

МЕХАНИКА

УДК 539.42

DOI 10.17223/19988621/56/5

Г.Н. Колесников, Т.А. Гаврилов

МОДЕЛИРОВАНИЕ УСЛОВИЙ ПОЯВЛЕНИЯ
НИЗКОТЕМПЕРАТУРНЫХ ТРЕЩИН В АСФАЛЬТОБЕТОННОМ СЛОЕ
АВТОМОБИЛЬНОЙ ДОРОГИ

Низкотемпературные (морозобойные) трещины образуются в верхних слоях автомобильных дорог при их промерзании. Предложена механико-математическая модель условий образования таких трещин. Установлено, что распределение растягивающих сил в сегменте асфальтобетонного слоя описывается полиномом второго порядка с максимумом в середине длины сегмента. По условию прочности на растяжение определена наибольшая длина сегмента без трещин.

Ключевые слова: *низкотемпературные трещины, асфальтобетон, автомобильные дороги, условия появления трещин, механико-математическая модель.*

Низкотемпературные трещины, называемые также морозобойными трещинами, образуются в верхних слоях грунтов при их промерзании [1], в асфальтобетонных покрытиях автомобильных дорог [2] и аэродромов [3]. С точки зрения механики такие трещины «относятся к типу трещин нормального отрыва при растяжении, характерного для упруго-хрупкого разрушения» [1].

Рассматриваются низкотемпературные трещины в асфальтобетонных покрытиях автомобильных дорог. Особенность таких трещин заключается в том, что они появляются через несколько лет после завершения строительства дороги и ориентированы перпендикулярно ее продольной оси. Шаг трещин составляет от нескольких до десятков метров, в наибольшей степени зависит от физико-механических свойств асфальтобетона, от амплитуды и скорости изменений температуры [2], а также от толщины асфальтобетонного слоя и других параметров [4]. Свойства асфальтобетона с течением времени изменяются, поскольку «амплитуда колебаний температур слоев покрытия существенно выше перепада температур воздуха. Например, в зимнее время температура покрытия в дневное время ниже температуры воздуха, а в летнее время наоборот. Колебание температуры внешней среды является источником непрекращающихся структурных превращений в асфальтобетоне, следовательно, под влиянием этих явлений практически непрерывно изменяется число вязких и упругих (с разной жесткостью) элементов в механической модели асфальтобетона» [3].

То обстоятельство, что низкотемпературные трещины параллельны друг другу и перпендикулярны продольной оси дороги, позволяет провести аналогию с осевой деформацией стержня и использовать одномерные модели участка асфальтобетонного покрытия автомобильной дороги. Такой подход использован в работах [5, 6] для прогнозирования расстояния между трещинами в покрытиях автомо-

бильных дорог. Однако остались нераскрытыми закономерности влияния отрицательной температуры на распределение растягивающих напряжений и деформаций в асфальтобетонном слое. Необходимость продолжения исследований в данной области подчеркивается также в работе [2].

Механизм влияния толщины и физико-механических характеристик асфальтобетонного слоя на его трещиностойкость исследован в работе [3]. В данной работе сформулированы предложения по предотвращению так называемых «отраженных» трещин. В частности, установлено, что целесообразно уменьшение сцепления между слоем асфальтобетона и плитами основания в области шва, а также увеличение толщины асфальтобетонного слоя.

В ряде публикаций по затронутой теме отмечается, что полностью исключить появление трещин практически невозможно. Однако трещины появляются через несколько лет после завершения строительства [2], поэтому реалистичны задачи уменьшения количества трещин, приходящихся на единицу длины дороги, а также задачи увеличения срока службы асфальтобетонного покрытия до появления трещин [3]. При этом необходимым условием поиска решения задач является применение современных механико-математических моделей и компьютерных технологий их реализации.

Цель работы: разработать механико-математическую модель условий образования низкотемпературных трещин на участке асфальтобетонного слоя и выполнить анализ закономерностей влияния отрицательной температуры на распределение растягивающих сил в асфальтобетонном слое и сил сдвига в области его контакта с основанием.

