

NEWS

OF THE NATIONAL ACADEMY OF SCIENCES OF THE REPUBLIC OF KAZAKHSTAN

SERIES OF GEOLOGY AND TECHNICAL SCIENCES

ISSN 2224-5278

Volume 4, Number 424 (2017), 148 – 169

UDC 625.7/8:691.16

B. B. Teltayev

Kazakhstan Highway Research Institute, Almaty, Kazakhstan.

E-mail: bagdatbt@yahoo.com

FATIGUE DESTRUCTION OF ASPHALT CONCRETE PAVEMENT. 2. THERMODYNAMICS

Abstract. In this paper the fatigue destruction regularity of asphalt concrete pavement, determined before, has been proved by observance of the identified criteria for thermodynamics of irreversible processes – universal Glensdorf-Prigozhin criterion and principle of minimum for production of the entropy of Yu.L. Klimontovich. Values of production of the entropy under impact of vehicle load of various volumes have been calculated from values of stresses and strains in asphalt concrete pavement of the highway. Stresses and strains have been determined with the use of solution of A.K. Privarnikov for multilayer elastic half-space, on the surface of which the vertical static load has been applied and uniformly distributed along the area of a circle. To calculate the stresses and strains the five-layer pavement structure has been taken, which included two asphalt concrete layers.

Key words: asphalt concrete pavement, fatigue destruction, production of the entropy, Glensdorf-Prigozhin criterion, Klimontovich principle.

1. Introduction. Principle of staging of fatigue destruction for the asphalt concrete pavement was formulated in the author's work [1], devoted to the analysis of the fatigue destruction of the asphalt concrete pavement for the highway, based on actual materials, obtained on the sections of the operational highways. Then, similar to the known phenomena of self-organization in thermodynamics of irreversible processes and dynamics of non-linear systems (synergetics) – Bernar's effect and division of biological cell, it was suggested to consider the parts of asphalt concrete pavement as the specific dissipative structures, occurred in critical conditions, and a new regularity was formulated for the staging fatigue destruction of the asphalt concrete pavement. This regularity was explained based on the newly proposed scheme of bifurcation with the use of the results for experimental determination of the single, cyclic, long-time and residual strength of the asphalt concrete.

In this paper the determined regularity of staging fatigue destruction of the asphalt concrete pavement has been proved by observance of the criteria for thermodynamics of irreversible processes namely by universal Glensdorf-Prigozhin criterion and Klimontovich principle.

2. Stress and strain behavior.

2.1. Pavement structure. To perform calculation of the stresses and strains, occurring under impact of the estimated vehicle load with further determination of strain and dissipation energies the following pavement structure has been adopted, which is one of the most typical for the highways of high technical categories in Kazakhstan:

1st layer: fine-grained dense asphalt concrete, thickness $h_1 = 5$ cm;

2nd layer: coarse-grained porous asphalt concrete, $h_2 = 10$ cm;

3rd layer: crushed stone and sand mix, treated with cement (8%) in the plant, $h_3 = 20$ cm;

4th layer: crushed and stone mix (6-40 mm), $h_4 = 20$ cm;

5th layer: natural gravel and sand mix, $h_5 = 25$ cm.

Soil of subgrade is light dusty clay loam.

It is supposed that bitumen of grade BND 100-130, produced by Pavlodar Petrochemical Plant, will be used for preparation of the asphalt concretes.

2.2. Deformation characteristics of materials and soil. Asphalt concrete is a visco-elastic material [2-4] and its strain characteristics depend on the temperature and load duration. In this paper the elasticity modulus of fine-grained dense and coarse-grained porous asphalt concretes were calculated under the modified Hirsh formula, proposed in the paper [5]:

$$E_{ac}(t) = P_c(t) \cdot [E_{ag} \cdot (1 - VMA) + E_b(t) \cdot VFA \cdot VMA], \quad (1)$$

$$P_c(t) = 0,006 + \frac{0,994}{1 + \exp \left[- \left(0,6628 + 0,5861 \cdot \ln \left(VFA \cdot \frac{E_b(t)}{3} \right) \right) - 12,87 \cdot VMA - 0,1706 \cdot \ln(\varepsilon \cdot 10^6) \right]}, \quad (2)$$

where $E_{ac}(t)$ is the elasticity modulus of asphalt concrete at the time moment t ; $E_b(t)$ is the elasticity modulus of bitumen at the time moment t ; E_{ag} is the elasticity modulus of stone aggregate, adopted equal to 26 540 MPa; VMA are voids of mineral material (as a decimal fraction); VFA is a share of inter-grain voids, filled with binder (as a decimal fraction); ε is a level of strain, adopted equal to $100 \cdot 10^{-6}$ for the mean temperature.

Elasticity modulus of bitumen $E_b(t)$ is calculated under the formula [6, 7]:

$$E_b(t) = Eg \left[1 + \left(\frac{Eg \cdot t}{3 \cdot \eta} \right)^b \right]^{-\left(1 + \frac{1}{b}\right)}, \quad (3)$$

where Eg is an instantaneous elasticity modulus of bitumen, adopted equal to 2 460 MPa; η is a coefficient of viscosity for bitumen, MPa·s.

Coefficient of viscosity η is determined under the equations:

$$\begin{cases} \eta = a_{TrAhr}(T) \cdot \eta(T_r) & T \leq T_{rb} - 10; \\ \eta = a_{TrWLF}(T) \cdot \eta(T_r) & T > T_{rb} - 10, \end{cases} \quad (4)$$

$$\eta(T_r) = 0,00124 \left[1 + 71 \cdot \exp \left[- \frac{12(20 - PI)}{5(10 + PI)} \right] \right] \cdot \exp \left(\frac{0,2011}{0,11 + 0,0077PI} \right), \quad (5)$$

$$a_{TrAhr}(T) = \exp \left[11720 \cdot \frac{3(30 + PI)}{5(10 + PI)} \left[\frac{1}{(T + 273)} - \frac{1}{(T_{rb} + 263)} \right] \right], \quad (6)$$

$$a_{TrWLF}(T) = \exp \left[- \frac{2,303(T - T_{rb} + 10)}{(0,11 + 0,0077PI)(114,5 + T - T_{rb})} \right]. \quad (7)$$

where PI and T_{rb} are penetration index and softening point of bitumen.

Parameter b is calculated under the equation:

$$b = \frac{1}{\frac{1}{\beta} + \frac{\ln(\pi)}{\ln(2)} - 2}, \quad (8)$$

$$\beta = \frac{0,1794}{1 + 0,2084PI - 0,00524PI^2}. \quad (9)$$

Values of Poisson's coefficient for asphalt concretes are determined under the formula, recommended by the Guide [8]:

$$\nu = 0,15 + \frac{0,35}{1 + \exp(-1,63 + 3,84 \cdot 10^{-6} \cdot E_{ac}(t))}, \quad (10)$$

where ν is Poisson's coefficient of asphalt concrete; $E_{ac}(t)$ is elasticity modulus of asphalt concrete.

Due to the necessity of dissipation energy calculation in the asphalt concrete layer of pavement at the initial operational period and during the period of fatigue destruction occurrence, the values of elasticity moduli of the asphalt concrete were determined in their two conditions – after short-term (RTFOT) and long-term (RTFOT+PAV) aging of bitumen and at duration of load impact $t = 0$ s (instantaneous strain) and $t = 0.1$ s. Calculated values of the elasticity moduli and Poisson's coefficients of the asphalt concretes are shown in the Table 1. In addition, at present for many countries of the world, including European ones, it is adopted that fatigue of the asphalt concrete occurs at moment when its stiffness (elasticity modulus) reduces two times from the initial one [9]. For the dense and porous asphalt concretes, which we adopted, such values of the elasticity moduli at the duration of load impact $t = 0.1$ s are equal to 3467 MPa and 2071 MPa respectively, and the values of Poisson's coefficients are equal to 0.30 and 0.37 respectively.

Table 1 – Values of elasticity modulus (E) and Poisson's coefficients (ν) for asphalt concretes

Aging of bitumen	Duration of load impact t, s	Asphalt concrete			
		Fine-grained dense		Coarse-grained porous	
		E, MПа	ν	E, MПа	ν
RTFOT	0	19 810	0.15	16 870	0.15
	0.1	5 681	0.21	3 307	0.31
PAV	0	19 810	0.15	16 870	0.15
	0.1	6 933	0.18	4 142	0.27

Values of elasticity moduli and Poisson's coefficients for the materials of other layers of pavement and soil of subgrade are specified under the standard document CN RK 3.03-19-2006 [10] and are shown in the Table 2.

Table 2 – Values of elasticity modulus and Poisson's coefficients for the materials of the layers for pavement and soil

Material, soil	Elasticity modulus E, MPa	Poisson's coefficient
Crushed stone and sand mix, treated with cement (8 %)	1000	0.30
Crushed stone and sand mix (6-40 mm)	250	0.30
Natural gravel and sand mix	180	0.30
Soil – light dusty clay loam: moisture $W_p = 0,64 W_T$	58	0.35

2.3. Calculation scheme. Calculation scheme of pavement structure and subgrade is shown in Figure 1. As it is seen, the top five layers of this calculation scheme simulate the layers of the adopted pavement, they have relevant thicknesses h_1, h_2, h_3, h_4, h_5 , materials of the layers are characterized by elasticity moduli E_1, E_2, E_3, E_4, E_5 and Poisson's coefficients $\nu_1, \nu_2, \nu_3, \nu_4, \nu_5$. And the lowest, i.e. the sixth layer simulates the subgrade and infinitely stretches downwards ($h_6 \rightarrow \infty$). The material of this layer is the soil of subgrade, which is characterized by elasticity modulus E_6 and Poisson's coefficient ν_6 .

The vertical static load with the intensity of q , uniformly distributed within the circle with diameter of D , impacts on the surface of the upper layer, which simulates the load from the wheel of the vehicle. In our case $q = 0.4; 0.5; 0.6; 0.7$ and 0.8 MPa and $D = 42$ cm.

Materials of all constructive layers of pavement and soil of subgrade are considered as elastic ones.

Stresses and strains in such multilayer elastic system are determined with the use of solution of Prof. Privarnikov A.K [11].

