraq düzxətli qəbul etmək lazımdır ki, milli normativ sənədlərdə və Evrokodda dəmir-beton konstruksiyaların hesablama üsulu bir-biri ilə uzlaşsın. Bununla da müxtəlif müəlliflərin təklif etdiyi betonun hal diaqramların tətbiqi eyni nəticələr versin.

### Nəticələr

1. Məsələnin analitik üsulla həlli əsasında sübut olunmuşdur ki, qeyri-xətti deformasiya modeli deformasiyaya uğrayan bərk cism mexanikası məsələlərinin həll olunmasının ümumi qaydasıdır və onun əsasında Avropa ölkələrində dəmir-beton elementlərin həddi-halda möhkəmliyə hesablama üsulu işlənmişdir. Bu modelin elastik-plastik əyilən elementlərə düzgün tətbiqi imkan verir ki, dəmir-beton üzrə milli normativ sənədin Avrokodlarla uzlaşması həyata keçirilsin.

2. Müəyyən edilmişdir ki, betonun hal diaqramlarını hissə-hissə xəttləşdirməklə (ikixətli, üçxətli və s.) məsələnin həllinin qeyri-xətti cəbri tənliklərə gətirilməsini aradan qaldırır, xüsusilə də yükün uzunmüddətli təsirindən gərginlik deformasiya asılılıqların (diaqramın ikinci xətti hissəsi) real xətti asılılıqlarla verilməsi vacibdir, həm də bu hissədə betonun möhkəmlik və deformasiya xassələrinin daxil edilməklə yeganə doğru həlləri alınabilir.
3. Dəmir-beton elementlərin hesablanma metodikasının qeyri-xətti deformasiya modeli əsasında işlənməsi milli normativ sənədlərin Avrokodlarla uzlaşmasını təmin edir və bu iki dövlət sənədləri arasında yaranan uyğunsuzluqlar tamamilə aradan qaldırılır.
4. Betonun əyrixətli hal diaqramlarını mütləq olaraq iki hissəyə: yükün qısamüddətli və uzunmüddətli təsirinə müvafiq ayırmaq lazımdır. Hər iki hissənin (məntəqənin) analitik ifadələri ayırlıqda verilməsi tövsiyə olunur.

### İstifadə olunmuş ədəbiyyatlar

1. Строительная газета. Нестыковка актуализированного норматива по железобетону и Еврокода - препятствие в строительстве, №19, 9 мая, 2014;
2. СНиП 52-01-2003 Бетонные и ж/бетонные конструкции. Основные положения, М, 2012;
3. AzDTN 2.16-1 Бетонные и ж/б конструкции. Нормы проектирования, Баку 2015, 131 с.;
4. Regles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en beton arme (BAEL-83), Paris, 1983;
5. Сейфуллаев Х.К., Гараев А.Н., О нестыковке национальных нормативов по железобетону и Еврокодов, БСТ, №9, 2017, стр. 40-45;
6. Биби Э.В., Нараянан Р.С. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2, МГСУ Москва, 2012, 292 стр.
7. Гаджиев М. А. Прочность и устойчивость ж/б стержневых элементов с применением нелинейных диаграмм деформирования материалов при кратковременном и длительном нагружениях: Автореферат докторской диссертации, Баку, 2007;
8. Charon Pierre. Calcul des ouvrages en beton arme' suivat les regles BAEL - 83. Théorie et application, Paris, Eyrolles, 1986, 460 p.;
9. M.Rosh. Le' stabilite' des barres comprimées par des forces excentrées. Paris, 1932;
10. Байков В.Н., Сигалов Э.С. Ж/бетонные конструкции М, Стройиздат, 1991, 767 стр.;
11. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем, М., 1967, 983 стр.;
12. Seyfullayev X.Q. Qeyri-xətti deformasiya modelinin dəmir-beton elementlərin hesablanmasına yeni baxışlarla tətbiqinin təkmilləşdirilməsi, "Azərbaycanda İnşaat və Memarlıq" № 1, 2018, Bakı, səh.2-16.

УДК 624 131

**ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ ПРОСАДОЧНОГО ОСНОВАНИЯ ПРОЕКТИРУЕМОГО МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ ПОСЛЕ ДЛИТЕЛЬНОЙ КОНСОЛИДАЦИИ ОТ ВОЗДЕЙСТВИЯ ГЛУБИННЫХ ГИДРОВЗРЫВОВ**

*к.т.н. Шокарев В.С., к.т.н. Габиров Ф.Г., Шокарев А.С., Посыпайко В.И.*

*Запорожское отделение «НИИ строительных конструкций» (Украина),*

*Азербайджанский НИИ Строительства и Архитектуры*

**DƏRİNDƏ HİDROPARTLAYIŞLARIN TƏSİRİNDƏN UZUNMÜDDƏTLİ KONSOLIDASIYADAN SONRA LAYİHƏLƏNDİRİLƏN ÇOXMƏRTƏBƏLİ BİNANIN BATAN ƏSASININ VƏZİYYƏTİNİN QIYMƏTLƏNDİRİLMƏSİ**

*t.ü.f.d. Şokarev V.S., t.ü.f.d. Həbibov F.H., Şokarev A.S., Posipayko V.İ.*

**ASSESSMENT OF THE STATE OF THE SUBSIDENCE BASE OF THE PROJECTED MULTI-STOREY BUILDING AFTER A LONG CONSOLIDATION FROM THE IMPACT OF DEEP-SEATED HYDRAULIC DETONATIONS**

*ph.d. Shokarev V.S., ph.d. Gabirov F.G., Shokarev A.S., Posipayko V.I.*

**Аннотация:** В начале 90-х годов XX века в г. Запорожье (Украина) при помощи глубинных гидровзрывов было произведено уплотнение сильнопросадочной толщи, мощностью более 30 м. Впервые через 25 лет консолидации было исследовано состояние грунтового основания для проектирования многоэтажного здания. Выявлено заметное повышение плотности грунта, значения начального просадочного давления, переход отдельных слоев грунтового массива в непросадочное состояние. Расчеты показали, что просадочность всего массива уменьшилась более чем в 10 раз. Несмотря на сохранение просадочности грунта, для подготовки основания под фундаменты многоэтажного здания достаточно применение фундамента мелкого заложения, опертого на подготовленную глинистую подушку, толщиной 3,2 м.

**Ключевые слова:** грунт, основание, просадка, консолидация, проектирование, здание, расчет.

**Xülasə:** 1990-cı illərdə Zaporozhye şəhərində (Ukrayna) dərinədə hidropartlayışların köməyi ilə qalınlığı 30 m yüksək olan çoxbatan qatın sıxlaşdırılması aparılıb. İlk dəfə olaraq 25 illik konsolidasiyadan sonra yüksəkmərtəbəli binanın layihələndirilməsi üçün qrunտ əsası vəziyyəti öyrənilib. Bu zaman qrunտun sıxlığının, batma təzyiqinin başlanğıc giymətinin yüksəlməsi və ayrı-ayrı qrunտ laylarının batma xüsusiyyətinin itirilməsi təyin edilib. Hesablamalar göstərir ki, bütöv massivin batması 10 dəfədən artıq azalıb. Qrunտun batma xüsusiyyətinin qalmasına baxmayaraq, çoxmərtəbəli binanın bünövrəsi altında olan əsası hazırlanması üçün qalınlığı 3,2 m olan gilli yastığa dirənən kiçikdərinləşdirilmiş bünövrənin istifadəsi kifayətdir.

**Acar sözlər:** qrunտ, əsas, batma, konsolidasiya, layihələndirmə, bina, hesablanma.

**Summary:** In the early 90-th of XX century in the city of Zaporozhye ( the Ukraine ) they compressed strongly subsidence ground of depth more than 30 metres by means of deep hydro explosions. First when 25 years passed after the consolidation they study the state of the ground base for designing. They revealed noticeable increase in the ground density, the value of the initial subsidence pressure, transmission separate layers of the ground massive into non subsidence state. The computations showed the decrease of the subsidence of the whole ground massive as little as more than 10 times . Though the ground keeps its subsidence it is possible

to use a foundation of shallow depth lying on prepared clay bed (pillow) of depth 3,2 m as a base of the foundation of a multi storied building.

**Key words:** ground, base, subsidence, consolidation, design, building, calculation.

**Введение:** В 80...90-ых годах прошлого века Запорожский домостроительный комбинат (нынешнее ООО «Запорожский ДСК») вел активное строительство жилых домов в Хортицком жилом массиве в г. Запорожье. Работы выполнялись комплексно: подготовка основания, возведение зданий, прокладка коммуникаций, благоустройство территории. В этот период времени были построены 16 и 17 микрорайоны жилого массива, начато строительство 18 микрорайона. Согласно генеральному плану застройки 18 микрорайона Хортицкого жилого массива в г. Запорожье (I очередь строительства) проекта, на площадке строительства проектировалось возведение жилого дома № 20 со встроенно-пристроенным магазином. В конце 90-ых годов прошлого века, в связи со сложной экономической ситуацией в Украине, строительство жилых домов в Хортицком жилом массиве г. Запорожье было приостановлено. Но при этом, на ряде площадок проектировавшейся жилой застройки I очереди строительства в 18 микрорайоне Хортицкого жилого массива были выполнены подготовки оснований методом уплотнения лессовых грунтов замачиванием и энергией глубинных взрывов (методом гидровзрыва) [1]. В настоящее время Заказчик (ООО «Запорожский ДСК») планирует возобновить застройку 18 микрорайона Хортицкого жилого массива в г. Запорожье, используя ранее подготовленные уплотненные основания. Площадка проектировавшегося жилого дома № 20 в 18 микрорайоне Хортицкого жилого массива - одна из площадок, на которой в 1993 г. была выполнена подготовка основания методом уплотнения лессовых грунтов замачиванием и энергией глубинных взрывов.