Модель взаимодействия сегмента асфальтобетонного слоя с основанием дороги

Рассмотрим физические и геометрические характеристики сегмента асфальтобетонного слоя дорожной конструкции при изменении температуры, необходимые для его моделирования (рис. 1).

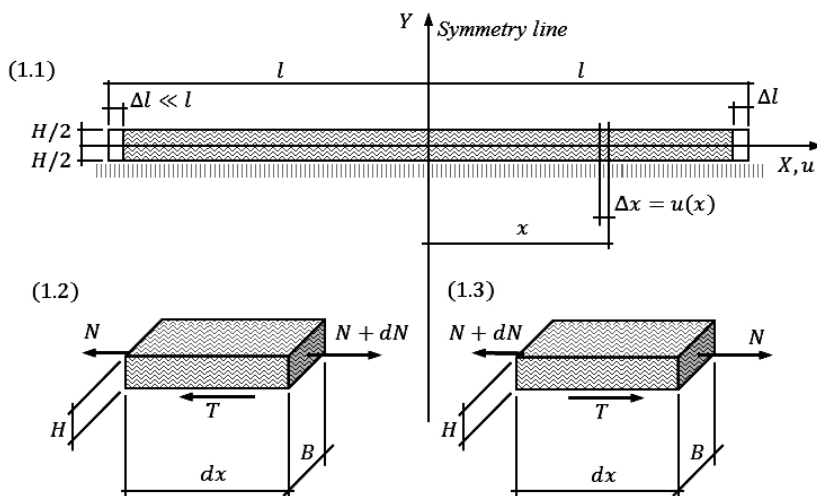


Рис. 1. Расчетная схема слоя (1.1) и симметричные элементы (1.2 и 1.3)
Fig. 1. Schematic description of the layer (1.1) and symmetric elements (1.2 and 1.3)

Асфальтобетон рассматриваем как однородный изотропный материал, для которого модуль упругости равен E , коэффициент Пуассона ν , коэффициент теплового расширения α . Слой асфальтобетона постоянной толщины H опирается на упругий базовый слой толщиной H_0 . По аналогии с [6], сегмент асфальтобетонного слоя рассмотрим как стержень шириной B , толщиной H и длиной $L = 2l$ (рис. 1).

Предполагается, что температура одинакова для всех точек на дневной поверхности асфальтобетонного слоя. Предполагается также, что величина H достаточно мала для того, чтобы пренебречь неравномерностью распределения температуры, деформаций и напряжений по толщине данного слоя.

Осевая деформация, продольные силы и напряжения

При отрицательной температуре длина участка асфальтобетонного слоя уменьшается. Однако деформациям асфальтобетонного слоя препятствуют силы трения и сцепления с нижележащим слоем. В рассматриваемой модели линии действия этих сил расположены в плоскости контакта слоев. Эти силы пропорциональны жесткости k упругого базового слоя. Жесткость k зависит от ряда факторов, может быть определена экспериментально или по литературе. Например, для одного из вариантов асфальтобетонного покрытия $k = 416 \text{ МН/м}^3$ [6]. С физической точки зрения величина k может рассматриваться как жесткость K обычной пружины (размерность Н/м), распределенной по площади a контакта слоев: $k = K/a$. Тогда для отрезка длиной dx и шириной B (рис. 1) запишем

$$K = kBdx. \quad (1)$$

При уменьшении температуры, когда растягивающие напряжения в слое асфальтобетона достигают предела прочности, происходит его разрушение и появляется трещина, ширина которой растет с увеличением сдвига верхнего слоя. Сдвигу противодействуют касательные силы T , которые распределены по площади контакта слоев и зависят от трения и адгезии слоев.