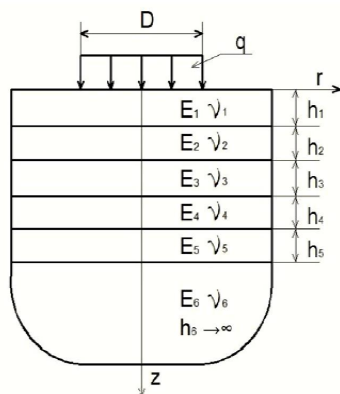


Figure 1 – Calculation scheme of pavement and subgrade

2.4. Stresses and strains. Components of stress and strain were calculated at temperature of 10°C in point, located on the bottom surface of the second asphalt concrete layer along the vertical axis, which passes through the center of the circle of loading, and they are shown in the Figures 2-9. The analysis of graphs for variation of stresses and strains show that they have as general, common for all, as well as separate, specific for each of them, peculiarities. General features for all the components of stress and strain are:

1. Significant variation of stresses and strains occur in zone with dimension 2-3 of the diameter for the circle of loading, which is under load impact.

2. Stiffness of asphalt concretes impacts greatly on distribution and variation of stresses and strains.

Together with the general peculiarities, mentioned above, the components of stress and strain have the following individual peculiarities of variation in longitudinal direction (in direction of traffic moving):

1. Longitudinal and transversal normal stresses, in zone under impact, are tensile, they are reduced fast with the increase of the distance and, depending on the stiffness of the asphalt concrete layers on various distances, they transform into compressive ones. The value of tensile longitudinal and transversal normal stresses depends greatly on the stiffness of the asphalt concrete layers, with the increase of which the first ones considerably (in several times) increase. Thus, the maximum values of the longitudinal and transversal normal stresses at the instantaneous strain ($t = 0$), load duration $t = 0.1$ second and during decrease of the asphalt concretes stiffness for a half of the initial one ($t = 0.1$ s and $E = E/2$) are 1.46; 0.39 and 0.03 MPa respectively.

The longitudinal and transversal strains are of similar qualitative nature, only with a small difference that their values decrease in the sphere of compressive strains with the increase of the asphalt concretes stiffness. And the values of instantaneous strain are lower than others in the sphere of tensile strains. Maximum value of longitudinal and transversal strain is 110 microstrain, i.e. $110 \cdot 10^{-6}$.

2. The vertical normal stress is a compressive one in every location. Its value also varies considerably depending on the asphalt concretes stiffness and decreases with its increase.

The vertical strain is of similar character of variation in the sphere of the compressive values (under impact). The vertical strain changes its sign approximately at the distances, equal to 1.5 of the radius of the circle of loading, depending on the stiffness of the asphalt concretes, i.e. it transforms from the compressive strain to the tensile one. The strain increases with the asphalt concrete stiffness decrease in the sphere of the compressive values, as well as in the sphere of the tensile ones.

3. Shearing stress and shearing strain are of similar qualitative nature for variation: at the beginning of coordinates (under load impact) they are equal to zero; at the distances, which are approximately two radiuses of the circle of loading, they have maximum values, then they reduce again; it seems that the location of maximum shearing stress and shearing strain do not depend on the asphalt concrete stiffness, but their values considerably depend on the latter – the shearing stress and shearing strain decrease with the asphalt concrete stiffness increase. Their graphs are antisymmetric in relation to the axis, passing through the center for the circle of loading.

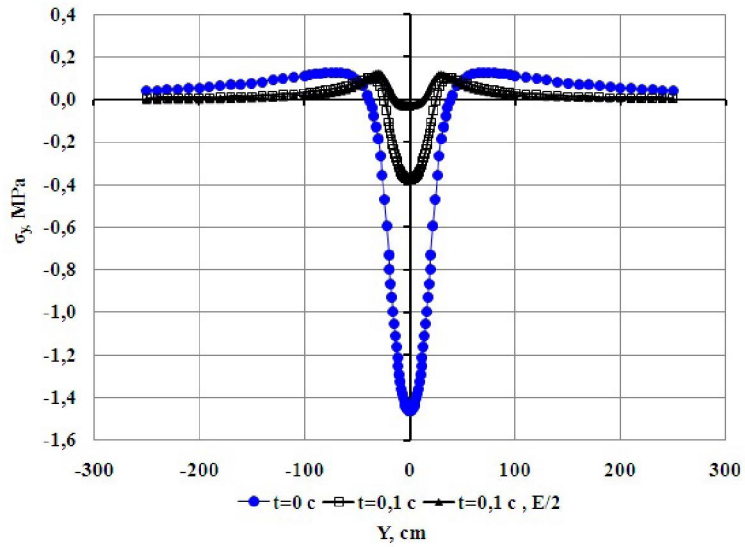


Figure 2 – Graph for variation of longitudinal normal stress in direction of traffic

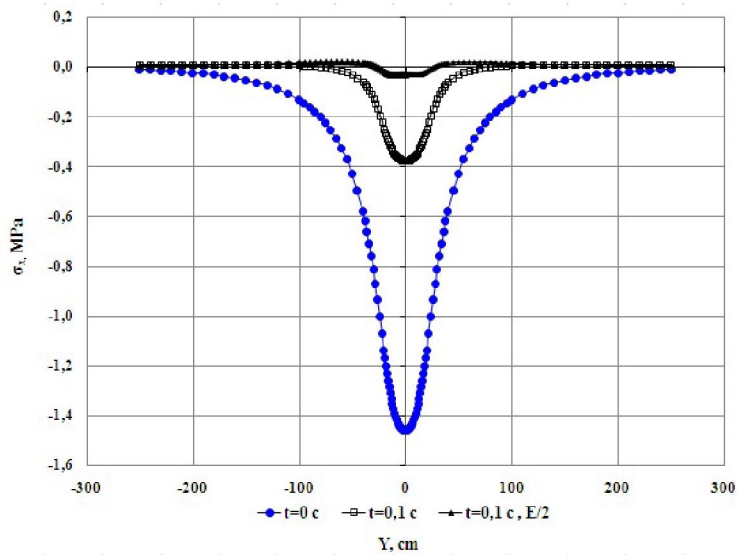


Figure 3 – Graph for variation of transversal normal stress in direction of traffic