В настоящее время ООО «Запорожский ДСК» планирует возобновить застройку 18 микрорайона Хортицкого жилого массива в г. Запорожье, используя ранее подготовленные уплотненные основания.

**Оценка состояния основания после длительной консолидации:**

С целью контроля качества подготовленного основания на площадке строительства, а также уточнения и изучения физико-механических свойств грунтов в «пятне» будущей застройки жилого дома были проведены инженерно-геологических изыскания на площадке проектируемого строительства и прилегающей территории.

При уплотнении лёссовых просадочных грунтов предварительным замачиванием с использованием энергии взрывов в верхних слоях, где напряжения от собственного веса грунта малы, при взрыве глубинных зарядов грунт не получает требуемой полноты нарушения структуры. Часть грунта разрыхляется, возникает недоуплотнённый буферный слой. Буферный слой требует дополнительного уплотнения.

Особенности инженерно-геологических условий территории Хортицкого жилого массива г. Запорожье - наличие мощной (до 35...40 м) толщи лессовых просадочных грунтов - стали основной причиной использования метода уплотнения лёссовых просадочных грунтов предварительным замачиванием с использованием энергии взрывов при подготовке оснований жилых домов. Ситуационная схема расположения площадки строительства приведена на рис.1.



*Рис. 1. Ситуационная схема расположения площадки строительства.*

В пределах площадки проектируемого строительства жилого дома № 20 были пробурены 4 скважины, проведен комплекс опробовательских работ с последующими лабораторными исследованиями вскрытых грунтов и камеральной обработкой. На рис.2 приведен генеральный план со схемой расположения инженерно-геологических скважин.

На период проведения изысканий 1991 г. лессовые грунты площадки строительства при замачивании обладали просадочными свойствами, просадочная толща грунтов характеризовалась частым переслаиванием и выклиниванием различных по своим свойствам грунтов. Мощность просадочной толщи грунтов на площадке строительства составляла 29,0...32,4 м, суммарная просадка грунтов от собственного веса при их замачивании при установленной мощности просадочных грунтов площадки могла составить 96,4...118,5 см. Инженерно-геологические условия площадки строительства соответствует II типу по просадочности. Просадочные грунты были представлены супесями и суглинками с плотностью сухого грунта  $\rho_d$  от 13,5 до 14,8 кН/м<sup>3</sup> на глубине до 20,0 м и от 16,1 до 16,9 кН/м<sup>3</sup> на глубине от 20,0 до 33,0 м. Высокая сжимаемость грунтов основания в замоченном состоянии характеризуется относительно низкими значениями модуля деформации - от 1,6 до 7,4 МПа. наблюдаются высокая пористость верхних 6 слоев лессовых суглинков и супесей - от 44 до 49% и относительно низкая пористость (36...38%) в нижележащих слоях. Более плотные нижние слои грунтов обладали фильтрационной способностью существенно меньшей (на порядок), чем верхние слои. Нижние слои грунтов обладали значительно меньшей просадочностью.

Проект подготовки основания 9-ти этажного четырехподездного крупнопанельного жилого дома № 20 путем уплотнения лёссовых просадочных грунтов предварительным замачиванием с использованием энергии взрывов (гидровзрыва) разработали специалисты ЗО ГП НИИСК в 1992 г. Отметка низа «буферной» зоны, а, следовательно, и мощность грунтовой подушки, определялись после проведения работ по контролю качества уплотнения грунтов после их условной стабилизации.



Замачивание просадочной толщи в основании проектировавшегося жилого дома № 20 проводилось в течение двух месяцев (с 29.05.1993 г. по 28.07.1993г.) с многочисленными перерывами. Степень влажности грунтов до глубины 20,0 м от поверхности земли перед взрывом составляла ~0,8 д.е. Взрывные работы выполнялись 28.07.1993 г. Средняя осадка грунтов дневной поверхности площадки проектировавшегося жилого дома № 20 через двое суток после взрыва составила 57,1см. Дальнейшие геодезические наблюдения за осадками грунта не производились. Поверхностные геодезические марки на площадке строительства были уничтожены во время прокладки теплотрассы вдоль северо-западной оконечности площадки, поэтому получить информацию о величинах осадок поверхности грунта, произошедших после 30.07.1993г., не представляется возможным. Учитывая, что осадка поверхности грунта на других домах 18-го микрорайона через два дня после взрыва была ~0,5м, то можно предположить, что величина общей деформации уплотненного массива основания жилого дома № 20 превысила 1,0 м. В период массовой застройки территории 16...18-ых микрорайонов Хортицкого жилого массива работы по замещению (доуплотнению) буферного слоя и строительство зданий велись на частично консолидированных основаниях с относительно условной стабилизацией (скорость осадки уплотненного массива - 1 мм в сутки). Учитывая продолжавшиеся осадки уплотненного массива грунта, в процессе строительства зданий и после их окончания назначался строительный подъем зданий - отметку верха грунтовой подушки повышали на 20...40 см. Данная величина определялась расчетом согласно требованиям [2].

К строительству жилого дома № 20 планируют приступить спустя ~25 лет после проведения взрывных работ. За данный промежуток времени стабилизация деформаций основания уже наступила, поэтому строительный подъем верха грунтовой подушки жилого дома № 20 выполнять не надо. Для решения поставленных задач для целей проектирования строительства жилого дома № 20 на площадке строительства были выполнены виды работ инженерно-геологических изысканий. В результате проведения инженерно-геологических изысканий на площадке строительства в «пятне» проектируемого здания были пробурены четыре технические скважины: 2 скважины для изучения грунтов на всю ранее зафиксированную изысканиями мощность просадочных грунтов и 2 скважины для изучения грунтов буферной зоны. По пробуренным скважинам проведен комплекс опробовательских работ с последующими лабораторными исследованиями вскрытых грунтов и камеральной обработкой, построен инженерно-геологический разрез (см. рис.3). Все выделенные на площадке строительства слои грунтов были подразделены и объединены в инженерно-геологические элементы (ИГЭ), нумерация ИГЭ принята в соответствии с нумерацией ИГЭ изысканий. Согласно результатам проведенных инженерно-геологических изысканий, в инженерно-геологическом строении площадки строительства до разведанной глубины 35,0 м от дневной поверхности площадки принимают участие супесчано -глинистые лессовые грунты ранне-позднечетвертичного возраста (ИГЭ-II...X), залегающие на песчано-глинистых неогеновых грунтах (ИГЭ-XI, XIII) . Сверху лессовые грунты перекрыты современными почвами (ИГЭ-I). На период выполнения полевых (буровых) работ проведенных изысканий (июль-август 2017 г.) на площадке строительства подземные воды до глубины бурения 35 м от дневной поверхности вскрыты не были.





По характеру условий подтопления площадка строительства относится к потенциально подтапливаемой. На рис.4–7 приведены эпюры изменения плотности сухого грунта по всем четырем скважинам.

На основании полученных данных по установлению плотности сухого грунта всех выделенных грунтов ИГЭ площадки строительства и проведения сравнительного анализа со среднестатистическими показателями плотности сухого грунта грунтов территории расположения площадки строительства можно отметить следующее: 1) наибольшему уплотнению подверглись грунты ИГЭ-III...VII, плотность грунта в сухом состоянии у грунтов этих ИГЭ изменилась с 13,49...14,81кН/м<sup>3</sup> до 14,96...17,31кН/м<sup>3</sup>; 2) отмечается увеличение плотности сухого грунта грунтов ИГЭ-VIA и ИГЭ-IX с 16,19...16,97 кН/м<sup>3</sup> до 16,43...18,30 кН/м<sup>3</sup>; 3) уплотнение грунтов ИГЭ-II незначительное, они полностью находятся в буферной зоне; 4) величина буферной зоны составляет 5,2...5,5 м.

Сравнительный анализ показателей начального просадочного давления всех выделенных грунтов ИГЭ площадки строительства со среднестатистическими показателями начального просадочного давления грунтов территории расположения площадки строительства следующий (в скобках указаны величины  $P_{нач.прос.}$  до гидровзрывов: ИГЭ-II – 0,046 МПа (0,031 МПа); ИГЭ-III – 0,1014 МПа (0,026 МПа); ИГЭ-IV – 0,1069 МПа (0,128 МПа); ИГЭ-V – 0,3431 МПа (0,098 МПа); ИГЭ-VI – 0,5216 МПа (0,161 МПа); ИГЭ-VIA – непросадочные (непросадочные); ИГЭ-VII – непросадочные (0,107 МПа); ИГЭ-VIII – непросадочные (0,53 МПа); ИГЭ-IX – непросадочные (0,068 МПа); ИГЭ-X – непросадочные (0,294 МПа); ИГЭ-XI – непросадочные (0,196 МПа). Согласно результатам проведенных исследований, значение начального просадочного давления  $P_{нач. прос.}$  большинства грунтов выделенных ИГЭ увеличилось или грунты стали непросадочными.

В таблицах 1 и 2 приведены расчетные параметры и результаты расчета суммарной просадки исследуемого грунтового основания от собственного веса при его замачивании по скважинам 2 и 4.

### Заключение

Согласно проведенному расчету, остаточная суммарная просадка грунтов может составить 9,03...10,84 см, т. е. просадка грунтов основания от собственного веса в «пятне» проектируемой застройки уменьшилась более чем в 10 раз, но основание остается соответствующим II типу по просадочности.

В качестве мероприятия, направленного на преобразование строительных свойств грунтов основания фундаментов проектируемого жилого дома может быть предложено устройство грунтовой подушки (на которую будут опираться фундаменты мелкого заложения). Относительная отметка заложения фундаментов жилого дома -3,2 м. Для строительства здания жилого дома необходимо выполнить грунтовую подушку мощностью 3,2 м. После откопки котлована до отметки -6,4 м с целью уменьшения величины просадки грунтов основания дно котлована необходимо уплотнить тяжелыми трамбовками.