Изменение температуры стержня на Δt градусов связано с перемещением точки i соотношением $u = \Delta x$, где $\Delta x = \alpha x \Delta t$. Продольная деформация du элемента длиной dx (рис. 1), для которого площадь поперечного сечения равна $A = BH$ и модуль упругости материала равен E , вызывается двумя факторами, а именно: изменением температуры Δt и продольной силой Kdu . Тогда $du = \alpha \Delta t dx + Kdu dx / (EA) \approx \alpha \Delta t dx$. Так как $u = 0$ при $x = 0$ (рис. 1), то интегрируя, получим

$$u = \alpha x \Delta t. \quad (2)$$

Как следствие симметрии физических и геометрических параметров модели (рис. 1), внутренние силы и перемещения зеркально симметричны относительно оси Y : $u(-x) = -u(x)$. Из условия равновесия отрезка длиной dx следует

$$dN = dT. \quad (3)$$

Здесь $dT = Ku$, где K и u определяются по (1) и (2): $dT = (kBdx)u$. Принимая во внимание (3) запишем

$$dN = kB\alpha \Delta t x dx. \quad (4)$$

Интегрируя обе части равенства (4), получим

$$N = kB\alpha \Delta t x^2 / 2 + C_1. \quad (5)$$

В физической модели сегмента (рис. 1) на торцевых гранях продольных сил нет: если $x = \pm l$, то $N = 0$. Таким образом, $C_1 = -kB\alpha\Delta t l^2 / 2$,

$$N = kB\alpha\Delta t(x^2 - l^2) / 2. \quad (6)$$

Здесь $x \leq l$; если $\Delta t < 0$, то $N \geq 0$.

Зная N (6), определим нормальные напряжения σ . При этом, пренебрегая случайными отклонениями размеров поперечного сечения от их идеальных значений, считаем, что поперечное сечение имеет форму прямоугольника (рис. 1):

$$\sigma = N / A = N / (BH) = kB\alpha\Delta t(x^2 - l^2) / (2BH) = k\alpha\Delta t(x^2 - l^2) / (2H). \quad (7)$$

Вследствие того, что экстремум растягивающей силы (6) имеет место при $x = 0$, новая трещина при достаточно низкой температуре будет локализована в середине длины рассматриваемого сегмента (рис. 1).

Пример 1. Пусть $L = 2l = 12$ м (рис. 1); $B = 10$ м, $H = 0.2$ м; $k = 416$ МН/м³ [6]; $\alpha = 2.2 \cdot 10^{-5}$ (1/°C) [7]. Температура уменьшается от нуля до $t = -20$ °C, то есть $\Delta t = t$; $E = 12500$ МПа при $t = -20$ °C [8]. Прочность асфальтобетона при растяжении (в МПа) зависит от температуры и определяется по известной формуле [9]:

$$\sigma_t = 4.015 \exp(-0.042t). \quad (8)$$

Вопрос: появится ли трещина при уменьшении температуры асфальтобетонного слоя?

Ответ: очевидно, условие прочности можно записать в виде $\sigma_{\text{extr}} = N_{\text{extr}} / A \leq \sigma_t$, где $A = BH$ и N_{extr} определяется по формуле (6) при $x = 0$ (рис. 1): $N_{\text{extr}} = 32.947 \cdot 10^6$ Н. Соответственно $\sigma_{\text{extr}} = 16.474$ МПа, что больше $\sigma_t = 4.015 \exp(-0.042(-20)) = 9.300$ МПа. Поэтому появление трещины неизбежно. Однако трещина появится прежде, чем температура достигнет значения $t = -20$ °C.

Определим наименьшую температуру t^* , при которой условие прочности в рассматриваемой модели будет выполнено и трещина не появится. Напряжение σ_{extr} прямо пропорционально изменению температуры t : температуре $t = t^* < 0$ соответствует $\sigma_{\text{extr}}^* = 16.474 t^* / (-20)$. Однако, согласно формуле (8), прочность асфальтобетона σ_t при увеличении температуры экспоненциально уменьшается. С учетом соотношения (8) условие прочности $\sigma_{\text{extr}}^* \leq \sigma_t$ запишем в виде нестрогого неравенства $16.474 t^* / (-20) \leq 4.015 \exp(-0.042 t^*)$. Решение данного неравенства $t^* \geq -6.37$ °C прогнозирует критическое значение температуры. Если $t > -6.37$ °C, то трещина не появится.