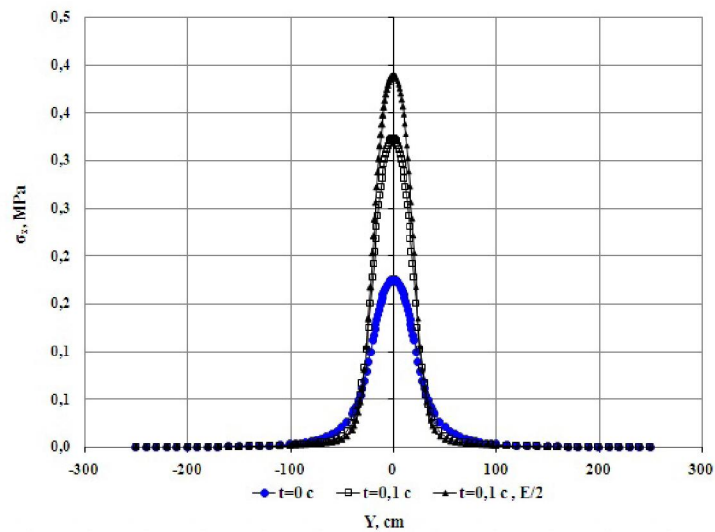


Figure 4 – Graph for variation of vertical normal stress in direction of traffic

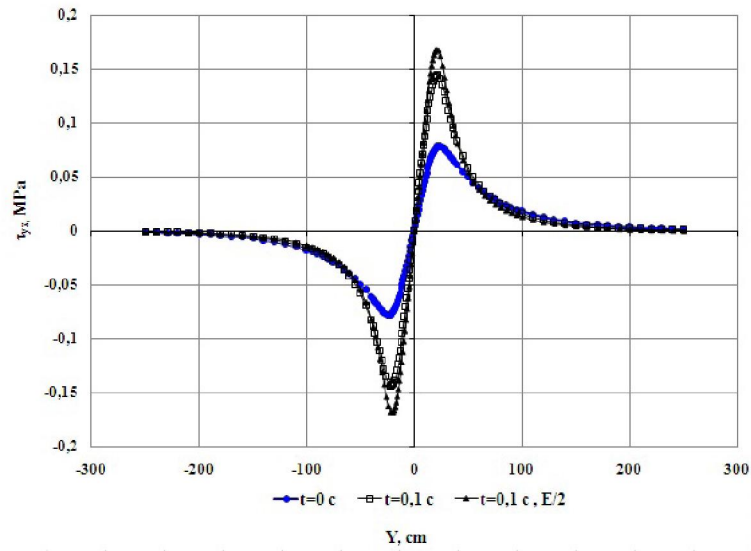


Figure 5 – Graph for variation of shearing stress in direction of traffic

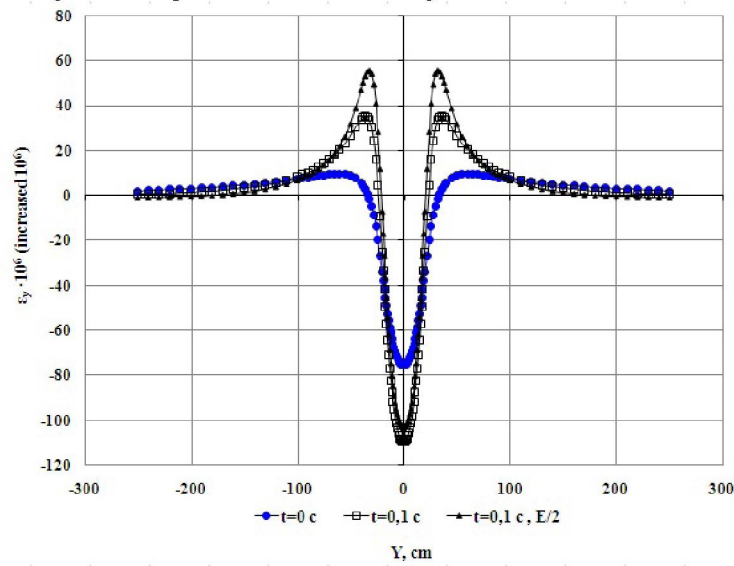


Figure 6 – Graph for variation of longitudinal strain in direction of traffic

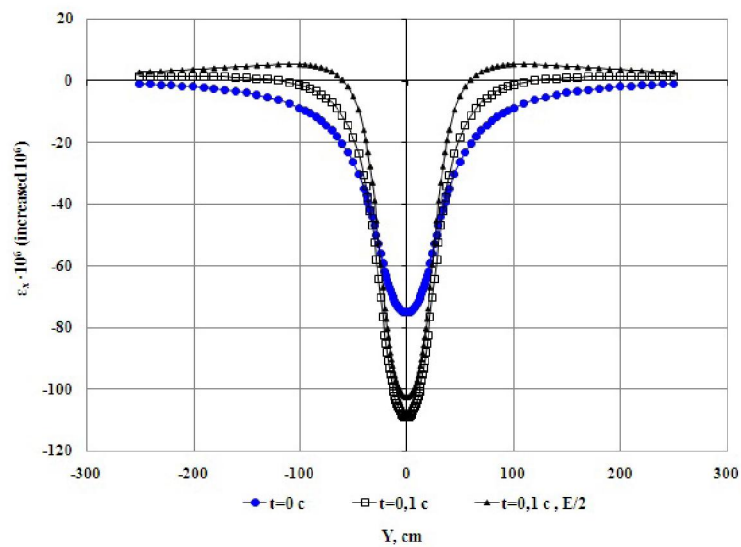


Figure 7 – Graph for variation of transversal strain in direction of traffic

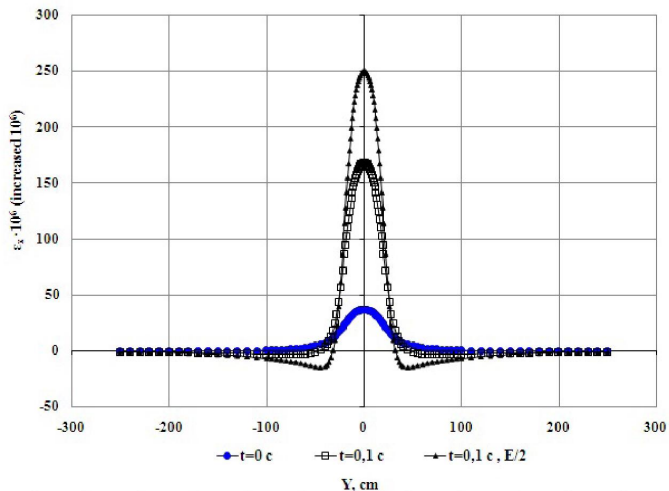


Figure 8 – Graph for variation of vertical strain in direction of traffic

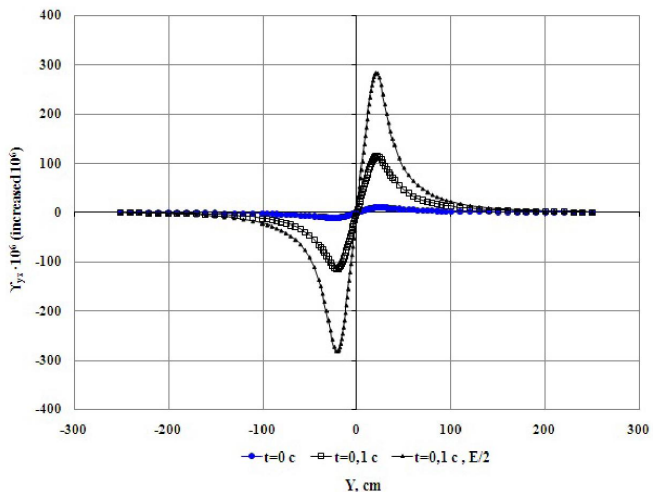


Figure 9 – Graph for variation of shearing strain in direction of traffic

3. Thermodynamics.

3.1. Dissipation energy. As it was mentioned above, in our previous paper [1] it was proposed to consider the parts of asphalt concrete during the periods of the fatigue destruction as the specific dissipative structures, occurring in critical situation. If this proposal (hypothesis) is correct, then the physical processes, occurring in asphalt concrete pavement as in thermodynamic system, should meet the known criteria of thermodynamics of irreversible processes. Such criteria are the universal Glensdorf-Prigozhin criterion [12-14] and Klimontovich criterion [15], which use the entropy production as the function of condition, characterizing the processes of self-organization. To calculate the entropy production we should determine the dissipation energy.

In this paper the dissipation energy, irreversibly scattered by the asphalt concrete pavement into the environment, is determined under the equation:

$$W_d = W_0 - W_V, \tag{11}$$

where W_0 is instantaneous strain energy ($t = 0$); W_V is strain energy at load duration ($t = 0.1$ s).

During determination of the dissipation energy under the equation (11) it is adopted that instantaneous strain of the asphalt concrete pavement under load impact is pure elastic and dissipation energy occurs at any finite load duration (for example, at $t = 0.1$ s) due to the mechanism of relaxation.

Figure 10 represents the graphs, showing the dependence on the load of the instantaneous strain energy W_0 (RTFO), strain energies at load duration for 0.1 s at the initial period of operation $W_{0,1}$ (RTFO) and during operation of the asphalt concrete pavement before fatigue destruction $W_{0,1}$ (PAV E/2). As it is seen, all the types of the mentioned strain energies depend greatly on the load; the more the load the more the energies. The dependences are linear. As it has been expected, the strain energy is the biggest at all the loads at instantaneous strain, which is easily explained by the big value of the instantaneous elasticity modulus. The elasticity modulus decreases with the load duration increase, and in addition the relevant strain energies are also reduced.

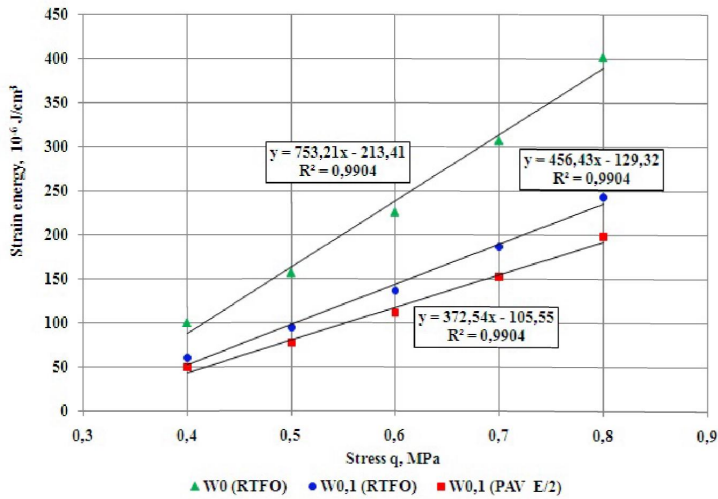


Figure 10 – Graphs for variation of strain energy depending on load

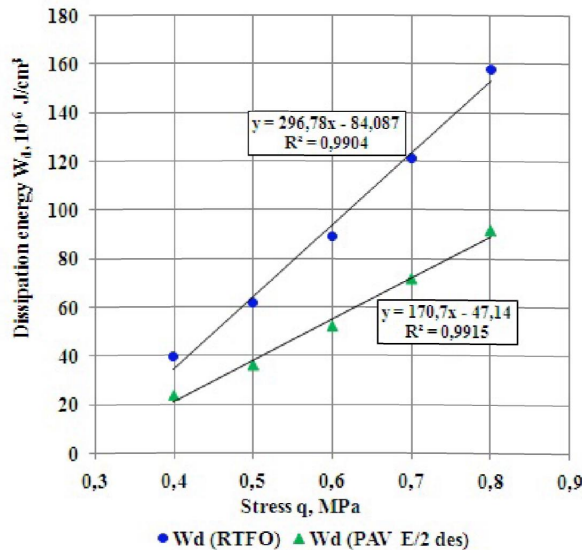


Figure 11 – Graphs for variation of dissipation energy depending on load

The graphs of variation for dissipation energies depending on the load are shown in Figure 11. It is seen, that similar to the strain energies, the dissipation energies also increase linearly with the increase of the load from the vehicle, moreover at all the loads the dissipation energy at the initial period of operation of the asphalt concrete pavement W_d (RTFO) is considerably more than during the period with fatigue destruction W_d (PAV E/2 des). During determination of the dissipation energy in the asphalt concrete pavement with fatigue destruction the specific elements of the asphalt concrete are considered as the rod and the vertical stress in the bottom of the rod is equal to the vertical stress in the bottom of the uniform (without destruction) asphalt concrete pavement.

3.2. Glensdorf-Prigozhin universal criterion. In the thermodynamics of irreversible processes the universal criterion of evolution for self-organization dynamic system is formulated in the following form: “In any non-equilibrium system with the fixed border conditions the processes occur in such way that the rate of variation for entropy production, stipulated by the variations of thermodynamics forces, decreases” [12-14]. Meanwhile, the entropy production is the amount of the entropy, produced by the system at a time unit.

In accordance with the second principle of thermodynamics we have [16]:

$$\delta Q = T \cdot ds, \tag{12}$$

where δQ is small volume of heat (energy); ds is small amount of entropy; T is thermodynamics temperature.

In respect to our case we rewrite the equation (12) in the following form:

$$\Delta S = \frac{\Delta W_d}{T}, \tag{13}$$

where ΔS is amount of entropy; ΔW_d is amount of dissipation energy.

During calculation of the entropy under the equation (13) it is necessary to clarify the following. According to the definition the entropy production represents by itself the amount of entropy, accounted for the time unit. Dissipation energy, included into the equation (13), represents by itself the amount of scattered energy at single action (passage) of the load from the wheel of the vehicle. Taking into account the above, the amount of entropy, calculated under the equation (13), can be considered as the entropy production during the time of single load impact.

