следовались конструкции из квазилинейных изотропных разносопротивляющихся материалов с помощью метода конечных разностей.

Литература
1. Hart, P.E. The affect of pre-stressing on the thermal expansion and Young’s modulus of graphite / P.E. Hart // Carbon. 1972. Vol. 10. P. 233-236.
2. Трещев А.А. Теория деформирования и прочности материалов, чувствительных к виду напряженного состояния. Определяющие соотношения / А.А. Трещев. М.: Тула; РААСН; ТулГУ, 2008. 264 с.
3. Трещёв, А. А. Термоупругий потенциал деформации для нелинейных материалов, находящихся в условиях термомеханического нагружения / Трещев А.А., Теличко В.Г., Чигинский Д.С., Астахов Д.С. // Вестник Чувашского государственного педагогического университета им. И.Я. Яковлева. Серия: Механика предельного состояния. Чебоксары: Чувашский государственный педагогический университет им. И.Я. Яковлева, 2012. № 4. с. 66–73.
4. Трещёв, А.А. Решение связанной задачи термоупругости для сферической оболочки из разносопротивляющегося материала с учетом геометрической нелинейности / А.А. Трещёв, М.Ю. Делягин // Вестник Чувашского государственного педагогического университета им. И.Я.Яковлева. Серия Механика предельного состояния. Чебоксары: ЧувГПУ. 2012. №3(13). С. 18-26.
5. Чигинский, Д.С. Связанная задача термомеханического изгиба тонких прямоугольных пластин из изотропных разносопротивляющихся материалов / Д.С. Чигинский, А.А. Трещёв, В.Г. Теличко // Известия ТулГУ. Технические науки. Вып. 2. Проблемы специального машиностроения. Тула: Изд-во ТулГУ, 2011. С. 494-502.

УДК 539.3: 624.073

ДЕФОРМИРОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ БАЛОК-СТЕНОК ИЗ НЕЛИНЕЙНОГО МАТЕРИАЛА С УЧЕТОМ ТРЕЩИН

Трещев А.А., Неделин А.В., Злобин С.Ф.
Тульский государственный университет

Рассматривается задача о деформировании железобетонных балок-стенок. При этом бетон рассматривался как упруго-пластический разносопротивляющийся дилатирующий материал. Предложена математическая модель описания плоского напряженного состояния, базирующаяся на треугольных симплекс конечных элементах.

Общая техническая теория деформирования железобетонных балок-стенок с трещинами достаточно полно разработана Н.И.Карпенко [1]. В представленном работе предлагается исследовать напряженно-деформированное состояние (НДС) железобетонной балки-стенки с учетом основных предпосылок нелинейной механики разносопротивляющихся армированных материалов при минимальном привлечении технических гипотез [1]. При этом принималось во внимание низкая трещиностойкость бетона, возможность образования трещин в нем и развитие пластических деформаций в арматурных стержнях.

При деформировании бетон ведет себя как нелинейный начально изотропный материал, чувствительный к виду напряженного состояния. Поэтому для определения НДС бетона примем определяющие соотношения разносопротивляющихся материалов в виде [2 – 5]:

$$W=(A_e+B_e\xi)\sigma^2+(C_e+D_e\xi+E_e\eta Cos3\varphi)\tau^2+$$
$$+[(A_p+B_p\xi)\sigma^2+(C_p+D_p\xi+E_p\eta Cos3\varphi)\tau^2]^n\,, \qquad (1)$$

где $\sigma=\sigma_{ij}\delta_{ij}/3$; $\tau=\sqrt{S_{ij}S_{ij}/3}$; $S_{ij}=\sigma_{ij}-\delta_{ij}\sigma$; $\xi=Cos\psi=\sigma/S_0$; $\eta=Sin\psi=\tau/S_0$; $Cos3\varphi=\sqrt{2}\cdot S_{III}/\tau^3$; $S_{III}=S_{ik}S_{kj}S_{ij}$; $S_0=\sqrt{\sigma^2+\tau^2}$; $A_e, B_e, C_e, D_e, E_e, A_p, B_p, C_p, D_p, E_p -$ константы материала, определяемые по результатам обработки диаграмм деформирования материалов при одноосном растяжении, сжатии и простом нагружении [2 – 5]; $n-$ показатель степени нелинейности материала. Для вычисления констант потенциала использовался метод наименьших квадратов.

При исследовании НДС балок-стенок влияние ползучести бетона не рассматривалось.

В общем случае, зависимости между деформациями и напряжениями для бетона можно получить, применив к соотношениям (1) формулы Кастильяно:

$$e_{ij}=W_{,\sigma_{ij}}\,, \quad (i,j=1,2,3)\,; \quad \{e\}=[C]\{\sigma\}\,, \qquad (2)$$

где $[C]$ – матрица податливостей, зависящих от вида напряженного состояния, который устанавливается в зависимости от значений функций ξ, η, $Cos3\varphi$.

Используя уравнения связи (2), рассмотрим деформирование тонких балок-стенок при плоском напряженном состоянии, выполненных из бетона с пределом прочности на осевое сжатие ***R***=28,4 МПа [6], армированных по середине толщины сеткой из стальных стержней при их взаимно ортогональном расположении. Применительно к рассматриваемому бетону константы потенциала (1) имеют значения [5].

Оставаясь в рамках теории малых упругопластических деформаций, примем уравнения связи между компонентами тензора деформаций и перемещениями в условиях плоской задачи примем в виде:

$$e_{11} = u_{,1}; \qquad e_{22} = \upsilon_{,2}; \qquad \gamma_{12} = u_{,2} + \upsilon_{,1}, \tag{3}$$

где $u, \upsilon -$ перемещения точек срединной плоскости балки-стенки.