Соответственно при $t = t^* = -6.37$ °C находим $\sigma_{\text{extr}} = 16.474 t^* / (-20) = 5.247$ МПа, $N_{\text{max}} = 10.49$ МН. Правая часть неравенства, т.е. прочность асфальтобетона при $t = -6.37$ °C по формуле (8) равна $\sigma_t = 5.247$ МПа. Таким образом, моделируемый сегмент распадается на два новых сегмента длиной по 6 м каждый, если температура опустится ниже критического значения $t^* = -6.37$ °C.

Наибольшая длина сегмента без трещин при отрицательной температуре

Формулы (6) и (7) прогнозируют локализацию низкотемпературной трещины в середине длины однородного стержня с постоянной площадью поперечного сечения, так как экстремум продольной силы имеет место при $x = 0$ (рис. 1). Соответственно напряжение σ_{extr} (7):

$$\sigma_{\text{extr}} = -k\alpha\Delta t l^2 / (2H). \quad (9)$$

Здесь $\Delta t < 0$. Очевидно, с учетом (8) и (9) условие прочности можно записать в виде $\sigma_{\text{extr}} \leq \sigma_t$. Из соотношения (9) следует, что σ_{extr} быстро возрастает с увеличением $l = L/2$, а именно: $\sigma_{\text{extr}} = -k\alpha\Delta t L^2 / (8H)$. Это означает, что при достаточно большом значении L появится низкотемпературная трещина. Практический интерес представляет зависимость наибольшей длины сегмента без низкотемпературных трещин от характеристик асфальтобетонного слоя.

Определение: критическая длина сегмента равна наибольшей его длине, превышение которой вызывает появление низкотемпературной трещины при отрицательной температуре. Соответственно критическое растягивающее напряжение равно напряжению, превышение которого вызывает появление низкотемпературной трещины при отрицательной температуре.

Используя выражение σ_{extr} (9), найдем критическую длину $L = L_{\text{cr}} = 2l_{\text{cr}}$, ($\Delta t < 0$):

$$L_{\text{cr}} = \sqrt{-8H\sigma_{\text{extr}} / (k\alpha\Delta t)}. \quad (10)$$

В критическом состоянии $\sigma_{\text{extr}} = \sigma_t$ (8). Тогда, используя полученную в работе [9] формулу (8), перепишем (10) в виде

$$L_{\text{cr}} = \sqrt{-32.12H \exp(-0.042t) / (k\alpha\Delta t)}. \quad (11)$$

Пример 2. В условиях примера 1 определить L_{cr} при $t = -20^\circ\text{C}$.

Решение. По формулам (8) и (9) найдем соответственно $\sigma_{\text{extr}} = 9.300 \text{ МПа}$ и $L_{\text{cr}} = 9.016 \text{ м}$.

Если $t < -20^\circ\text{C}$, то в середине длины данного сегмента появится новая трещина и, соответственно, два новых сегмента длиной по $L_{\text{cr}}/2 \approx 4.5 \text{ м}$ каждый. В новых сегментах напряжение σ_{extr} (9) уменьшится в четыре раза.

Пример 3. Вычислить L_{cr} для трех значений k , равных 416, 104 и 26 МН/м^3 , в интервале температур от -1°C до -40°C . Остальные исходные данные принимаются по примеру 1.

Решение. Результаты вычислений по формуле (11) приведены в графической форме на рис. 2.

Результаты моделирования (рис. 2) показывают, что при температуре от -40°C до -10°C длина сегмента асфальтобетонного слоя без трещин почти не зависит от температуры, однако существенно увеличивается с уменьшением коэффициента сцепления k с базовым слоем.

Для практики важно увеличить расстояние между трещинами, т.е. увеличить L_{cr} . Из соотношений (10) и (11) следует, что длина сегмента асфальтобетонного слоя автомобильной дороги без трещин будет возрастать, если:

- увеличить толщину асфальтобетонного слоя H ;
- повысить прочность материала асфальтобетонного слоя при растяжении, например армированием;
- уменьшить коэффициент сцепления k асфальтобетонного слоя с нижележащим слоем;
- уменьшить коэффициент α материала асфальтобетонного слоя.