Calculated values of the entropy production with various loads at the initial period of operation for the asphalt concrete pavement and after occurrence of the fatigue destructions in it are represented graphically in Figure 12. As it is seen, similar to the dissipation energy, the entropy production also increases

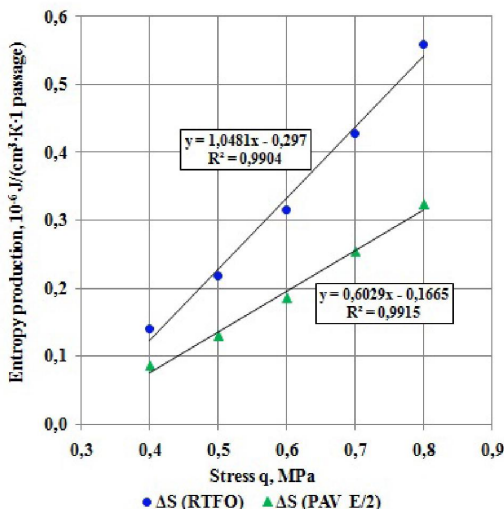


Figure 12 – Graphs for dependence of entropy production on load value

linearly with the load increase in both considered operational conditions of the asphalt concrete pavement. It is obvious that at the same temperature with all the loads the entropy production at the initial period of operation is more than after the fatigue destruction.

In our case the thermodynamics force is the load (stress) from the wheel of the vehicle, acting on the surface of the asphalt concrete pavement. Therefore the slopes of the graphs in Figure 12 represent by itself the rate of variation for entropy production, stipulated by the variation of the thermodynamic force. As it is seen, the slope of the graph, corresponding to the condition of the asphalt concrete pavement after occurrence of the fatigue destructions are obviously (considerably) less, than in the beginning of operation, i.e. Glensdorf-Prigozhin universal criterion is observed.

3.3. Principle of Yu.L. Klimontovich. The paper of Yu.L. Klimontovich formulated “Principle of entropy production minimum in the processes of self-organization”, which consists in the following. The process of self-organization is represented as a phase transition (or sequence of phase transitions), with the result that the system transforms into more ordered state. The principle states that the entropy production in a new – more ordered state, occurred as the result of the successive phase transition, is less than the entropy production of the old condition, which is mentally extended into the unstable sphere [17].

Figure 13 represents two graphs for variation of entropy production in the asphalt concrete pavement, related to two time moments: the first of them corresponds to the condition of pavement before occurrence of fatigue destructions, and the second one – after their occurrence. Then the straight line 1 will correspond to the old condition of the asphalt concrete pavement, which is mentally extended into unstable sphere, and the straight line 2 will correspond to a new – more ordered state. As it is seen from the Figure 13, entropy production in the asphalt concrete pavement with all the considered loads in a new – more ordered state (straight line 2) is less than the entropy production of the old condition, which is mentally extended into the unstable sphere (straight line 1).

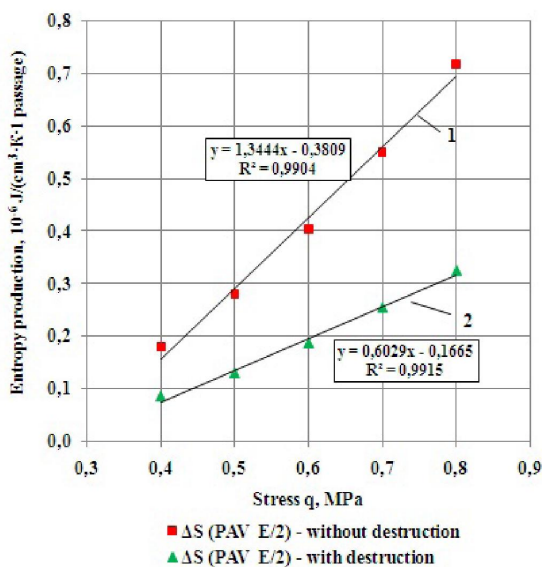


Figure 13 – Graphs for dependence of entropy production on load value

Therefore, it is shown that principle of Yu.L. Klimontovich – principle of entropy production minimum in the processes of self-organization – is observed at the fatigue destruction.

Conclusion.

1. Components of stress and strain in the bottom surface of the second asphalt concrete layer for the modern pavement structure of a highway, occurred under impact of the estimated vehicle load, in the direction of traffic, vary greatly depending on the asphalt concrete stiffness.

2. All calculated types of strain energy – at the instantaneous strain, stain at load duration for 0.1 s on the initial stage of operation and during operation with the aged bitumen – depend greatly on the load and increase linearly with the increase of the latter.

3. Dissipation energy and entropy production also increase linearly with the load increase and they also depend on the operational condition of pavement.

4. At fatigue destruction the known criteria of the thermodynamics of irreversible processes are observed – the universal Glensdorf-Prigozhin criterion and Klimontovich principle.

REFERENCES

- [1] B.B.Teltayev. Fatigue failure of asphalt concrete pavement. 1. Self-organization and mechanical interpretation //Bulletin of the National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan. Series of Geology and Technical Sciences. 2017. № 3. - P. 1-33. (in Russ.).
- [2] Huang Y.H. Pavement Analysis and Design. Second Edition. Pearson Education, Inc. Upper Saddle River. New Jersey. 2004. – 775 p. (in Eng.).
- [3] Papagiannakis A.T., Masad E.A. Pavement Design and Materials. John Wiley & Sons Inc. New Jersey. 2008. – 542 p. (in Eng.).
- [4] Yoder E.J., Witzcak M.W. Principles of Pavement Design. John Wiley & Sons Inc. New Jersey. 1975. – 736 p. (in Eng.).
- [5] Christensen D.W., Bonaquist R.F. Impoved Hirsch model for estimating the modulus of hot mix asphalt. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists. Vol. 84. 2015. (in Eng.).
- [6] Radovskiy B., Teltayev B. Visco-elastic properties of asphalts based on penetration and softening point. Almaty, Publisher «Bilim», 2013. 152 p. (in Russ.).
- [7] Bagdat Teltayev and Boris Radovskiy. Low Temperature Cracking Problem for Asphalt Pavements in Kazakhstan, Труды 8th RILEM International Conference on Mechanisms of Cracking and Debonding in Pavements, Vol.1, 2016, pp. 139-145. (in Eng.).
- [8] ARA, Inc, ERES Concultans Division. Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. Final Report. NCHRP Project 1-37 A. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2004. (in Eng.).
- [9] EN 12697-24. Bituminous Mixtures. Test Methods for Hot Mix Asphalt. Part 24: Resistance to Fatigue. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium. 2004. 64 p. (in Eng.).
- [10] CN RK 3.03-19-2006. Design of flexible pavements. Astana, 2007. 87 p. (in Russ.).
- [11] Privamikov A.K. Polydimensional deformation of multilayer base course /Stability and strength of structural elements. – Dnepropetrovsk, 1973. – pp. 27-45. (in Russ.).
- [12] Prigogine I. Introduction to thermodynamics of irreversible processes. – M.: IL, 1960. – 128 p. (in Russ.).
- [13] Glansdorff P., Prigogine I. Thermodynamic theory of structure, stability and fluctuations . – M.: Mir, 1973. – 281 p. (in Russ.).
- [14] Prigogine I. Time, structure and fluctuations (Nobel lecture in chemistry of 1977 year) //Successes of physical sciences. 1980. Volume 131. No. 2. – P. 185-207. (in Russ.).
- [15] Klimontovich Yu. L. Turbulent motion and structure of chaos. – M.: Nauka, 1990. (in Russ.).
- [16] Bazarov I.P. Thermodynamics. Saint-Petersburg, Publisher “Lan”, 2010. – 384 p. (in Russ.).
- [17] Osipov A.I. Thermodynamics yesterday, today and tomorrow. Part 2. Nonequilibrium thermodynamics //Soros education journal. No 5. 1999. – P. 91-97. (in Russ.).

Information about the author:

Teltayev Bagdat Burkhanbaiuly – Doctor of Technical Sciences, Professor, President of JSC “Kazakhstan Highway Research Institute”. JSC “KazdorNII”, Almaty, Kazakhstan, e-mail: bagdatbt@yahoo.com

Б. Б. Телгаев

Казахстанский дорожный научно-исследовательский институт, Алматы, Казахстан

УСТАЛОСТНАЯ ДЕСТРУКЦИЯ АСФАЛЬТОБЕТОННОГО ПОКРЫТИЯ. 2. ТЕРМОДИНАМИКА

Аннотация. В работе установлена ранее закономерность усталостной деструкции асфальтобетонного покрытия доказывается путем показа соблюдения известных критериев термодинамики необратимых процессов – универсального критерия Гленсдорфа-Пригожина и принципа минимума производств энтропии Ю.Л. Климонтовича. Значения производства энтропии при действии автомобильной нагрузки разной величины вычислены через значения напряжений и деформаций в асфальтобетонном покрытии автомобильной дороги. Напряжения и деформации определены с использованием решения А.К. Приварникова для многослойного упругого полупространства, на поверхность которого приложена вертикальная статическая нагрузка, равномерно распределенная по площади круга. Для расчета напряжений и деформаций принята пятислойная конструкция дорожной одежды, включающая два асфальтобетонных слоя.

Ключевые слова: асфальтобетонное покрытие, усталостная деструкция, производство энтропии, критерий Гленсдорфа-Пригожина, принцип Климонтовича.

1. Введение. В работе автора [1], посвященной изучению усталостной деструкции асфальтобетонного покрытия автомобильной дороги, основываясь на фактических материалах, полученных на участках функционирующих автомобильных дорог, был сформулирован принцип стадийности усталостной деструкции асфальтобетонного покрытия. Затем, по аналогии с известными явлениями самоорганизации в термодинамике необратимых процессов и динамике нелинейных систем (синергетике) – эффектом Бенара и делением биологической клетки, предложено считать части асфальтобетонного покрытия специфическими диссипативными структурами, возникающими в критических условиях, и сформулирована новая закономерность стадийной усталостной деструкции асфальтобетонного покрытия. Эта закономерность объяснена на основе вновь предложенной схемы бифуркации с использованием результатов экспериментального определения одно-разовой, циклической, длительной и остаточной прочности асфальтобетона.

В настоящей работе установлена закономерность стадийной усталостной деструкции асфальтобетонного покрытия доказывается путем показа соблюдения критериев термодинамики необратимых процессов, а именно, универсального критерия Гленсдорфа-Пригожина и принципа Климонтовича.