Для обеспечения безопасного строительства и дальнейшей эксплуатации проектируемого здания жилого дома необходимо исключить замачивание грунтов основания фундаментов здания, выполнив комплекс водозащитных мероприятий. Все водонесущие коммуникации на площадке строительства должны быть выполнены с учетом требований строительства и эксплуатации на просадочных грунтах. Здание рекомендуется возводить из четырёх блок-секций с деформационными швами





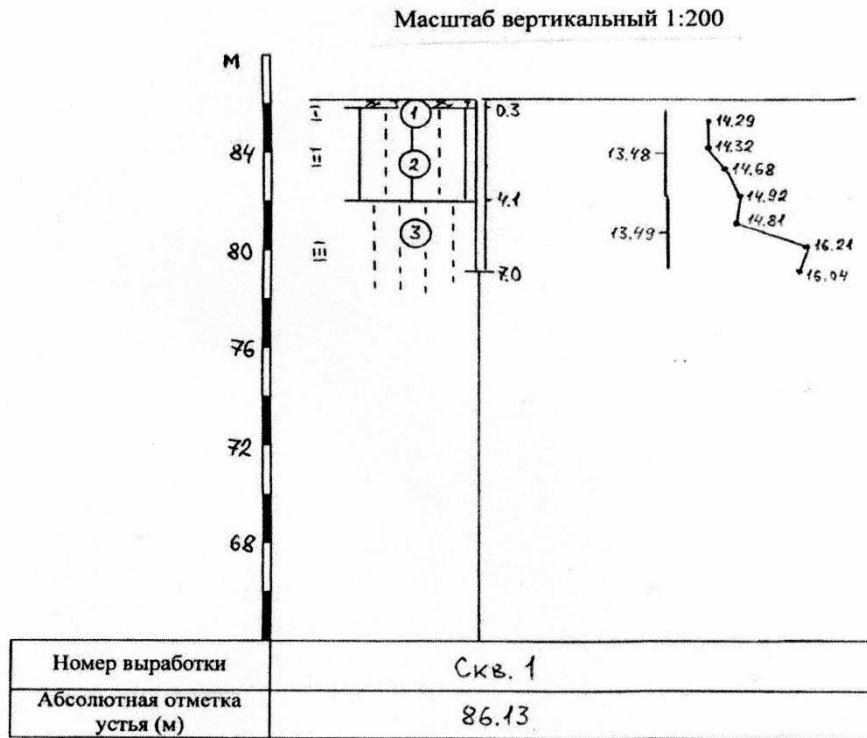


Рис.4. Эпюры изменения плотности сухого грунта по скважине 1:  
 а) среднестатистическая; б) по результатам выполненных изысканий.

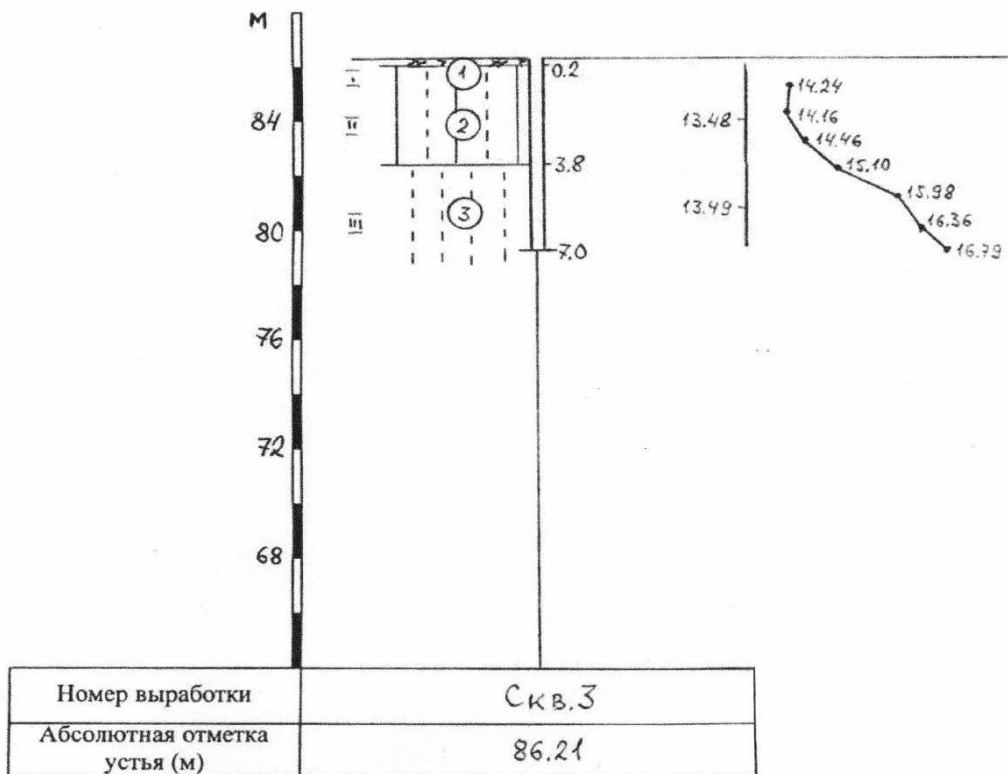


Рис.5. Эпюры изменения плотности сухого грунта по скважине 3:  
 а) среднестатистическая; б) по результатам выполненных изысканий.

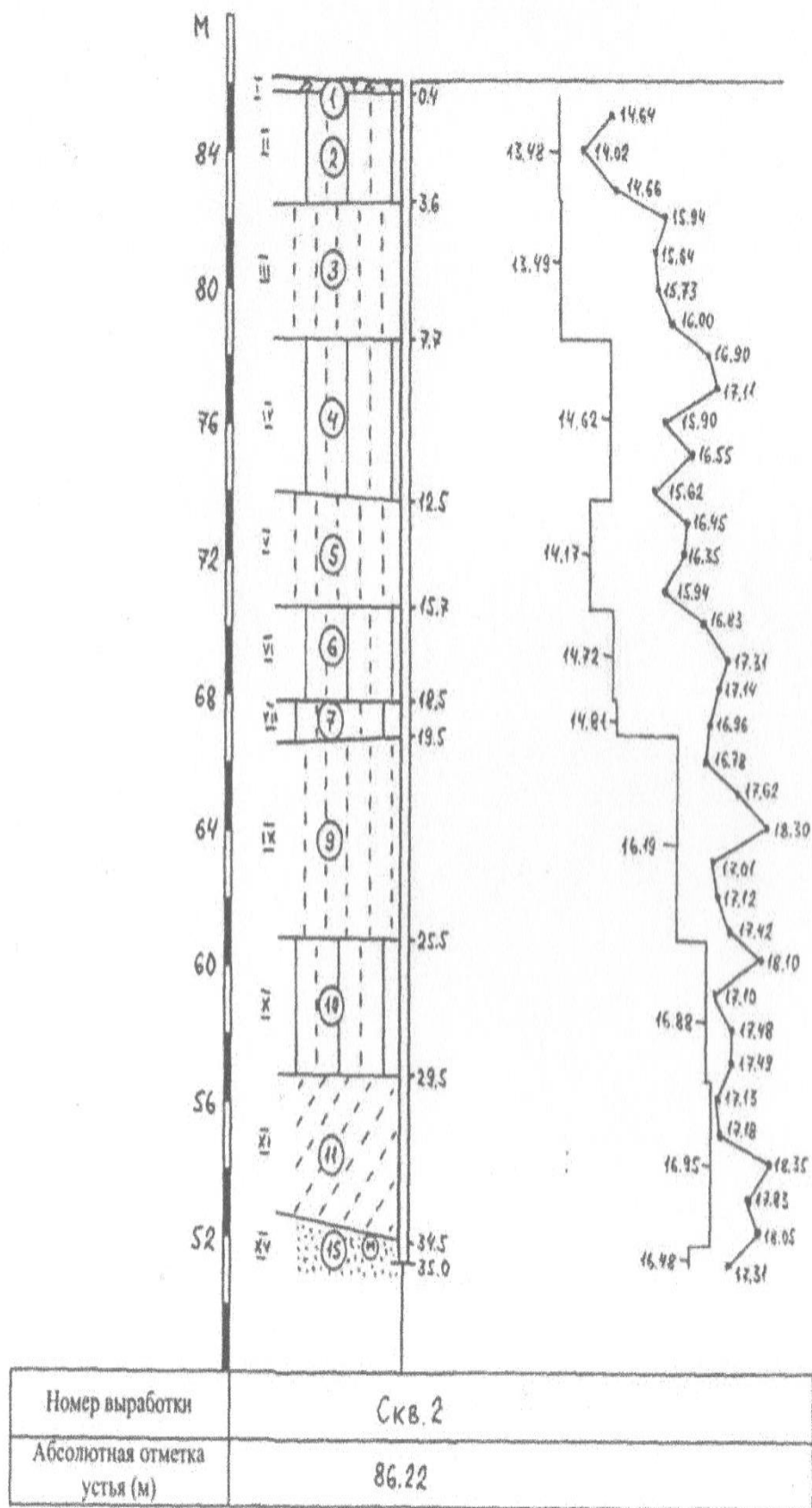


Рис.6. Эпюры изменения плотности сухого грунта по скважине 2:  
 а) среднестатистическая; б) по результатам выполненных изысканий.