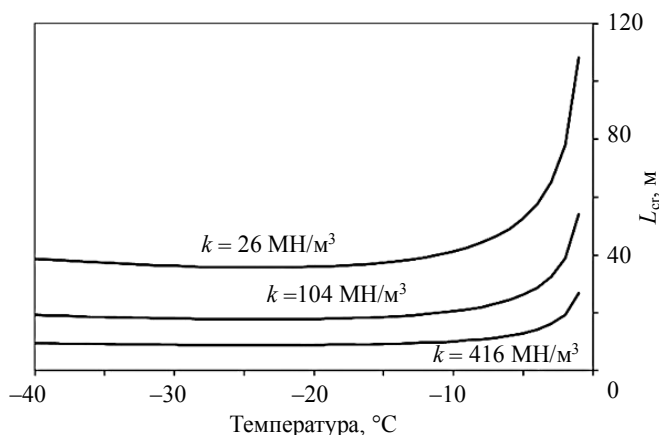


Рис. 2. Зависимость критической длины L_{cr} от температуры

Fig. 2. Critical length L_{cr} as a function of temperature

Силы сдвига и касательные напряжения в области контакта асфальтобетонного слоя с основанием

Найдем интенсивность сил сдвига $T_{int} = dT / dx$. С учетом (3) и (4) получим

$$T_{int} = dT / dx = dN / dx = kB\alpha\Delta tx. \quad (12)$$

Следовательно, наибольших по модулю значений силы сдвига достигают при $x = \pm 1$ (рис. 1).

Определим силы сдвига T , которые действуют в области контакта асфальтобетонного слоя с нижележащим слоем. Принимая во внимание (3) и (12), получим

$$dT = kB\alpha\Delta tx dx. \quad (13)$$

Интегрируя обе части равенства (13), получим $T = kB\alpha\Delta tx^2 / 2 + C_2$. Константу интегрирования C_2 найдем, используя (11): если $x = 0$, то $T_{int} = 0$, а значит, и $T = 0$. Таким образом, $C_2 = 0$,

$$T = kB\alpha\Delta tx^2 / 2. \quad (14)$$

Учитывая (6) и (14), заметим, что разность $N - T = -kB\alpha\Delta tl^2 / 2$; так как $\Delta t < 0$, то $N - T > 0$.

Найдем касательные напряжения τ в области контакта асфальтобетонного слоя с основанием (рис. 1). Так как $dA = Bdx$, то с учетом (13) получим

$$\tau = dT / dA = kB\alpha\Delta tx dx / (Bdx) = k\alpha\Delta tx. \quad (15)$$

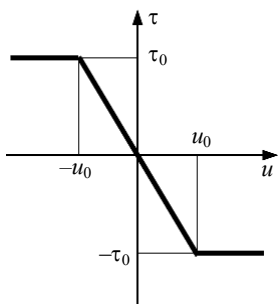


Рис. 3. Напряжения и перемещения при сдвиге бетонного слоя при $\Delta t \leq 0$

Fig. 3. Stresses and displacements due to a concrete layer shearing at $\Delta t \leq 0$ данной работы.

Известные по литературе [10] экспериментальные данные показывают, что с уменьшением температуры касательные напряжения (15) линейно возрастают по модулю до определенного значения τ_0 (рис. 3).

Величины τ_0 и u_0 весьма переменны, например, могут принимать значения из интервалов соответственно [0.010, 0.024] МПа и [0.5, 1.4] мм [10]. Принимая во внимание рис. 3 и известные по литературе данные по трибологии [11], можно предположить, что если в рассматриваемом случае $\tau = \tau_0$, то имеет место скольжение с трением; однако если $|\tau| < \tau_0$, то основную роль играет адгезия. Более детальное обсуждение данного вопроса выходит за рамки

Обсуждение и сравнение с результатами других авторов

Адекватность результатов моделирования по разработанной методике подтверждается известными по литературе экспериментальными данными. Например, анализ большого объема экспериментальных и теоретических данных представил В. Teltayev [2]. Рассмотрим один из примеров, подробно описанный в статье [2]: дорога с асфальтобетонным слоем толщиной 0.15 м построена в Казахстане в 2008–2009 гг.; по состоянию на 19.07.2015 среднее число трещин на 1 км дороги равно 57.