2. Напряженно-деформированное состояние.

2.1. Конструкция дорожной одежды. Для выполнения расчетов напряжений и деформаций, возникающих под действием расчетной автомобильной нагрузки, с последующим определением энергий деформирования и диссипации принята нижеследующая конструкция дорожной одежды, которая является одной из наиболее типичных для автомобильных дорог высших технических категорий в Казахстане:

1-слой: асфальтобетон мелкозернистый плотный, толщина $h_1 = 5$ см;

2-слой: асфальтобетон крупнозернистый пористый, $h_2 = 10$ см;

3-слой: щебеночно-песчаная смесь, укрепленная цементом (8%) в установке, $h_3 = 20$ см;

4-слой: щебеночная смесь (6-40 мм), $h_4 = 20$ см;

5-слой: гравийно-песчаная смесь природная, $h_5 = 25$ см.

Грунт земляного полотна – суглинок легкий пылеватый.

Предполагается, что для приготовления асфальтобетонов будет использован битум марки БНД 100-130, произведенный Павлодарским нефтехимическим заводом.

2.2. Деформационные характеристики материалов и грунта. Асфальтобетон является вязкоупругим материалом [2-4] и его деформационные свойства зависят от температуры и длительности нагружения. В настоящей работе модуль упругости мелкозернистого плотного и крупнозернистого пористого асфальтобетонов были вычислены по модифицированной формуле Хирша, предложенной в работе [5]:

$$E_{ac}(t) = P_c(t) \cdot [E_{ag} \cdot (1 - VMA) + E_b(t) \cdot VFA \cdot VMA], \quad (1)$$

$$P_c(t) = 0,006 + \frac{0,994}{1 + \exp \left[- \left(0,6628 + 0,5861 \cdot \ln \left(VFA \cdot \frac{E_b(t)}{3} \right) \right) - 12,87 \cdot VMA - 0,1706 \cdot \ln(\varepsilon \cdot 10^6) \right]}, \quad (2)$$

где $E_{ac}(t)$ - модуль упругости асфальтобетона в момент времени t ; $E_b(t)$ - модуль упругости битума в момент времени t ; E_{ag} - модуль упругости каменного заполнителя, принятый равным 26 540 МПа; VMA - пористость минерального материала (в долях единицы); VFA - доля межзерновых пор, заполненных вяжущим (в долях единицы); ε - уровень деформации, принятый равным $100 \cdot 10^{-6}$ для средней температуры.

Модуль упругости битума $E_b(t)$ вычисляется по формуле [6, 7]:

$$E_b(t) = Eg \left[1 + \left(\frac{Eg \cdot t}{3 \cdot \eta} \right)^b \right]^{-\left(1 + \frac{1}{b}\right)}, \quad (3)$$

где Eg - мгновенный модуль упругости битума, принятый равным 2 460 МПа; η - коэффициент вязкости битума, МПа·с.

Коэффициент вязкости η определяется по выражениям:

$$\begin{cases} \eta = a_{TrAhr}(T) \cdot \eta(T_r) & T \leq T_{rb} - 10, \\ \eta = a_{TrWLF}(T) \cdot \eta(T_r) & T > T_{rb} - 10, \end{cases} \quad (4)$$

$$\eta(T_r) = 0,00124 \left[1 + 71 \cdot \exp \left[- \frac{12(20 - PI)}{5(10 + PI)} \right] \right] \cdot \exp \left(\frac{0,2011}{0,11 + 0,0077PI} \right), \quad (5)$$

$$a_{TrAhr}(T) = \exp \left[11720 \cdot \frac{3(30 + PI)}{5(10 + PI)} \left[\frac{1}{(T + 273)} - \frac{1}{(T_{rb} + 263)} \right] \right], \quad (6)$$

$$a_{TrWLF}(T) = \exp \left[- \frac{2,303(T - T_{rb} + 10)}{(0,11 + 0,0077PI)(114,5 + T - T_{rb})} \right]. \quad (7)$$

где PI и T_{rb} - индекс пенетрации и температура размягчения битума.

Параметр b вычисляется по выражениям:

$$b = \frac{1}{\frac{1}{\beta} + \frac{\ln(\pi)}{\ln(2)} - 2}, \quad (8)$$

$$\beta = \frac{0,1794}{1 + 0,2084PI - 0,00524PI^2}. \quad (9)$$

Значения коэффициента Пуассона асфальтобетонов определены по формуле, рекомендуемой Руководством [8]:

$$\nu = 0,15 + \frac{0,35}{1 + \exp(-1,63 + 3,84 \cdot 10^{-6} \cdot E_{ac}(t))}, \quad (10)$$

где ν - коэффициент Пуассона асфальтобетона; $E_{ac}(t)$ - модуль упругости асфальтобетона.

В связи с необходимостью вычисления энергии диссипации в асфальтобетонном слое дорожной одежды в начальное время эксплуатации и в период появления усталостной деструкции, значения модулей упругости асфальтобетонов определены в двух их состояниях – после кратковременного (RTFOT) и длительного (RTFOT+PAV) старения битума и при длительностях действия нагрузки $t = 0$ с (мгновенное деформирование) и $t = 0,1$ с. Вычисленные значения модулей упругости и коэффициентов Пуассона асфальтобетонов даны в таблице 1. Кроме того, в настоящее время во многих странах мира, в том числе европейских, принято, что усталость асфальтобетона наступает тогда, когда его жесткость (модуль упругости) уменьшается в два раза от начального [9]. Для принятых нами плотного и пористого асфальтобетонов такие значения модулей упругости при длительности действия нагрузки $t = 0,1$ с равны 3467 МПа и 2071 МПа соответственно, а значения коэффициентов Пуассона – 0,30 и 0,37 соответственно.

Таблица 1 – Значения модулей упругости (E) и коэффициентов Пуассона (ν) асфальтобетонов

Старение Битума	Длительность действия нагрузки t, с	Асфальтобетон			
		Мелкозернистый плотный		крупнозернистый пористый	
		E, МПа	ν	E, МПа	ν
RTFOT	0	19 810	0,15	16 870	0,15
	0,1	5 681	0,21	3 307	0,31
PAV	0	19 810	0,15	16 870	0,15
	0,1	6 933	0,18	4 142	0,27

Значения модулей упругости и коэффициентов Пуассона материалов других слоев дорожной одежды и грунта земляного полотна назначены по нормативному документу СН РК 3.03-19-2006 [10] и представлены в таблице 2.

Таблица 2 – Значения модулей упругости и коэффициентов Пуассона материалов слоев дорожной одежды и грунта

Материал, грунт	Модуль упругости E, МПа	Коэффициент Пуассона
Щебеночно-песчаная смесь, укрепленная цементом (8 %)	1000	0,30
Щебеночная смесь (6-40 мм)	250	0,30
Гравийно-песчаная смесь природная	180	0,30
Грунт – суглинок легкий пылеватый: влажность $W_p = 0,64 W_T$	58	0,35

2.3. Расчетная модель. Расчетная схема конструкции дорожной одежды и земляного полотна показана на рисунке 1. Как видно, верхние пять слоев в этой расчетной схеме моделируют слои принятой дорожной одежды, имеют соответствующие толщины h_1, h_2, h_3, h_4, h_5 , материалы слоев характеризуются модулями упругости E_1, E_2, E_3, E_4, E_5 и коэффициентами Пуассона $\nu_1, \nu_2, \nu_3, \nu_4, \nu_5$.

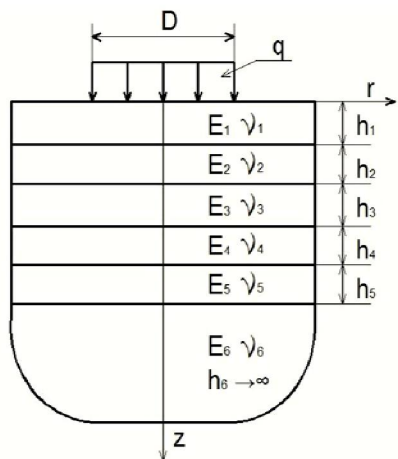


Рисунок 1 – Расчетная схема дорожной одежды и земляного полотна

А самый нижний, т.е. шестой слой моделирует земляное полотно и бесконечно простирается вниз ($h_6 \rightarrow \infty$). Материал этого слоя – грунт земляного полотна характеризуется модулем упругости E_6 и коэффициентом Пуассона ν_6 .

На поверхность верхнего слоя системы приложена вертикальная статическая нагрузка с интенсивностью q , равномерно распределенная по площади круга с диаметром D , которая моделирует нагрузку от колеса автомобиля. В нашем случае $q = 0,4; 0,5; 0,6; 0,7$ и $0,8$ МПа и $D = 42$ см.

Материалы всех конструктивных слоев дорожной одежды и грунта земляного полотна считаются упругими.

Напряжения и деформации в такой многослойной упругой системе определяются с использованием решения проф. Приварникова А.К [11].

2.4. Напряжения и деформации. Компоненты напряжения и деформации вычислены при температуре 10°C в точке, расположенной на нижней поверхности второго асфальтобетонного слоя по вертикальной оси, проходящей по центру круга нагружения, и представлены на рисунках 2-9. Анализ графиков изменения напряжений и деформации показывает, что они имеют как общие, присущие всем, так и отдельные, характерные каждому из них, особенности. Общими для всех компонентов напряжений и деформации являются:

1. Существенное изменение напряжений и деформации имеет место в зоне с размером 2-3 диаметра круга нагружения и находящейся под нагрузкой.

2. Жесткость асфальтобетонов оказывает существенное влияние на распределение и изменение напряжений и деформаций.

Наряду с указанными выше общими, компоненты напряжения и деформации имеют и следующие индивидуальные особенности изменения в продольном направлении (в направлении движения нагрузки):

1. В зоне, находящейся под нагрузкой, продольное и поперечное нормальные напряжения являются растягивающими, с увеличением расстояния быстро убывают и в зависимости от жесткости асфальтобетонных слоев на разных расстояниях переходят в сжимающие. Величина растягивающих продольных и поперечных нормальных напряжений сильно зависят от жесткости асфальтобетонных слоев, с повышением которой первые существенно (в несколько раз) увеличиваются. Так, максимальные значения продольных и поперечных нормальных напряжений при мгновенном деформировании ($t = 0$), длительности действия нагрузки $t = 0,1$ секунд и в период уменьшения жесткости асфальтобетонов на половину от первоначальной ($t = 0,1$ с и $E = E/2$) составляют 1,46; 0,39 и 0,03 МПа соответственно.