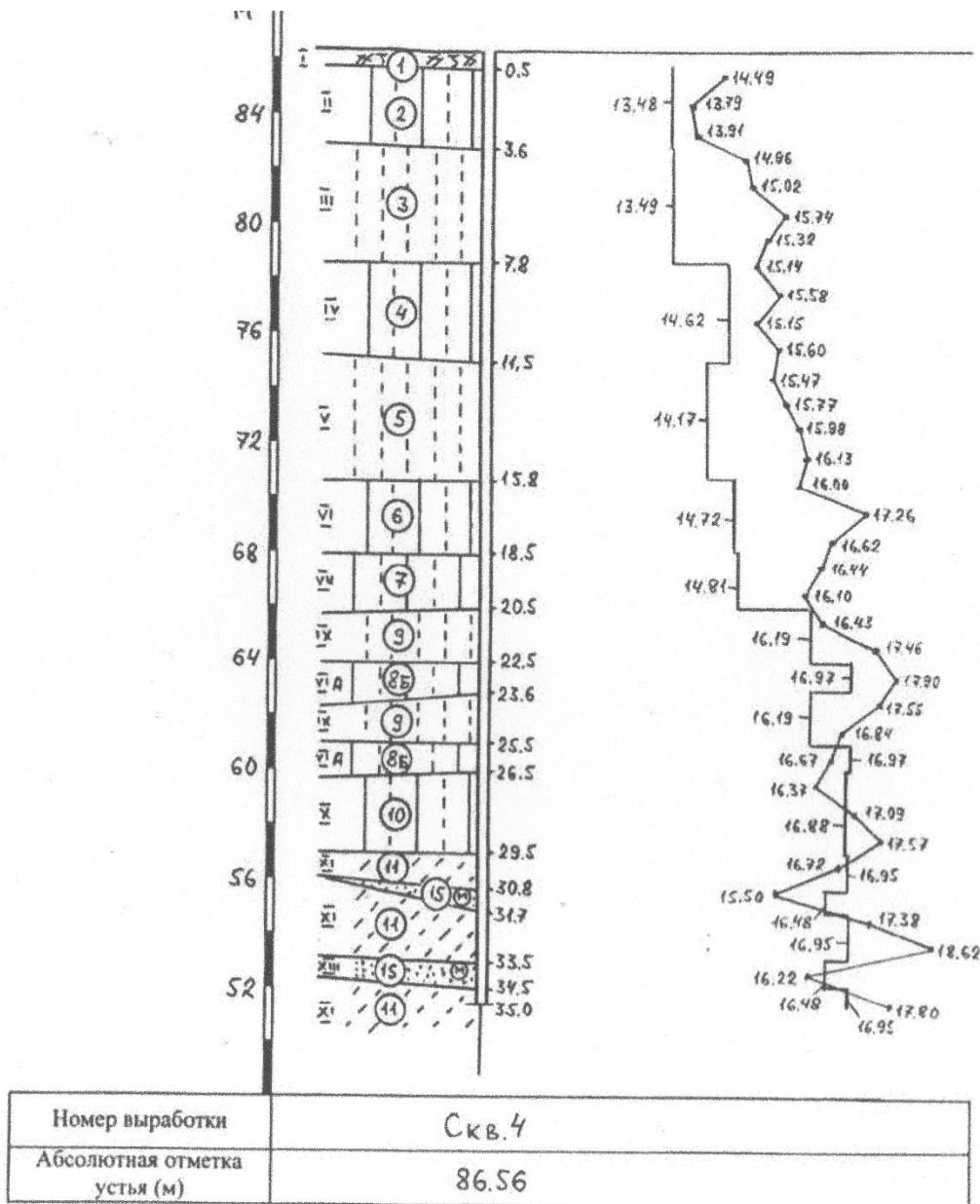


Рис.7. Эпюры изменения плотности сухого грунта по скважине 1:  
а) среднестатистическая; б) по результатам выполненных изысканий.

### Список литературы

1. Литвинов И.М. Укрепление и уплотнение просадочных грунтов в жилищном и промышленном строительстве. Киев, Будивельник, 1977, 288 с.
2. РСН 349-88 Уплотнение просадочных грунтов замачиванием и глубинными взрывами. Киев, 1988, 88 с.
3. ДБН В.1.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Мінрегіонбуд України, Київ, 2009, 24 с.

**UOT 56.01.81****“LANDMARK III” OFIS BINASININ ZƏLZƏLƏYƏDAVAMLILIĞININ QIYMƏTLƏNDİRİLMƏSİ.**

*tex.üzrə f.d. Yusifov N.R., aparıcı mühəndis Əliyev Z.B., mühəndis Yusifov Y.N.  
Azərbaycan İnşaat və Memarlıq ETİ*

**ОЦЕНИВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ОФИС ЗДАНИЯ “ЛАНДМАРК III”**

*к.т.н. Юсифов Н.Р., вед. инженер Алиев З.Б., инженер Юсифов Ю.Н.  
Азербайджанский НИИ Строительства и Архитектуры*

**ASSESSMENT OF THE SEISMIC RESISTANCE OF THE OFFICE BUILDING “LANDMARK III”**

phd in tech. s. Yusifov N., engineers Aliyev Z., Yusifov Y. Azerbaijan Scientific-Research Institute of Construction and Architecture

**Xülasə:** Məqalədə “Landmark III” ofis binasının layihələndirilməsi, tikintisi və istismarı dövrlərində tikinti norma və qaydalarına uyğunluğu tədqiq olunmuş və hazırki texniki vəziyyətinin zəlzələyədavamlılığı qiymətləndirilmişdir.

**Açar sözlər:** Bina, layihələndirmə, tikinti, tikinti norma və qaydaları, zəlzələyədavamlılıq.

**Аннотация:** В статье исследованы соответствие строительным нормам действующие на период проектирования, строительства и эксплуатации здания “ЛАНДМАРК III”, произведена оценка сейсмостойкости в настоящий момент технического состояния.

**Ключевые слова:** Здания, проектирование, строительства, строительные нормы и правила, сейсмостойкость.

**Summary:** The article examines accordance of the building “LANDMARK III” with the building codes and regulations in force at the period of designing, construction and operation and assessed the seismic resistance at the moment of technical condition.

**Key words:** Building, designing, construction, building codes and regulations, seismic resistance.

Son illər dünyada və Azərbaycanda baş vermiş zəlzələlər, istər yeni layihələndirilən, istərsə də istismarda olan bina və qurğuların zəlzələyədavamlılığının müasir norma və qaydalara uyğunluğunun təmin olunmasını zəruriləşdirir.

Azərbaycanın seysmik aktiv zonada yerləşdiyini nəzərə alan “Libra” MMC balansında olan “Landmark III” ofis binasının zəlzələyədavamlılığının qiymətləndirilməsi üçün AZİMETİ-yə müraciət etmiş və bu aktual problemin həlli üçün aşağıdakı tədqiqatların aparılması planlaşdırılıb:

- tədqiqat obyektinin yükdaşıyan konstruksiyalarının mühəndis müayinəsi;
- yükdaşıyan dəmir-beton konstruksiyaların betonun faktiki möhkəmlik göstəricilərinin təyin olunması;
- binanın konstruktiv sxeminin araşdırılması;
- şaquli yükdaşıyan konstruksiyaların addımının və aşırımının müəyyənləşdirilməsi;
- binanın konstruksiyalarının layihə sənədlərinə uyğunluğunun müəyyənləşdirilməsi;
- binanın istismarı dövründə əlaqədar təşkilatlar tərəfindən aparılmış müayinə-axtarış işlərinin hesabatlarının təhlili.

*Binanın zəlzələyədavamlılığının qiymətləndirilməsi üçün planlaşdırılmış işlərin yerinə yetirilmə metodikası:* Tədqiqat obyektinin layihələndirilməsi, tikintisi və istismarı dövrünə aid sənədlər, arxiv materialları, müvafiq təşkilatların rəyləri və eləcə də, obyektin həm tikintisi,

həm də istismarı dövründə qüvvədə olan tikinti norma və qaydalarına uyğunluğu araşdırılmalıdır:

СНиП 3. 03. 01-87 “Несущие ограждающие конструкции”, СНиП 2.03.01-84 “Бетонные и железобетонные конструкции”, СНиП 2. 02.01-83\* “Грунтовые основания зданий и сооружений”, СНиП 2.01.07-85\* “Нагрузки и воздействия”, AzDTN 2.3-1 “Seysmiki rayonlarda tikinti” və СНиП II-7-81 “Строительство в сейсмических районах”, ГОСТ 27751-88\* “Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету”.

“Landmark-III” ofis binası planda düzbucaqlı formada olmaqla 4 yeraltı mərtəbə (dayanacaq), 20 yerüstü və 2 texniki mərtəbəni birləşdirən çox funksiyalı A və B bloklarından ibarətdir.

“Landmark-III” ofis binasını və yeraltı qarajı birləşdirən A bloku xarici daş və kərpic divarlı, sərt özəkli, çərçivə-rabitəli, dəmir-beton karkas binalara, B bloku isə çərçivə sistemli karkas binalara aiddir.

*Binanın A blokunun* yükdaşıyan konstruksiyaları dəmir-beton bünövrə tavasından, sütunlardan, diafraqmalardan (süzəmi mərtəbələrində), sərt özəklərdən, kesson tipli mərtəbəarası örtük tirlərdən və örtük tavalardan, *B blokunun* yükdaşıyan konstruksiyaları isə qabırğalı dəmir-beton bünövrə tavasından, sütunlardan, kesson tipli mərtəbəarası örtük konstruksiyalardan ibarətdir. Binanın blokları qüvvədə olan normaların tələblərinə uyğun olaraq seysmiki tikişlə bir-birindən ayrılmışdır.

Pilləkən marş və meydançaları monolit dəmir-betondan, divarları yeraltı hissədə kənar oxlar boyunca monolit dəmir-betondan, yerüstü hissədə isə M50 markalı mişardaşından, arakəsmələr çoxboşluqlu kərpic hörgüsündən və gipskarton lövhələrdən yerinə yetirilmişdir.