Таким образом, среднее расстояние между трещинами 17.6 м, что согласуется с представленными на рис. 2 результатами моделирования для $k = 104 \text{ МН/м}^3$ в интервале температур от -40 до -10 °С, в котором L_{cr} принимает значения от 18 до 20 м. Соответственно расхождение составляет от 2 до 12 %, если $H = 0.2$ м.

Однако если $H = 0.15$ м, то по формуле (10) получим для L_{cr} интервал значений от 15.6 до 17.3 м. Расхождения объясняются тем, что в представленных на рис. 2 результатах вычислений не учтены случайные отклонения характеристик технологических процессов, климатических условий и физико-механических свойств от их нормируемых значений. Для оценки влияния этих факторов необходимо продолжение исследований.

Тем не менее детерминированные формулами (10) и (11) закономерности влияния характеристик асфальтобетонного слоя на L_{cr} согласуются с независимо полученными по другим методикам данными исследований аналогичных объектов [3, с. 72]. А именно, как и в [3], подтверждено, что сопротивление появлению трещин возрастает с увеличением толщины асфальтобетонного слоя H и уменьшением коэффициента k , т.е. сцепления слоя асфальтобетона с основанием.

Можно предположить, что увеличение коэффициента k в формулах (10) и (11) эквивалентно повышению жесткости основания, т.е. увеличению модуля упругости. Тогда в литературе находим экспериментально обоснованное подтверждение нашего теоретически полученного вывода о том, что с уменьшением коэффициента k уменьшается количество трещин на единицу длины дороги: «... покрытия с высокомодульными асфальтобетонными основаниями имеют в 2,45 раза

больше шансов оказаться в группе трещиноватых покрытий, чем покрытия с обычными асфальтобетонными основаниями» [12]. В цитируемой работе толщина слоев асфальта варьируется на разных участках дороги от 11 до 31 см, а толщина основания – от 15 до 25 см. Возраст различных участков дорог от одного года до 12 лет, общая протяженность исследованных в 2014 г. участков дорог 1300 км. При этом модуль упругости более жесткого асфальтобетона равен 14000 МПа при 15 °С, и менее жесткого – также 14000 МПа, но при 10 °С [12].

Таким образом, разработанная модель условий появления низкотемпературных трещин физически адекватна, а расчетные формулы определения критической длины асфальтобетонного слоя (10) и (11) приводят к реалистичным результатам (рис. 2), что подтверждается их согласованностью с экспериментальными и теоретическими результатами исследований других авторов [2, 3, 12]. Разработанная модель и расчетные формулы (10) и (11) могут быть использованы как при анализе мониторинга существующих автомобильных дорог, так и в исследованиях дорожных конструкций из новых материалов [4, 13].

Заключение

В результате выполненного исследования разработана механико-математическая модель условий образования низкотемпературных трещин на участке асфальтобетонного слоя. С применением разработанной модели выполнен анализ закономерностей влияния отрицательной температуры на распределение растягивающих напряжений в асфальтобетонном слое, взаимодействующим с основанием.

Установлено, что силы сдвига в середине длины сегмента равны нулю и достигают наибольших по модулю значений в окрестности торцевых сечений сегмента асфальтобетонного слоя.

Установлено, что распределение растягивающих сил в сегменте асфальтобетонного слоя описывается полиномом второго порядка (6); растягивающая сила имеет максимум в середине длины сегмента. Соответственно новая трещина при понижении температуры появится в середине длины сегмента.

Получены расчетные формулы (10) и (11) для определения наибольшей длины сегмента асфальтобетонного слоя автомобильной дороги без трещин $L_{\text{сг}}$. Адекватность результатов моделирования подтверждена их согласованностью с опубликованными в литературе экспериментальными и теоретическими данными независимо выполненных исследований других авторов.