Аналогичный качественный характер изменения имеют и продольная и поперечная деформации, только лишь с той разницей, что в области сжимающих деформаций их величины уменьшаются с повышением жесткости асфальтобетонов. А в области растягивающих деформаций значения мгновенной деформации меньше, чем другие. Максимальное значение продольной и поперечной деформации составляет 110 микрострейн, т.е. $110 \cdot 10^{-6}$.

2. Вертикальное нормальное напряжение всюду является сжимающим. Его величина также существенно изменяется в зависимости от жесткости асфальтобетонов и с её повышением уменьшается.

Аналогичный характер изменения имеет вертикальная деформация в области сжимающих значений (под областью нагрузки). Примерно на расстояниях, равных 1,5 радиуса круга нагружения в зависимости от жесткости асфальтобетонов, вертикальная деформация меняет знак, т.е. переходит от сжимающей к растягивающей. Как в области сжимающих, так и в области растягивающих значений, деформация увеличивается с понижением жесткости асфальтобетонов.

3. Касательное напряжение и сдвиговая деформация имеют качественно одинаковый характер изменения: в начале координат (под областью нагружения) равны нулю; на расстояниях, равных примерно двум радиусам круга нагружения, имеют максимальные значения, затем снова уменьшаются; видимо, положение максимальных касательного напряжения и сдвиговой деформации не зависит от жесткости асфальтобетонов, но от последней существенно зависят их величины – с повышением жесткости асфальтобетонов касательное напряжение и сдвиговая деформация уменьшаются. Их графики являются антисимметричными относительно вертикальной оси, проходящей через центр круга нагружения.

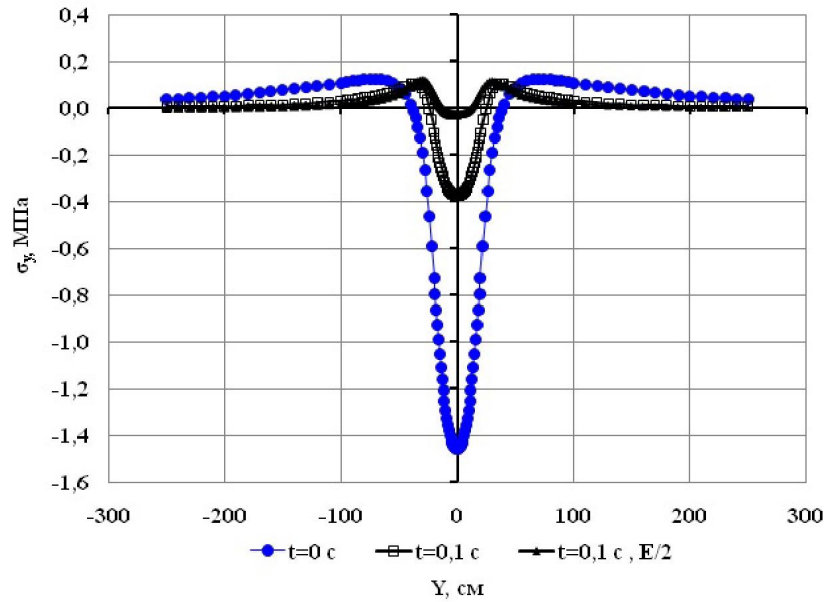


Рисунок 2 – График изменения продольного нормального напряжения в направлении движения

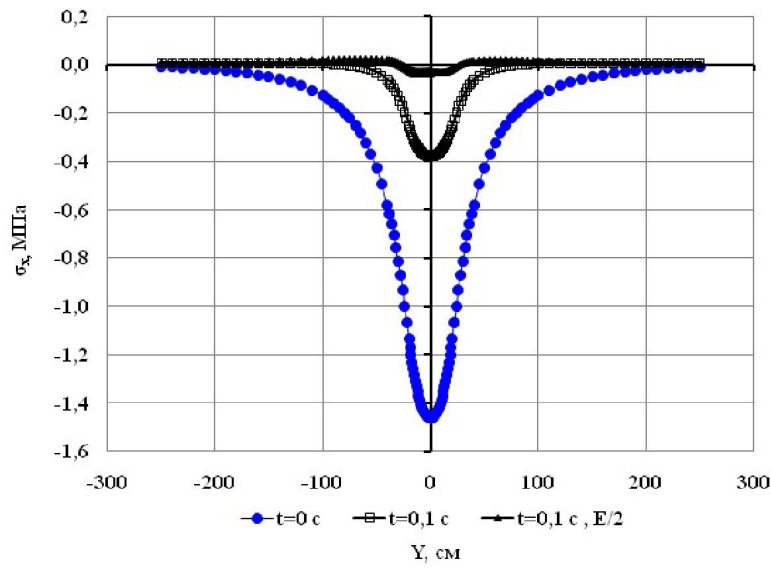


Рисунок 3 – График изменения поперечного нормального напряжения в направлении движения

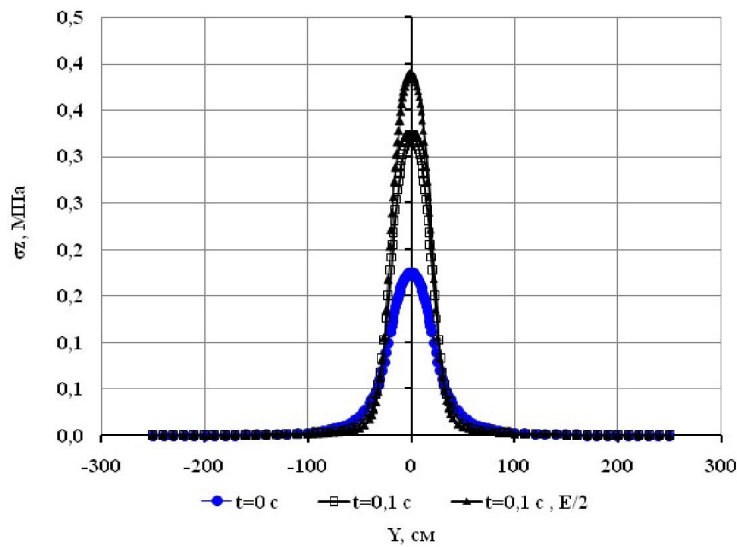


Рисунок 4 – График изменения вертикального нормального напряжения в направлении движения