Binanın yükdaşıyan qoruyucu divar konstruksiyaları 8-ci mərtəbə səviyyəsinə qədər A blokunda mişardaşından və B blokunda isə çoxboşluqlu kərpicdən hörgü sistemi olaraq yerinə yetirilmişdir.

Binanın tikintisi zamanı dəmir-beton bünövrə tavasının dabanı səviyyəsinə qədər qrunut kipləşdirilmiş, üzərinə 150 mm qalınlığında çınqıl qatı tökülüb. Bu qatın üzərinə 50 mm qalınlığında B7,5 sinfinə uyğun beton qatı, ikiqat şüşəruberoiddən suizolyasiya qatı və 50 mm qalınlığında hamarlayıcı qat örtülmüşdür.

Binanın A blokunun bünövrəsi bütöv tava şəklində tökmə dəmir-betondan inşa olunmuşdur. Bünövrə tavasının qoyulma dərinliyi 1-ci mərtəbənin döşəmə səviyyəsindən -15,8 m təşkil edir. Bünövrə tavasının qalınlığı 2,5 m və istifadə olunan beton B25 sinfinə aiddir. Sütunlar (S-1, S-2, S-3, S-4) monolit dəmir-betondan inşa olunmuşdur. Sərtlik özəkləri monolit dəmir-betondan inşa olunmuş və mərtəbəarası örtük konstruksiyaları kesson örtük şəklindədir. Mərtəbəarası örtük konstruksiyaları rigellərdən, kesson qabırğalardan və örtük tavasından təşkil olunmuşdur.

Binanın B blokunun bünövrəsi bütöv qabırğalı tava şəklində tökmə dəmir-betondan inşa olunmuşdur. Bünövrə tavasının qoyulma dərinliyi 1-ci mərtəbənin döşəmə səviyyəsinə nəzərən -15,8 m təşkil edir. Bünövrə tavasının qalınlığı 1,0 m-dir. Bünövrə tavasının qabırğalarının en kəsiyi 2,0 x 2,0 m təşkil edir.

Sütunlar monolit dəmir -betondan inşa olunmuşdur. Sütunlarının en kəsik ölçüləri 1,0 x 1,0 m qəbul olunsada B blokun +1,25 m səviyyəsindən etibarən sütunların en kəsikləri dairəvi olmaqla diametri 1200 mm qəbul olunmuşdur.

Mərtəbəarası örtük konstruksiyaları rigellərdən, kesson qabırğalarından və örtük tavasından təşkil olunmuşdur.

B korpusunun orta hissəsində mərtəbəarası örtük konstruksiyası kesson tipli günbəz şəklində həll olunmuşdur. Gümbəzin dayaq tirinin en kəsiyi 1,2 x 2,0 m (bxh) olmaqla qəbul olunmuşdur. Qeyd olunan günbəz örtüyü 2 səviyyədə +1,25 və +9,25 m səviyyələrində verilmişdir.

Qabırğa tirlərinin en kəsiyi dayaqalarda 50 x 200 sm (bxh), uc hissəsində isə 45 sm olmaqla qəbul olunmuşdur. Kümbəzin dairəvi kəmərlərinin addımı 1,2 m qəbul olunmuşdur. Kəmərlərin eni 2000 mmdir.

Eyni zamanda, binanın əsasını təşkil edən qruntlar yoxlanılmışdır. Bu məqsədlə binanın bünövrəaltı qrunnt əsasını təşkil edən göy rəngli, arasında nazik qum layıqları olan, bərk plastikli gil-qrunnt nümunələri əsasında müvafiq sınaqlar aparılmış və qruntların real yükötürmə qabiliyyəti Türkiyənin STFA TEMEL ARAŞDIRMA VƏ SONDAJ LTD ŞTİ tərəfindən qiymətləndirilmiş və qrunntun yükötürmə qabiliyyətinin 9,15 kqg/sm<sup>2</sup> olduğu müəyyənləşdirilib.

Bina layihələndirilərkən ərazinin 8 bal seysmik ərazi olmasına baxmayaraq layihələndirilmədə ərazilərin 1 bal artırmaqla 9 bal ərazi kimi qəbul olunmuş və layihələndirmə dövründə qüvvədə olan СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах» normativ sənədinin tələblərinə uyğun olmaqla binanın konstruksiya hissəsi 1 bal artırılaraq 9 bala layihələndirilmişdir.

*Aparılmış tədqiqatlar, mühəndis müayinələri və araşdırmalar nəticəsində aşağıdakılar müəyyən olunmuşdur:*

Binanın A blokunun bünövrəsi bütöv tava şəklində tökmə dəmir-betondan inşa olunmuşdur. Bünövrə tavasının qalınlığı 2,50 m olub, diametri 28 mm olan A400 sinifli armatur milləri ilə ikiqat torla armaturlanmış və torların işçi millərinin addımı 200 mm-dir.

Sütun və diafraqmaların yerləşmə sahələrində bünövrə tavasına əlavə olaraq alt və üst hissələrdə 28 mm olan A400 sinifli armatur milləri qoyulmuşdur. Sütunlar – monolit dəmir-betondan inşa olunmuşdur.

S-1 sütunlarının en kəsik ölçüləri 1,0x1,0 m qəbul olunmuşdur. Sütunların armaturlanması hündürlüyü üzrə bütün səviyyələrdə dəyişmədən 32Ø28 mm olan A400 sinifli armatur milləri və eninə millər isə ikiqat xamutlarla Ø10A240 armatur poladından 100 və 200 mm addımla yerinə yetirilmişdir.

S-2 sütunlarının armaturlanması hündürlüyü üzrə dəyişmədən 37,3 m səviyyəsinə qədər 40Ø28A400, 37,3 m səviyyəsindən etibarən isə 32Ø25A400 sinifli armatur milləri ilə armaturlanmışdır. Eninə millər isə ikiqat xamutlarla Ø10A240 armatur poladından 100 və 200 mm addımla yerinə yetirilmişdir.

S-3 sütunlarının armaturlanması hündürlüyü üzrə dəyişmədən 37,3 m səviyyəsinə qədər 40Ø28A400, 37,3÷77,3 m səviyyələrində 32Ø25A400 və 77,3 m səviyyəsindən etibarən isə 12Ø25A400 sinifli armatur milləri ilə armaturlanmışdır. Eninə millər isə ikiqat xamutlarla Ø10A240 armatur poladından 100 və 200 mm addımla yerinə yetirilmişdir.

S-4 sütunlarının armaturlanması -13,0 m səviyyəsində 56Ø28A400, hündürlüyü üzrə dəyişmədən -9,45÷37,3 m səviyyələrində 40Ø28A400, 37,3÷77,3 m səviyyələrində 36Ø25A400 və 77,3 m səviyyəsindən etibarən isə 12Ø25A400 sinifli armatur milləri ilə armaturlanmışdır. Eninə millər isə ikiqat xamutlarla Ø10A240 armatur poladından 100 və 200 mm addımla yerinə yetirilmişdir.

Sərtlik özəkləri – monolit dəmir-betondan inşa olunmuşdur. Sərtlik özəklərinin armaturlanması 2 qat torla yerinə yetirilmişdir. Şaquli millər Ø22A400, addım 200 mm olmaqla, üfqü millər isə Ø12A400 addım 200 mm kimi yerinə yetirilmişdir. Armatür torları 600x600 qəfəsə addımı ilə sancaqlar ilə bir-birinə bağlanmışdır. Sancaqlar Ø8A200 milləri ilə yerinə yetirilmişdir.

Mərtəbəarası örtük konstruksiyaları:

Rigellərin armaturlanması Ø25A400 polad millər ilə yerinə yetirilmişdir. Eninə millər isə ikiqat xamutlarla Ø10A240 armatür poladından 100 və 200 mm addımla yerinə yetirilmişdir.

Kesson tirlərinin armaturlanması 4Ø20A400 polad millər ilə yerinə yetirilmişdir. Eninə millər isə Ø10A240 armatür poladından 100, 150 və 200 mm addımla yerinə yetirilmişdir.

Mərtəbəarası örtük tavaşının qalınlığı 100 mm qəbul olunmuş və Ø12A400 millərlə ikiqat torla armaturlanmışdır.

A blokunun konstruksiyalarının betonunun möhkəmliyi tədqiqatlar zamanı “Şmidt-Hammer” sklerometri vasitəsilə təyin olunmuş və sütunlar üçün  $520 \div 580$  kqq/sm<sup>2</sup>, rigellər üçün  $540 \div 640$  kqq/sm<sup>2</sup>, mərtəbəarası örtük tavaşı üçün isə  $540 \div 620$  kqq/sm<sup>2</sup> intervalı ilə qiymətləndirilmişdir.

B bloku: Bünövrə - qabırğalı bütöv tava şəklində tökmə dəmir-betondan inşa olunmuşdur. Bünövrə tavaşının qalınlığı 1,0 m olub, diametri 20 mm olan A400 sinifli armatür milləri ilə ikiqat torla armaturlanmışdır və torların işçi millərinin addımı 200 mm-dir. Bünövrə tavaşının qabırğalarının en kəsiyi 2,0x2,0 m təşkil edir. Diametri 25 mm olan A400 sinifli armatür milləri ilə armatür karkası şəklində armaturlanmışdır. Armatür milləri maksimal gərginliklər sahəsində 21Ø25A400 və digər sahələrdə 11Ø25A400 armatür milləri ilə yerinə yetirilmişdir. Eninə millər isə ikiqat xamutlarla Ø10A240 armatür poladından 100 və 200 mm addımla yerinə yetirilmişdir.

Sütunlar – monolit dəmir-betondan inşa olunmuşdur. Sütunlarının en kəsik ölçüləri 1,0x1,0 m təşkil edir. Sütunların armaturlanma hündürlüyü bütün səviyyələrdə dəyişmədən 32Ø28 mm olan A400 sinifli armatür milləri və eninə millər isə ikiqat xamutlarla Ø10A240 armatür poladından 100 və 200 mm addımla yerinə yetirilmişdir.