С применением разработанной модели показано, что сопротивление появлению трещин будет возрастать, если: увеличить толщину асфальтобетонного слоя H ; уменьшить коэффициент сцепления k асфальтобетонного слоя с нижележащим слоем; повысить прочность материала асфальтобетонного слоя при растяжении, в том числе армированием; уменьшить коэффициент α асфальтобетонного слоя при отрицательных температурах.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Merzlyakov V.P.* Physical and mechanical conditions for primary frost crack formation // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2016. V. 53. No. 4. P. 221–225. DOI: 10.1007/s11204-016-9389-1.
2. *Teltayev B.* Regularities of increasing of temperature cracks number in asphalt pavement of highway // Reports of the National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan. 2015. No. 5. P. 35–57.

3. Попов А.Н., Кочетков А.В., Масалькин А.Н. Математическая модель деформирования асфальтобетонного слоя усиления сборного аэродромного покрытия под воздействием температуры // Научный журнал строительства и архитектуры. 2015. № 2 (38). С. 65–74.
4. Zavyalov M.A., Kirillov A.M. Evaluation methods of asphalt pavement service life // Magazine of Civil Engineering. 2015. No. 2 (54). P. 70–76. DOI: 10.18720/MCE.70.5.
5. Shen W., Kirkner D.J. Distributed thermal cracking of AC pavement with frictional constraint // J. Engineering Mechanics. 1999. V. 125. No. 5. P. 554–560.
6. Chen G., Baker G. One-dimensional nonlinear model for prediction of crack spacing in concrete pavements // Advances in Structural Engineering. 2005. V. 8. No. 6. P. 595–602.
7. Pszczola M., Judycki J. Comparison of calculated and measured thermal stresses in asphalt concrete // Baltic J. Road & Bridge Engineering. 2015. V. 10. No. 1. P. 39–45. DOI: 10.3846/bjrbe.2015.05.
8. Judycki J. A new viscoelastic method of calculation of low-temperature thermal stresses in asphalt layers of pavements // Int. J. Pavement Engineering. 2018. V. 19. Issue 1. P. 24–36. DOI: 10.1080/10298436.2016.1199883.
9. Левашиов Г.М., Сиротюк В.В. Об определении предела прочности асфальтобетона на растяжение при изгибе // Вестник Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии. 2011. № 22. С. 23–26.
10. Zhang J., Li V.C. Influence of supporting base characteristics on shrinkage-induced stresses in concrete pavements // J. Transportation Engineering. 2001. V. 127. No. 6. P. 455–462.
11. Myshkin N.K., Goryacheva I.G. Tribology: trends in the half-century development // Journal of Friction and Wear. 2016. V. 37. No. 6. P. 513–516. DOI: 10.3103/S106836661606009X.
12. Rys D., Judycki J., Pszczola M., Jaczewski M., Mejlun L. Comparison of low-temperature cracks intensity on pavements with high modulus asphalt concrete and conventional asphalt concrete bases // Construction and Building Materials. 2017. V. 147. P. 478–487. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.179>.
13. Sirotyuk V.V., Lunev A.A. Strength and deformation characteristics of ash and slag mixture // Magazine of Civil Engineering. 2017. No. 6 (74). P. 3–16. DOI: 10.18720/MCE.74.1.

Статья поступила 25.04.2018

Kolesnikov G.N., Gavrilov T.A. (2018) SIMULATION OF THE CONDITIONS FOR A LOW-TEMPERATURE CRACK APPEARANCE IN THE ASPHALT CONCRETE LAYER OF A ROAD. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo universiteta. Matematika i mekhanika* [Tomsk State University Journal of Mathematics and Mechanics]. 56. pp. 57–66

DOI 10.17223/19988621/56/5

Keywords: low-temperature crack, asphalt concrete, automobile roads, cracking conditions, mechanical-mathematical model.

Low-temperature cracks are formed in the upper layers of roads during freezing of the latter. The methods used for predicting the distance between cracks on the road surfaces are well known. However, the patterns of negative temperature influence on the distribution of tensile stresses in an asphalt concrete layer are still undefined.

The purpose of the work is to develop a mechanical and mathematical model of the conditions for the low-temperature cracks arising in the asphalt layer and to analyze the effect of subzero temperature on the distribution of both tensile forces in the asphalt layer and shear forces in the contact area between the layer and the base.