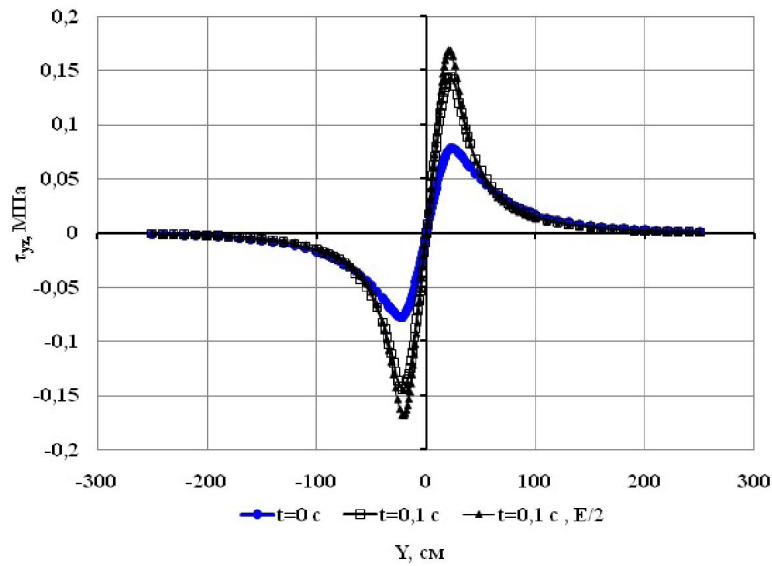


Рисунок 5 – График изменения касательного напряжения в направлении движения

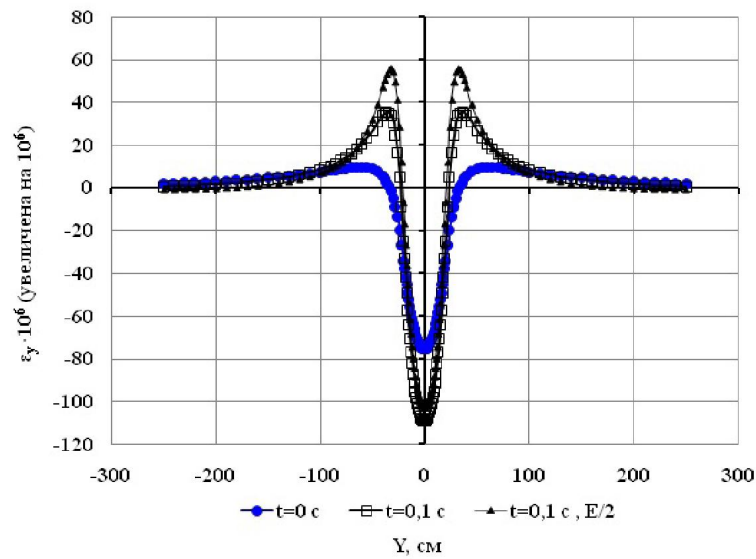


Рисунок 6 – График изменения продольной деформации в направлении движения

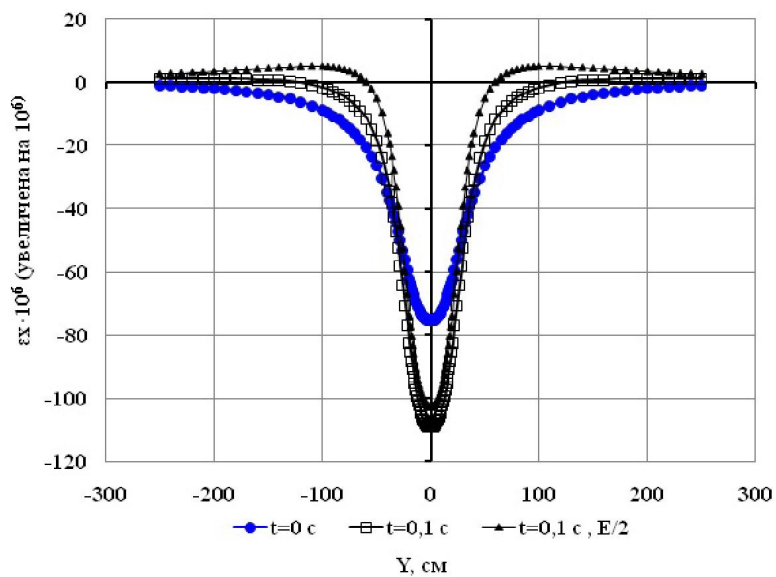


Рисунок 7 – График изменения поперечной деформации в направлении движения

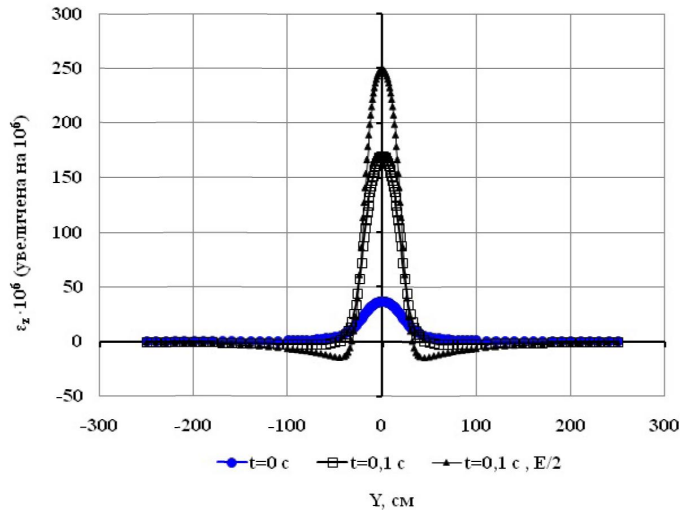


Рисунок 8 – График изменения вертикальной деформации в направлении движения

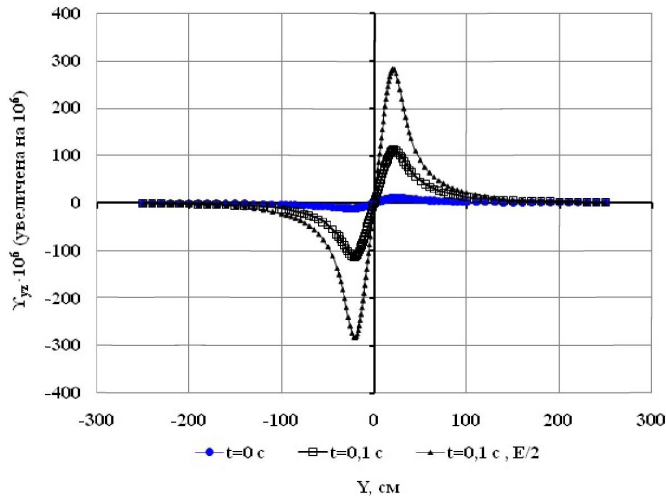


Рисунок 9 – График изменения сдвиговой деформации в направлении движения

3. Термодинамика.

3.1. Энергия диссипации. Как было указано выше, в нашей предыдущей работе [1] было предложено в периоды усталостной деструкции части асфальтобетонного покрытия считать специфическими диссипативными структурами, возникающими в критических условиях. Если это предложение (гипотеза) верно, то физические процессы, протекающие в асфальтобетонном покрытии как в термодинамической системе, должны удовлетворять известным критериям термодинамики необратимых процессов. Такими критериями являются универсальный критерий Гленсдорфа-Пригожина [12-14] и критерий Климонтовича [15], которые используют в качестве функции состояния, характеризующей процессы самоорганизации, производство энтропии. Чтобы вычислить производство энтропии, надо определить энергию диссипации.

В настоящей работе энергия диссипации, необратимо рассеиваемая асфальтобетонным покрытием в окружающую среду под действием расчетной нагрузки, определяется по выражению:

$$W_d = W_0 - W_V, \tag{11}$$

где W_0 - энергия мгновенного деформирования ($t = 0$); W_V - энергия деформирования при длительности действия нагрузки ($t = 0,1$ с).

При определении энергии диссипации по выражению (11) принято, что мгновенное деформирование асфальтобетонного покрытия под действием нагрузки является чисто упругим и при любой конечной длительности действия нагрузки (например, при $t = 0,1$ с) происходит диссипация энергии за счет механизма релаксации.

На рисунке 10 представлены графики, показывающие зависимость от нагрузки энергии мгновенного деформирования W_0 (RTFO), энергий деформирования при длительности нагрузки 0,1 с в начальный период эксплуатации $W_{0,1}$ (RTFO) и в период эксплуатации асфальтобетонного покрытия перед усталостной деструкцией $W_{0,1}$ (PAV E/2). Как видно, все виды указанных энергий деформирования сильно зависят от нагрузки: чем больше нагрузка, тем больше энергии. Зависимости являются линейными. Как следовало ожидать, при всех нагрузках энергия деформирования наибольшая при мгновенном деформировании, что легко объясняется большим значением мгновенного модуля упругости. С увеличением длительности действия нагрузки модуль упругости уменьшается, и при этом также уменьшаются соответствующие энергии деформирования.

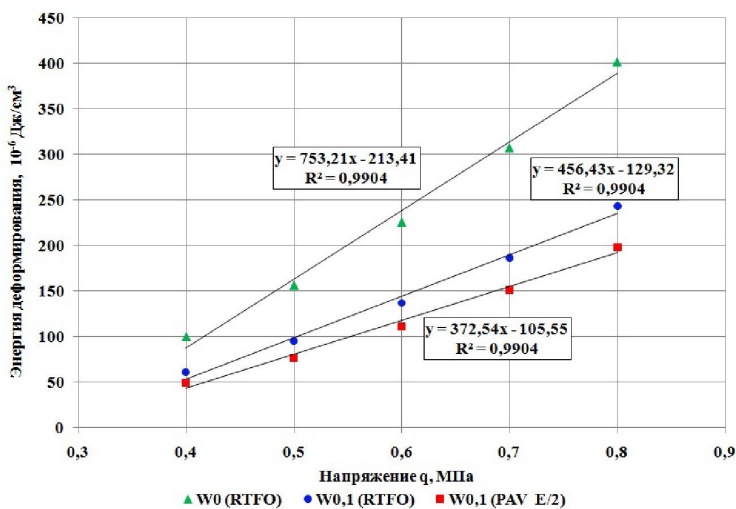


Рисунок 10 – Графики изменения энергий деформирования в зависимости от нагрузки

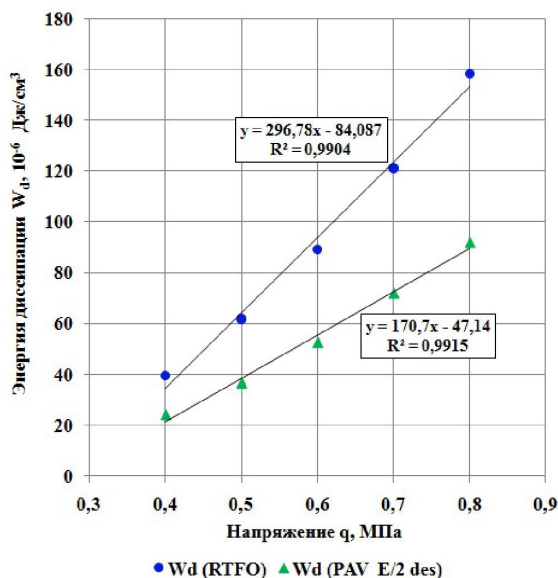


Рисунок 11 – Графики изменения энергий диссипаций в зависимости от нагрузки

Графики изменения энергий диссипации в зависимости от нагрузки показаны на рисунке 11. Видно, что по аналогии с энергиями деформирования, энергии диссипации также линейно увеличиваются с повышением нагрузки от автомобиля, причем при всех нагрузках диссипация энергии в начальный период эксплуатации асфальтобетонного покрытия W_d (RTFO) существенно больше, чем в период с усталостной деструкцией W_d (PAV E/2 des). При определении энергии диссипации в асфальтобетонном покрытии с усталостной деструкцией отдельные элементы асфальтобетона рассматриваются как стержень и вертикальное напряжение в нижней точке стержня равно вертикальному напряжению в нижней точке сплошного (без деструкции) асфальтобетонного покрытия.

3.2. Универсальный критерий Гленсдорфа-Пригожина. В термодинамике необратимых процессов универсальный критерий эволюции самоорганизующихся динамических систем сформулирован в следующем виде: «В любой неравновесной системе с фиксированными граничными условиями процессы идут так, что скорость изменения производства энтропии, обусловленная изменениями термодинамических сил, уменьшается» [12-14]. При этом производством энтропии называется количество производимой системой энтропии в единицу времени.

В соответствии со вторым началом термодинамики имеем [16]:

$$\delta Q = T \cdot ds, \tag{12}$$

где δQ - малый объем тепла (энергии); ds - малое количество энтропии; T - термодинамическая температура.

Применительно к нашему случаю перепишем выражение (12) в виде:

$$\Delta S = \frac{\Delta W_d}{T}, \tag{13}$$

где ΔS - количество энтропии; ΔW_d - количество энергии диссипации.

При вычислении энтропии по выражению (13) необходимо уточнить следующее. По определению производство энтропии представляет собой количество энтропии, приходящейся на единицу времени. Энергия диссипации, входящая в выражение (13), представляет собой количество рассеянной энергии при однократном действии (проезде) нагрузки от колеса автомобиля. Учитывая изложенное выше, количество энтропии, вычисленное по выражению (13), можно считать производством энтропии за время одноразового действия нагрузки.