Mərtəbəarası örtük konstruksiyaları :

Rigellərin en kəsiyi 55x140 sm (bxh) verilmişdir. Rigellərin armaturlanması Ø25A400 polad millər ilə yerinə yetirilmişdir. Eninə millər isə ikiqat xamutlarla Ø10A240 armatür poladından 100 və 200 mm addımla yerinə yetirilmişdir.

Kesson qəfəsəsinin addımı 1,2 m qəbul olunmuş və tirlərinin en kəsiyi 20x55 sm (bxh) verilmişdir. Kesson tirlərinin armaturlanması 4Ø20A400 polad millər ilə yerinə yetirilmişdir. Eninə millər isə Ø10A240 armatür poladından 100, 150 və 200 mm addımla yerinə yetirilmişdir.

Mərtəbəarası örtük tavaşının qalınlığı 100 mm qəbul olunmuş və Ø12A400 millərlə ikiqat torla armaturlanmışdır.

B korpusunun orta hissəsində mərtəbəarası örtük konstruksiyası kesson tipli günbəzin dayaq tirinin armaturlanması 40Ø25A400 polad millər ilə yerinə yetirilmişdir. Eninə millər isə Ø10A240 armatür poladından 100mm addımla, birləşdirici sancaqlar isə Ø12A400 armatür poladından 165 və 220 mm addımla, yerinə yetirilmişdir.

Qabırğa tirlərinin armaturlanması üst və alt hissədə 5Ø25A400, hündürlük üzrə əlavə olaraq 8Ø20A400 polad millər ilə yerinə yetirilmişdir. Eninə millər isə Ø10A240 armatur poladından 200 mm addımla yerinə yetirilmişdir.

Kəmərlərin armaturlanması 10(6)Ø20A400 polad millər ilə yerinə yetirilmişdir. Eninə millər isə Ø10A240 armatur poladından 200 mm addımla yerinə yetirilmişdir.

B blokunun konstruksiyalarının betonunun möhkəmliyi tədqiqatlar zamanı “Şmidt-Hammer” sklerometri vasitəsilə təyin olunmuş və sütunlar üçün  $520 \div 580$  kqk/sm<sup>2</sup>, rigellər üçün  $540 \div 640$  kqk/sm<sup>2</sup>, mərtəbəarası örtük tavasası üçün isə  $540 \div 620$  kqk/sm<sup>2</sup> intervalı ilə qiymətləndirilmişdir.

### Nəticələr

1. Binada müayinə işləri zamanı lokal sahələrdə beton konstruksiyalarının səthində qüsurlar qeydə alınmışdır. Bu tikinti prosesində betonlanma zamanı yaranmış qüurlara aiddir. Beləki, armatur millərinin beton səthinə yaxın olması, mühafizə qatının az olması və bir neçə lokal sahədə armatur millərinin səthinin açıq olması ilə xarakterizə olunan qüsurlar ciddi xarakter daşımır və binanın konstruksiyalarının dayanıqlığına xələl gətirmir. Binanın hər iki blokunun yükdaşıyan dəmir-beton konstruksiyalarının texniki vəziyyəti normaldır.
2. Binanın layihəsi işlənildikən qüvvədə olan СНиП II-7-81 “Строительство в сейсмических районах” normativ sənədinin tələbləri nəzərə alınmışdır, yəni normativ sənədin tələbinə əsasən tikinti ərazisi 8 bal seysmiki aktiv zonalara aid olsa da, binanın etibarlılığının artırılması məqsədi ilə layihələndirilmədə seysmiklik 1 bal artırılaraq 9 bala uyğun layihələndirilmişdir.
3. İstismar müddətində binanın istər A, istərsə də B blokunun yükdaşıyan konstruksiyalarında zədələnmələr yaranmamışdır.
4. Binanın istismarı zamanı dəmir-beton konstruksiyalarda layihə tələblərinə uyğun olaraq betonun orta möhkəmliyi  $325$  kqk/sm<sup>2</sup> olmasına baxmayaraq mühəndis-müayinələri zamanı betonun möhkəmliyi  $520 \div 640$  kqk/sm<sup>2</sup> (sütunlar  $520 \div 580$  kqk/sm<sup>2</sup>, rigellər  $540 \div 640$  kqk/sm<sup>2</sup>, mərtəbəarası örtük tavasası  $540 \div 620$  kqk/sm<sup>2</sup>) arasında qiymətləndirilmişdir.
5. 2010-cu ildə qüvvəyə minmiş AzDTN 2.3-1 “Seysmiki rayonlarda tikinti” və СНиП 11-7-81 tələblərini tamamilə ödəyən “LANDMARK-III” ofis binası 9 bal seysmikliyə uyğun layihələndirilmişdir.

Aparılmış tədqiqatların nəticələri təsdiq etdi ki, Bakı şəhəri, Səbail rayonu, Nizami küçəsi 90A sayılı ünvandakı “LANDMARK-III” ofis binasının hər iki blokunun zəlzələdavamlılığı 9 bala hesablanmışdır.

### İstifadə olunmuş ədəbiyyat

1. AzDTN 2.3-1 “Seysmiki rayonlarda tikinti”
2. СНиП II-7-81 “Строительство в сейсмических районах”
3. СНиП 2.03.01-84 “Бетонные и железобетонные конструкции”
4. “LANDMARK-III” ofis binasının layihələndirmə, tikintisi və istismarı mərhələlərində aparılmış tədqiqat və müayinə işlərinin yekunlarına dair hesabatlar.

UOT 697.147

**VENTİLYASIYA OLUNAN HAVA TƏBƏQƏLİ FASADLARIN OPTİMAL  
KONSTRUKTİV HƏLLƏRİNİN ANALİZİ***t. e. n., dosent Əkbərova S. M. Azərbaycan Memarlıq və İnşaat Universiteti***АНАЛИЗ ОПТИМАЛЬНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ  
ФАСАДОВ С ВЕНТИЛИРУЕМЫМ ВОЗДУШНЫМ ЗАЗОРОМ***к. т. н. Акперова С. М. Азербайджанский Архитектурно-Строительный Университет***ANALYSIS OF OPTIMAL CONSTRUCTIVE SOLUTIONS  
OF FACADES WITH THE VENTILATED AIR GAP***ph. d. in tech. sc., Akbarova Sa. M., Azerbaijan University of Architecture and Construction*

**Xülasə:** Binaların enerji sərfinin 30%-ə qədər azaldılması xarici qoruyucu konstruksiyarın optimal layihələndirilməsi və düzqün istismarı ilə bağlıdır. Optimal konstruksiyalara görə enerjiyə qənaət həm istifadə olunan inşaat materialların istilik-texniki göstəricilərindən həm konstruksiyaların konstruktiv- memarlıq- inşaat- dizayn həllərindən həm də tikinti rayonun iqlim göstəricilərindən asılıdır. Məqalə ventilyasiya olunan hava təbəqəli fasadların konstruktiv həlli sxemlərinin analizinə həsr olunub. Bu növ fasad sistemləri qüvvədə olan İNvəQ-na uyğun hesablanmalı və layihələndirilməlidir. Tədqiqatlar göstərir ki, iqlim parametrlərinin əsas göstəriciləri nəzərə alınaraq yerli iqlim şəraitinin təsiri ətraflı öyrənildikdən sonra konstruktiv həllər qəbul olunmalıdır. Məqalədə sistemin üstünlükləri və enerji səmərəliliyi ilə bağlı göstəricilər, problemlər analiz və təsnifat olunub. Fasadın optimal şaquli və künc kəşiri sxemləri, üstünlükləri və çatışmayan cəhətləri göstərilib. Bu növ çox təbəqəli fasadlar külək və yağışın mənfi təsirlərində qorunması üçün ən effektiv fiziki-texniki parametrlərinə malik olan sistemlər hesab olunur. Quraşdırma işlərini düzqün apardıqda binaların uzunmüddətli funksionallığı və etibarlı istismarına nail olmaq mümkündür.

**Açar sözlər:** divar konstruksiyası, istilik izolyasiya materialı, hava boşluğu, üzlük panel, bərkidici.

**Аннотация:** Снижение энергопотребления зданиями до 30% возможно благодаря оптимальной конструкции наружных стен и их правильной эксплуатации. Энергосбережение для оптимально спроектированных наружных стен зависит от тепло-технических характеристик используемых строительных материалов, архитектурно-дизайнерских решений стен, а также климатических характеристик места строительства. Статья посвящена анализу фасадов с вентилируемым воздушным зазором, которые необходимо проектировать в соответствии с действующими строительными нормами. Исследования показали, что конструктивные решения должны приниматься после детального изучения воздействия местных климатических условий с учетом основных климатических параметров. Системные преимущества и показатели энергоэффективности, проблемы были проанализированы и классифицированы. Оптимизированы вертикальные и угловые схемы, изучены достоинства и недостатки фасадов. Многослойные фасады имеют наиболее эффективные физические параметры для защиты от неблагоприятных климатических воздействий. Они обеспечивают долговременную функциональную безопасную эксплуатацию зданий при их правильной сборке и монтаже.

**Ключевые слова:** конструкция стены, теплоизоляционный материал, воздушный зазор, облицовочная панель, крепеж.

**Summary:** Reducing energy consumption by the buildings up to 30% is possible due to the optimal design of the outside protective constructions and their proper operation. Energy saving for optimal designed outside walls depends on the heat and technical characteristics of the used building materials, the architectural-design solutions of the walls as well as the climatic characteristics of the construction site. The article focuses on the analysis of the facades with the ventilated air gap. These facade systems must be calculated and designed according to the applicable building codes. Studies have shown that constructive solutions should be taken after a detailed study of the impacts of local climatic conditions taking into account key climatic parameters. System advantages and energy efficiency indicators, problems were analyzed and classified. Optimized vertical and corner schemes, advantages and disadvantages of facades were studied. The multi-layered facades have the most effective physical parameters for protection against adverse effects of the wind and the rain. They provide long-term functional safe operation of buildings when they are properly assembled.