As a result, it is found that the distribution of tensile forces in the segment of asphalt concrete layer is described by a second order polynomial whose maximum is in the middle of the segment length. The maximum (critical) length of the segment without cracks is determined by means of tensile strength condition. It is revealed that the shear forces in the middle of the segment length are equal to zero and reach the highest absolute values in the vicinity of end faces of asphalt layer segment.

The adequacy of simulation results is confirmed by their consistency with experimental and theoretical data published by other authors.

KOLESNIKOV Gennady Nikolaevich (Doctor of Technical Science, Professor, Petrozavodsk State University, Petrozavodsk, Republic of Karelia, Russian Federation).

E-mail kolesnikovgn@yandex.ru

GAVRILOV Timmo Aleksandrovich (Candidate of Technical Science, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Saint Petersburg, Russian Federation).

E-mail gavrilov@petrsu.ru

REFERENCES

1. Merzlyakov V.P. (2016) Physical and mechanical conditions for primary frost crack formation. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 53(4). pp. 221–225. DOI: 10.1007/s11204-016-9389-1.
2. Teltayev B. (2015) Regularities of increasing of temperature cracks number in asphalt pavement of highway. *Reports of the National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan*. 5. pp. 35–57.
3. Popov A.N., Khatuntsev A.A. (2015) Computing experimental factor model of the multi-layered airfield pavements taking into account physical non-linearity of materials of constructive layers. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. 2(26). pp. 74–87.
4. Zavyalov M.A., Kirillov A.M. (2015) Evaluation methods of asphalt pavement service life. *Magazine of Civil Engineering*. 2(54). pp. 70–76. DOI: 10.18720/MCE.70.5.
5. Shen W., Kirkner D.J. (1999) Distributed thermal cracking of AC pavement with frictional constraint. *Journal of Engineering Mechanics*. 125(5). pp. 554–560. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1999)125:5(554).
6. Chen G., Baker G. (2005) One-dimensional nonlinear model for prediction of crack spacing in concrete pavements. *Advances in Structural Engineering*. 8(6). pp. 595–602. DOI: 10.1260/136943305776318338.
7. Pszczola M., Judycki J. (2015) Comparison of calculated and measured thermal stresses in asphalt concrete. *Baltic Journal of Road & Bridge Engineering*. 10(1). pp. 39–45. DOI: 10.3846/bjrbe.2015.05.
8. Judycki J. (2018) A new viscoelastic method of calculation of low-temperature thermal stresses in asphalt layers of pavements. *International Journal of Pavement Engineering*. 19(1). pp. 24–36. DOI: 10.1080/10298436.2016.1199883.
9. Levashov G.M., Sirotuk V.V. (2011) Ob opredelenii predela prochnosti asfal'tobetona na rastyazhenie pri izgibe [About definition ultimate tensile strength bending a beam of asphalt concrete]. *Vestnik Sibirskoy gosudarstvennoy avtomobil'no-dorozhnoy akademii – The Russian Automobile and Highway Industry Journal*. 4(22). pp. 23–26.
10. Zhang J., Li V.C. (2001) Influence of supporting base characteristics on shrinkage-induced stresses in concrete pavements. *Journal of Transportation Engineering*. 127(6). pp. 455–462. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-947X(2001)127:6(455).
11. Myshkin N.K., Goryacheva I.G. (2016) Tribology: trends in the half-century development. *Journal of Friction and Wear*. 37(6). pp. 513–516. DOI: 10.3103/S106836661606009X.
12. Rys D., Judycki J., Pszczola M., Jaczewski M., Mejlun L. (2017) Comparison of low-temperature cracks intensity on pavements with high modulus asphalt concrete and conventional asphalt concrete bases. *Construction and Building Materials*. 147. pp. 478–487. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.04.179.
13. Sirotuk V.V., Lunev A.A. (2017) Strength and deformation characteristics of ash and slag mixture. *Magazine of Civil Engineering*. 6(74). pp. 3–16. DOI: 10.18720/MCE.74.1.