Вычисленные значения производства энтропии при разных нагрузках в начальный период эксплуатации асфальтобетонного покрытия и после появления в нем усталостных деструкций представлены графически на рисунке 12. Как видно, по аналогии с энергией диссипации, производ-

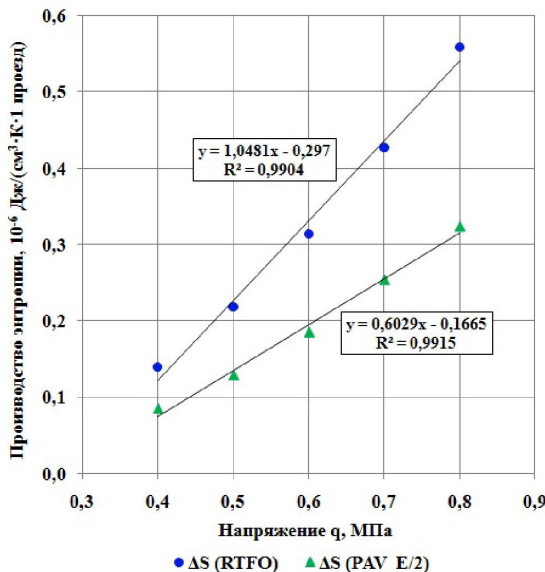


Рисунок 12 – Графики зависимости производства энтропии от величины нагрузки

ство энтропии также линейно увеличивается с повышением нагрузки в обоих рассмотренных эксплуатационных состояниях асфальтобетонного покрытия. Очевидно, что при одинаковой температуре при всех нагрузках производство энтропии в начальный период эксплуатации больше, чем после усталостной деструкции.

В нашем случае термодинамической силой является нагрузка (напряжение) от колеса автомобиля, действующее на поверхности асфальтобетонного покрытия. Поэтому наклоны графиков на рисунке 12 представляют собой скорость изменения производства энтропии, обусловленную изменением термодинамической силы. Как видно, наклон графика, соответствующий состоянию асфальтобетонного покрытия после появления усталостных деструкций заметно (существенно) меньше, чем в начале эксплуатации, т.е. соблюдается универсальный критерий Глендорфа-Пригожина.

3.3. Принцип Ю.Л. Климонтовича. В работе Ю.Л. Климонтовича [15] был сформулирован «Принцип минимума производства энтропии в процессах самоорганизации», который состоит в следующем. Процесс самоорганизации представляется как фазовый переход (или последовательность фазовых переходов), в результате чего система переходит в более упорядоченное состояние. Принцип утверждает, что производство энтропии в новом – более упорядоченном состоянии, возникшем в результате очередного фазового перехода, меньше производства энтропии старого состояния, которое мысленно продолжено в неустойчивую область [17].

На рисунке 13 представлено 2 графика изменения производства энтропии в асфальтобетонном покрытии, относящиеся двум моментам времени: первый из них соответствует состоянию покрытия перед появлением усталостных деструкций, а второй – после их появления. Тогда старому состоянию асфальтобетонного покрытия, которое мысленно продолжено в неустойчивую область будет соответствовать прямая 1, а новому – более упорядоченному состоянию – прямая 2. Как видно из рисунка 13, при всех рассмотренных нагрузках производство энтропии в асфальтобетонном покрытии в новом – более упорядоченном состоянии (прямая 2) меньше производства энтропии старого состояния, которое мысленно продолжено в неустойчивую область (прямая 1).

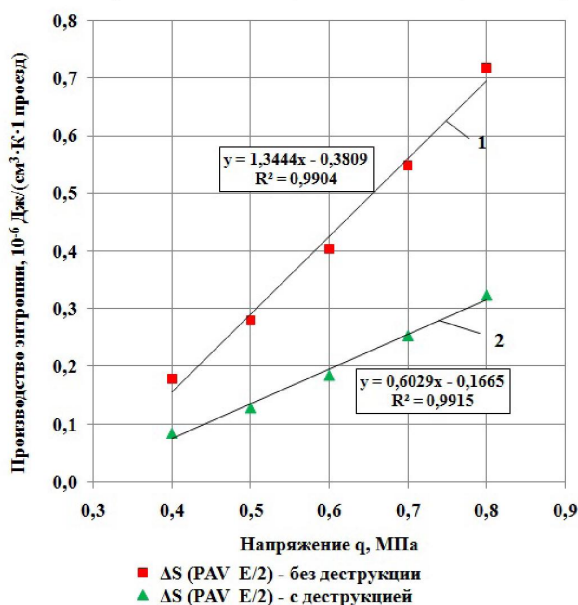


Рисунок 13 – Графики зависимости производства энтропии от величины нагрузки

Таким образом, показано, что при усталостной деструкции соблюдается и принцип Ю. Л. Климонтовича – принцип минимума производства энтропии в процессах самоорганизации.

Заключение.

1. Составляющие напряжения и деформации в нижней поверхности второго асфальтобетонного слоя современной конструкции дорожной одежды автомобильной дороги, возникающие под

действием расчетной автомобильной нагрузки, в направлении движения сильно изменяются в зависимости от жесткости асфальтобетонных.

2. Все вычисленные виды энергии деформирования – при мгновенном деформировании, деформировании при длительности нагружения $0,1$ с в начальный период эксплуатации и в период эксплуатации с состаренным битумом – сильно зависят от нагрузки и линейно повышаются при увеличении последней.

3. Энергия диссипации и производство энтропии также линейно увеличиваются при повышении нагрузки и также зависят от эксплуатационного состояния покрытия.

4. При усталостной деструкции наблюдаются известные критерии термодинамики необратимых процессов – универсальный критерий Гленсдорфа-Пригожина и принцип Климонтовича.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Телтаев Б.Б. Усталостная деструкция асфальтобетонного покрытия. 1. Самоорганизация и механическое толкование // Известия НАН РК. Серия геологии и технических наук. 2017. № 3. - С. 1-33.
- [2] Huang Y.H. Pavement Analysis and Design. Second Edition. Pearson Education, Inc. Upper Saddle River. New Jersey. 2004. – 775 p.
- [3] Papagiannakis A.T., Masad E.A. Pavement Design and Materials. John Wiley & Sons Inc. New Jersey. 2008. – 542 p.
- [4] Yoder E.J., Witzak M.W. Principles of Pavement Design. John Wiley & Sons Inc. New Jersey. 1975. – 736 p.
- [5] Christensen D.W., Bonaquist R.F. Impoved Hirsch model for estimating the modulus of hot mix asphalt. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists. Vol. 84. 2015.
- [6] Радовский Б.С., Телтаев Б.Б. Вязкоупругие характеристики битума и их оценка по стандартным показателям. – Алматы: «Білім» баспасы, 2013. – 152 с.
- [7] Bagdat Teltayev and Boris Radovskiy. Low Temperature Cracking Problem for Asphalt Pavements in Kazakhstan, Труды 8th RILEM International Conference on Mechanisms of Cracking and Debonding in Pavements, Vol.1, 2016, pp. 139-145.
- [8] ARA, Inc, ERES Conculatans Division. Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. Final Report. NCHRP Project 1-37 A. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2004.
- [9] EN 12697-24. Bituminous Mixtures. Test Methods for Hot Mix Asphalt. Part 24: Resistance to Fatigue. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium. 2004. 64 p.
- [10] СН РК 3.03-19-2006. Проектирование дорожных одежд нежесткого типа. – Астана, 2007. – 87 с.
- [11] Приварников А.К. Пространственная деформация многослойного основания / Устойчивость и прочность элементов конструкций. – Днепрпетровск, 1973. – С. 27-45.
- [12] Пригожин И. Введение в термодинамику необратимых процессов. – М.: ИЛ, 1960. – 128 с.
- [13] Гленсдорф П., Пригожин И. Термодинамическая теория структуры, устойчивости и флуктуаций. – М.: Мир, 1973. – 281.
- [14] Пригожин И. Время, структура и флуктуации (Нобелевская лекция по химии 1977 года) //Успехи физических наук. 1980. Том 131. № 2. – С. 185-207.
- [15] Климонтович Ю.Л. Турбулентное движение и структура хаоса. – М.: Наука, 1990.
- [16] Базаров И.П. Термодинамика. – С-Петербург: Издательство «Лань», 2010. – 384 с.
- [17] Осипов А.И. Термодинамика вчера, сегодня, завтра. Часть 2. Неравновесная термодинамика //Соросовский образовательный журнал. № 5. 1999. – С. 91-97.

Б. Б. Телтаев

Қазақстан жол ғылыми-зерттеу институты, Алматы, Қазақстан

АСФАЛЬТБЕТОН ЖАМЫЛҒЫСЫНЫҢ ШАРШАУ ДЕСТРУКЦИЯСЫ. 2. ТЕРМОДИНАМИКА

Аннотация: Жұмыста асфальтбетон жамылғысының шаршау деструкциясының бұрын табылған заңдылығы қайтымсыз үдерістер термодинамикасының белгілі критерийлерінің – Гленсдорф пен Пригожиннің эмбебап критерийі мен Ю.Л. Климонтовичтың энтропия өндірісінің минимумы принципінің орындалуын көрсету арқылы дәлелденеді. Өртүрлі деңгейлі автомобиль күші эсер еткендегі энтропия өндірісінің мәндері автомобиль жолының асфальтбетон жамылғысындағы кернеулер мен деформациялардың мәндері арқылы есептелінеді. Кернеулер мен деформациялар төбесіне шенбердің ауданы бойынша біркелкі таралған статикалық күш түсірілген көпқабатты серпімді жартыкеңістікке арналған А.К. Приварниковтың шешімін пайдаланып анықталды. Кернеулер мен деформацияларды санау үшін екі асфальтбетон қабаты бар бесқабатты жол төсемінің құрылымы қабылданды.

Түйін сөздер: асфальтбетон жамылғысы, шаршау деструкциясы, энтропия өндірісі, Гленсдорф-Пригожин критерийі, Климонтовичтің принципі.

Сведения об авторе:

Телтаев Багдат Бурханбайұлы – доктор технических наук, профессор, президент АО «Казахстанский дорожный научно-исследовательский институт», АО «КаздорНИИ», Алматы, Казахстан, e-mail: bagdatbt@yahoo.com