**Keywords:** wall construction, thermal insulation material, air gap, faced panel, fasteners.

Bina və tikililər ən böyük enerji sərfiyyatçısı olduğu üçün onların enerji effektivliyinin artırılması məsələlərinin tədqiqi dayanıqlı inkişafın mühüm problemlərinə daırdır. Tədqiqatlar göstərir ki, bina və tikililərin enerji sərfinin 30%- ə qədər azaldılması xarici qoruyucu konstruksiyaların (XQK) optimal layihələndirilməsi və düzqün istismarı ilə bilavasitə bağlıdır. XQK-da baş verən enerji sərfi həm istifadə olunan inşaat materialların istilik-texniki göstəricilərindən həm konstruksiyaların konstruktiv- memarlıq- dizayn həllərindən həm də tikinti rayonun iqlim göstəricilərindən asılıdır [1].

Binaların enerji səmərəli olması üçün istilik mühafizəsi nöqtəyi- nəzərdən artan tələblər müxtəlif memarlıq- dizayn- mühəndis həllərinin yaranmasına, fasad örtüklərinin layihələndirilməsi, istehsalı və quraşdırılması üçün yeni üsulların tətbiqinə, binaların istilik, nəmlik, səs izolyasiyasına və yanğına qarşı davamlı olmasına, eləcə də fasadın xarici hava təsirlərindən qorunması üçün innovativ sistemlərin inkişafına gətirib çıxarıır. Bu günə qədər, keyfiyyət- enerji sərfi- qiymət baxımından ən uyğun şəkildə müasir inşaat tələblərini ödəyən texnologiya asma fasad sistemlərinin işlənilməsidir [2]. Müasir binaların fasad sistemləri bir çox hallarda İN və Q -23-02-2003 “Binaların istilik mühafizəsi” və digərlərin tələblərinə cavab vermədiyi üçün əlavə istilik izolyasiya, mənfi iqlim təsirlərindən mühafizə tədbirlərinə ehtiyac duyulur. Mövcud binaların rekonstruksiyası zamanı və yeni tikililər üçün xarici fasadların izolyasiya işlərinin aparılması mürəkkəb, iştutumlu proses olduğu üçün onların üzərində havalandırılan fasad sisteminin yaradılması texnologiyasının tətbiqi həm rahat aparılır həm də binanı memarlıq-dizayn baxımından istənilən şəkilə gətirmək imkanını verir [3].

Müasir tikintidə ventilyasiya olunan hava təbəqəli xarici divar konstruksiyalarının (VOHT XDK) tətbiqi üçün əsas zəmin həm onların əlverişli, çoxsaylı memarlıq-konstruktiv həlləri, funksionallığı həm də səmərəli istilik mühafizə xassələridir, hansılar ki binaların yüksək səviyyəli istilik mühafizəsinə qoyulan müasir tələblərə müvəffəq olmaq imkanını yaradır [4].

Ventilyasiya olunan hava təbəqəli xarici divar konstruksiyalarının istilik- texniki hesabı və layihələndirilməsi üçün əsasən aşağıdakı normativ-tikinti sənədlər istifadə olunur:

- İN və Q 2.01.07-85 “Yüklər və təsirlər”
- İN və Q 2.03.11-85 “İnşaat konstruksiyalarının korroziyadan mühafizəsi”
- İN və Q 23-01-1999 “İnşaat klimatologiyası”
- İN və Q 23-02-2003 “Binaların istilik mühafizəsi”
- İN 50.13330.2012 “Binaların istilik mühafizəsi”.



Tədqiqatlar göstərir ki, iqlim parametrlərinin əsas göstəriciləri nəzərə alınaraq yerli iqlim şəraitinin təsiri öyrənildikdən sonra bu sistemlərin konstruktiv həlləri qəbul olunmalıdır [5].

Sistemin təsviri. VOHT XDK-lar hündürlüyü 75 m-dən aşağı olan bina fasadlarının üzlənməsi və istilik izolyasiyası üçün tətbiq olunur və aşağıdakı vəzifələri yerinə yetirir [6]:

- xarici konstruksiyalarda izafi nəmliyin toplanmasının qarşısını alır;
- günəş radiasiyasından qoruyur;
- çəp yağışların təsirindən mühafizə edir;
- sürətli külək təsirlərinə görə izolyasiya materialının dağılmasının qarşısını alır (şəkil. 1a).



**Şəkil 1.** a- bina ətrafı hava axınları; b- VOHT XDK ümumi görünüşü: 1-əsas hörgü qatı, 2- bərkidici alt sistem, 3- istilik izolyasiyası, 4- anker, 5- ventilyasiya olunan hava təbəqəsi, 6-üzlük panel

Ventilyasiya olunan hava təbəqəli xarici divar konstruksiyaları fərqlənirlər [7]:

- əsas hörgü qatına görə ( kərpic, sıxlığı  $900 \text{ kq/m}^3$ -dan çox olan beton, məsaməli beton bloklar),
- konstruktiv sxemlərə görə,
- bərkidici alt sistemlərə görə,
- istilik izolyasiya materialına görə,
- üzlük panelin materialına görə ( təbii daş, keramika, keramoqranit, alüminli kompozit panellər, lövhəli panellər və s.).

Fasadların istilik mühafizəsi tələbləri və temperatur- nəmlik rejiminin gözlənilməsinin təmini üçün uyğun fiziki-texniki göstəricilərlə istilik izolyasiyası və ventilyasiya olunan hava təbəqəsinin tətbiq olunması daxili məkanları xarici təsirlərdən səmərəli mühafizəsini təşkil edir. Üzlük plitə və istilik izolyasiyası arası yerləşən eni 40-60 mm olan hava təbəqəsi xarici qoruyucu konstruksiyada nəmlik mübadiləsini təmin edir.

VOHT XDK-ın üstünlükləri:

- hava təbəqəsində havanın sirkulyasiyası nəmliyin rahat konstruksiyadan xaric olunmasına səbəb olur, yəni divar nəfəs alındır;
- hava təbəqəsinə görə divarın daxili səth temperaturu amplitudası azaldığı üçün iqlim qurğularının enerji sərfi azalır; istilik izolyasiyası üzlük plitə ilə yağıntılardan mühafizə olunduğu üçün divar quru olur;
- səs izolyasiyası daha güclüdür;
- üzlük plitələr qalan təbəqələri səmərəli mühafizə edir atmosfer yağıntılarından;
- su buxarının daxildən xaricə yönəldiyi istiqamətdə təbəqələrin buxar keçiriciliyi müqaviməti azalır, yəni konstruksiyada nəmlik toplanmır;

- yangın təhlükəsi aşağıdır çünki təbəqələr yanmayan və ya aşağı alovlanma xüsusiyyətinə malikdirlər, təmirsiz uzun müddətli istismar imkanı;
- xarici iqlimin göstəriciləri və dəyişməsindən asılı olmayaraq bu növ konstruksiyaların quraşdırılması il boyu aparıla bilər.

Bu növ konstruksiyaların dəyişən iqlim parametrlərinin təsirinə görə istismar dəyişmələrinin, onların istilik-fiziki xassələrinin öyrənilməsi aktual problemdir. Hava təbəqəsində havanın axın sürəti istilik və nəm ötürmənin intensivliyinə təsir etdiyi üçün havanın axın sürətinin və küləyin təsirinə hesabat metodikası mürəkkəb aktual məsələdir. Hava təbəqəsinin daxilində təzyiqin dəyişməsi prosesi isti, küləkli, nəmli iqlim şəraiti üçün hələ ki öyrənilməyib. Bu konstruksiyaların uzunmüddətli istismarı onların bəzi nöqsanlarını bürüzə verir. Layihə və quraşdırma qüsurları onların istilik-texniki göstəricilərinin azalması ilə müşahidə olunur və bəzi hallarda hətta onlar İN və Q enerjijə qənaətlə bağlı tələblərinə uyğun olmur. İstilik- texniki problemlərin təsnifatı cədvəl 1– də verilib.

### VOHT XQK-da yaranan istilik-texniki problemlər

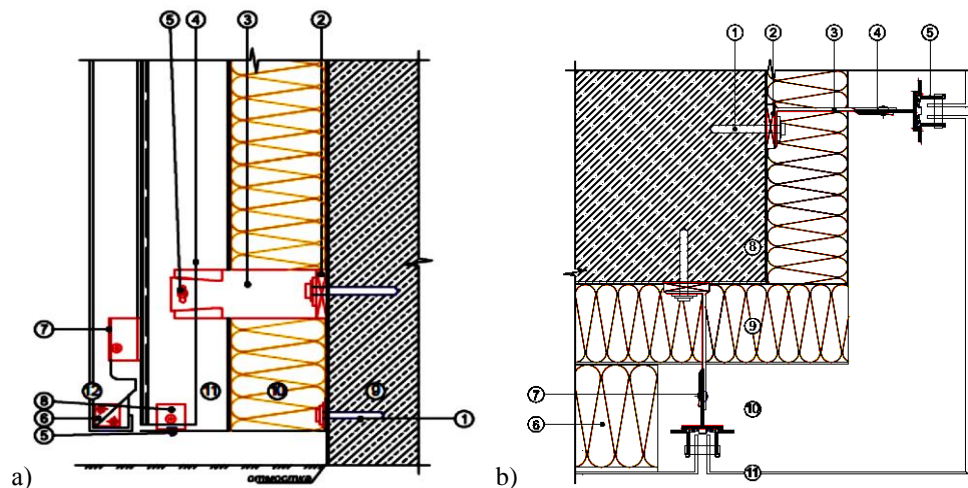
Cədvəl 1

Problem	Səbəblər	Nəticələr
Konstruksiyada nəmliyin müntəzəm toplanması	<ul style="list-style-type: none"> <li>- zəif ventilyasiya olunan hava təbəqəsi</li> <li>- küləkdən mühafizə membranının buxarkeçirməyə müqavimətinin yüksək olması</li> <li>- əsas hörgü qatının havakeçirmə və buxar-keçiricililiyinin yüksək olması</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- tikinti materialların uzunömürlü olmaması</li> <li>- fəsadın görünüşünün pisləşməsi</li> <li>- divarın istilik ötürməyə qarşı müqavimətinin azalması</li> </ul>
Konstruksiyanın istilik-texniki qeyri-bircinsliyi	<ul style="list-style-type: none"> <li>- metal kronşteyn və dübellər</li> <li>- pəncərə yanı sahələr</li> <li>- istilik körpüləri</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- istilik-texniki eynicinslik əmsalının aşağı olması</li> <li>- istilik izolyasiya materialının izafi istifadəsi</li> <li>- İN və Q “İnşaat istilik texnikası” tələblərinin yerinə yetirilməməsi</li> <li>- konstruksiyanın uzunömürlü olmaması</li> </ul>
Xarici havanın filtrasiyası	<ul style="list-style-type: none"> <li>- istilik izolyasiya qatının yüksək havakeçiricililiyi</li> <li>- küləkdən mühafizə membranının olmaması</li> <li>- fəsadın girintili-çıxıntılı olması</li> <li>- divarın yüksək havakeçiricililiyi</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- konstruksiyanın istilik-mühafizə xassələrinin aşağı olması</li> <li>- istilik itkilərinin çox olması</li> <li>- mineral pambıq izolyasiyasının emissiyası</li> </ul>
Daxili havanın eksfiltrasiyası	<ul style="list-style-type: none"> <li>- divarın yüksək havakeçiricililiyi</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- konstruksiyanın istilik-mühafizə xassələrinin aşağı olması</li> <li>- istilik itkilərinin çox olması</li> <li>- konstruksiyanın nəmliyinin artması</li> </ul>

Ventilyasiya olunan fasadlar mürəkkəb istilik-texniki konstruksiyalar olduğu üçün onların sxemləri müxtəlif texniki xassələrə malik olan tikinti materiallarından ibarətdir bu səbəbdən bu növ fasadların layihələndirilməsində bir çox aspektlərin qarşılıqlı təsiri kompleks şəkildə həll olunmalıdır.

VOHT XQK-ın istilik-texniki hesabatına daxildir:

- istilik izolyasiya materialının seçilməsi və hesabatı;
- nəmlilik rejiminin hesabatı;
- hava təbəqəsində hava mübadiləsi parametrlərinin təyini;
- hava təbəqəsinin temperatur nəmlilik rejiminin təyini.



**Şəkil 2.** a) Şaquli kəsir, b) Künc kəsir: 1- anker, 2- termoara, 3-kronşteyn, 4,8-şaquli profil, 5,7-bərkidici, 6- gücləndirici, 9- xarici divar, 10- istilik izolyasiyası, 11- ventilyasiya olunan hava təbəqəsi, 12-panel

### Nəticələr:

Tədqiqatlar müəyyən edir ki, xarici qoruyucu konstruksiyaların konstruktiv həlləri iqlim parametrlərinin əsas göstəriciləri nəzərə alınaraq yerli iqlim şəraitinin təsiri ətraflı öyrənildikdən sonra qəbul olunmalıdır. Bugün respublikada əksər binaların xarici qoruyucu konstruksiyaları İnşaat Norma və Qaydaları tələblərinə uyğun olmadıqları üçün böyük miqdarda enerji itkilərinə səbəb olurlar, eyni zamanda onların əlavə gücləndirilmiş istilik izolyasiyası əməltutumlu proses olduğu üçün ventilyasiya olunan hava təbəqəli fasadların tətbiqi, həm onların optimal istilik-texniki həll yoludur, həm də memarlıq baxımından daha uzunömürlüdür. Ventilyasiya olunan hava təbəqəli fasadların konstruktiv həlli sxemlərinin analizi göstərdi ki, çox təbəqəli fasadlar külək və yağışın mənfi təsirlərində qorunması üçün ən effektiv fiziki parametrlərə malik olan sistemlərdir. Quraşdırma işlərini düzgün apardıqda binaların uzunmüddətli funksionallığı və etibarlı istismarı təmin olunur.

### İstifadə olunmuş ədəbiyyat:

1. Bikas D., etc. Ventilated Facades: Requirements and Specifications Across Europe. *Procedia environmental sciences*, 38, 2017, p.148-154.
2. Ciampi M., Leccese F., Tuoni G.. Ventilated facades energy performance in summer cooling of buildings. *Solar energy*, 75, 2003, p.491-502.
3. Theodosiou T. Maximizing the building energy performance with advanced ventilated façade systems on existing structures. *Protection and Restoration of the Environment*. 2017, p.397-407.
4. Богословский В.Н. Строительная теплофизика. – М.: Высшая школа, 2012. – 415 с.
5. [www.alucom.ru/articles/zarubej\\_opit/o-vozdushnom-zazore-navesnogo-ventiliruemogo-fasada](http://www.alucom.ru/articles/zarubej_opit/o-vozdushnom-zazore-navesnogo-ventiliruemogo-fasada)
6. Петриченко М.Р., Петроченко М.В. Гидравлика свободноконвективных течений в ограждающих конструкциях с воздушным зазором. // Инженерно-строительный журнал. 201 № 8. с. 51-56.
7. Немова Д.В. Интегральные характеристики термогравитационной конвекции в воздушной прослойке навесных вентилируемых фасадов. // Инженерно-строительный журнал, 2013, №3, с.24-36.

### ***Elmi-texniki məqalənin hazırlanma qaydaları***

Elmi-texniki məqalə elmin aşağıdakı istiqamətlərinə uyğun olaraq elmi yenilikləri əks etdirməklə hazırlanmalıdır:

1. Memarlıq və şəhərsalma.
2. Zəlzələyədavamlı tikintilər.
3. İnşaat konstruksiyaları, bina və qurğular.
4. Geotexnika və inşaatın ekologiyası.
5. İnşaat materialları.
6. İnşaatın təşkili və idarə olunması.
7. Tikinti norma və qaydalarının təkmilləşdirilməsi.
8. Tikinti praktikasında beynəlxalq və respublika yenilikləri.

Elmi məqalələr azərbaycan, rus və ingilis dillərində həcmi 3 səhifədən az, 8 səhifədən çox olmamaqla formatı: A4, faylın formatı: MS Word və ya RTF; Times New Romanda 12 şriftlə, 1 intervalla yığılmalıdır; vərəqin kənarları: yuxarı və aşağı tərəflər-2 sm, sol tərəf-1,5 sm, sağ tərəf-3 sm. Əgər məqalədə şəkillər olarsa, şəkillər mətnə uyğun olaraq elektron şəkildə 1 dyümdə 300 pikseldən ( və ya 300 dpi ) az olmayaraq **jpeg**, **tiff** və ya **eps** formatında yerləşdirilməlidir.

Şəkillər şəkilaltı yazı və sıralama ilə müşayiət olunmalıdır .

İstifadə edilmiş ədəbiyyat siyahısı AAK-ın tələblərinə uyğun tərtib olunmalıdır.

Fiziki qiymətlərin ölçüləri və parametrləri СИ sistemi ilə verilməlidir.

Məqalələr aşağıdakı ardıcılıqla yığılmalıdır: vərəqin solunda yuxarıda UOT; 1 intervaldan sonra məqalənin adı 12 keql adı şriftlə, qara; 1 interval, müəllifin (-lərin) adı, atasının adı, soyadı 12 keql şriftlə kursiv, qara; 1 interval, təşkilatın tam adı, şəhər 12 keql şriftlə, kursiv; 2 interval, məqalənin mətni.

Yuxarıdakı tələblərə uyğun olmayan məqalələr qəbul olunmur.

Məsul katibin elektron ünvanı: **e-mail: [azimeti\\_elmikatib@mail.ru](mailto:azimeti_elmikatib@mail.ru)**;

tel. (012) 597 51 46 (əlavə 205)

### ***Правила подготовки научно-технической статьи***

Принимаются оригинальные статьи по широкой тематике архитектуры, градостроительства, строительных конструкций, сейсмостойкого строительства, геотехники водоснабжения и канализации, совершенствования строительных норм и правил, организации строительного производства и строительной экологии.

Статьи принимаются в печатном и электронном виде, объемом от 3-8 страниц текста, набранного на компьютере и напечатанного шрифтом 12-го кегля с одиночным интервалом). Поля: слева, сверху и снизу - 2см, справа- 1 см.

Статьи принимаются на азербайджанском, или английском, или русском языках.

В начале статьи в левом углу указывается УДК.

Статьи сопровождаются аннотациями (до 100-150) слов на азербайджанском, английском и русском языках, а также списком ключевых слов (5-10 слов) на азербайджанском, английском и русском языках.

Название статьи, фамилия и инициалы автора (авторов), даются на азербайджанском, английском и русском языках. Фамилия (и) автора (ов) сопровождаются должностью, местом работы и электронным адресом. Структура статьи должна по возможности включать введение, методику исследования, характеристику объекта исследования, результаты и выводы (заключение).

Электронная почта ответственного секретаря: **e-mail: [azimeti\\_elmikatib@mail.ru](mailto:azimeti_elmikatib@mail.ru)**;

tel. (012) 597 51 46 (əlavə 205)