Обращая уравнения (2) с учетом соотношений (3) получим зависимости между напряжениями и деформациями при плоском напряженном состоянии:

$$\{\sigma\} = [D(\sigma)]\{e\}, \tag{4}$$

где $[D(\sigma)]$ – матрица жесткостей материала размером 3×3, зависящая от вида напряженного состояния, степени нагружения, характера армирования, появления трещин в бетоне и пластических деформаций арматуры; $\{\sigma\} = \{\sigma_{11}\ \sigma_{22}\ \tau_{12}\}^T$; $\{e\} = \{e_{11}\ e_{22}\ \gamma_{12}\}^T$.

В соответствии с условиями задачи и при условном отсутствии объемных сил, уравнения равновесия элемента балки-стенки представляются следующим образом:

$$\sigma_{11,1} + \tau_{12,2} = 0; \qquad \tau_{12,1} + \sigma_{22,2} = 0. \tag{5}$$

Для решения поставленной задачи принята конечно-элементная модель кусочно-неоднородных балок-стенок с двумя степенями свободы в узле. Основу этой модели составляют треугольные симплекс конечные элементы. Область, ограниченная контуром балки-стенки разбивалась на треугольные конечные элементы. При этом перемещения в произвольной точке элемента $u(x_1, x_2)$ и $\upsilon(x_1, x_2)$ представлялась через перемещения узлов элемента $\{U\}$ следующим образом:

$$\{u \quad v\}^T = [N]\{U\}, \tag{6}$$

где $\{U\} = \{u_i \quad \upsilon_i \quad u_j \quad \upsilon_j \quad u_k \quad \upsilon_k\}$; $i, j, k -$ номера узлов конечного элемента.

Для треугольного элемента интерполяционная симплексная функция перемещений принималась в линейной форме: $u = \alpha_1 + \alpha_2 x_1 + \alpha_3 x_2$; $\upsilon = \alpha_4 + \alpha_5 x_1 + \alpha_6 x_2$. Функции формы $[N]$ принимаются в традиционном виде [7]:

$$[N] = \begin{bmatrix} N_i & 0 & N_j & 0 & N_k & 0 \\ 0 & N_i & 0 & N_j & 0 & N_k \end{bmatrix}, \tag{7}$$

где $N_i = (a_i + b_i x_1 + c_i x_2)/(2\Delta)$, $(i \to j \to k)$, $\Delta -$ площадь треугольного элемента; $a_i = x_{1j} x_{2k} - x_{1k} x_{2j}$; $b_i = x_{1i} - x_{2k}$; $c_i = x_{1k} - x_{2j}$.

Воспользовавшись уравнениями (3) и продифференцировав соответствующим образом матрицу [N] получим зависимости между деформациями элемента и перемещениями его узлов:

$$\{e\}=[B]\{U\}\,, \qquad (8)$$

где

$$[B]=\frac{1}{2\Delta}\begin{bmatrix} b_i & 0 & b_j & 0 & b_k & 0 \\ 0 & c_i & 0 & c_j & 0 & c_k \\ c_i & b_i & c_j & b_j & c_k & b_k \end{bmatrix};\ 2\Delta=\det\begin{vmatrix} 1 & x_{1i} & x_{2i} \\ 1 & x_{1j} & x_{2j} \\ 1 & x_{1k} & x_{2k} \end{vmatrix}.$$

Общая формулировка МКЭ принята на основе вариационного принципа Лагранжа. При этом потенциальная энергия тела Π определяется разностью внутренней энергии деформации W и работы внешних сил A: $\Pi=W-A$. Энергия деформации элемента объема dV определяется известным способом: $dW=\{e\}^T\{\sigma\}/2$. Очевидно, что без учета массовых сил для выражения работы внешних сосредоточенных и поверхностных сил получим [7]:

$$A=\{U\}^T\{P\}+\int_S\{U\}^T[N]^T\{p\}dS\,, \qquad (9)$$

где $\{p\}-$вектор внешней поверхностной нагрузки в проекциях на декартовые оси координат; $S-$ контур внешней границы конечного элемента.

С учетом вышеизложенного потенциальная энергия конечного элемента, с учетом условий (8) и (4), сводится к следующему виду–:

$$\Pi=\tfrac{1}{2}\int_V\{U\}^T\{B\}^T[D(\sigma)][B]\{U\}dV-\{U\}^T\{P\}-\int_S\{U\}^T[N]^T\{p\}dS \qquad (10)$$

Минимизируя функционал (10) по вектору $\{U\}$ и приводя поверхностную распределенную нагрузку к сосредоточенным узловым силам, для плоского напряженного состояния конечного элемента толщиной h получим:

$$[K]\{U\}=\{P\}\,, \qquad (11)$$

где $[K]=[B]^T[D(\sigma)][B]h\Delta-$ матрица жесткости конечного элемента.

Решение разрешающей системы алгебраических уравнений с учетом получения глобальной матрицы жесткости и соответствующих граничных условий для узловых перемещений и сил производилось методом Гаусса.

Общая нелинейная задача решалась методом пошаговых нагружений с учетом итерационного процесса в форме переменных параметров упругости. Модель деформирования балок непосредственно привязана к железобетонным элементам.

Сложность задачи приводит к необходимости введения технических гипотез: а) нагружение балок-стенок считалось простым при активной деформации, поэтому для описания свойств основного материала принимался потенциал деформаций (1); б) при уменьшении нагрузки или при снижении напряжений в стадии после образования трещин принималось во внимание линейное условие разгрузки; в) армирование балок-стенок принималось под любым углом к ортогональной системе координат; г) при расчете пренебрегали контактными напряжениями между бетоном и арматурой, а следовательно, арматура моделировалась сплошным размазанным слоем, обладающим структурной анизотропией, с учетом принятого коэффициента армирования; д) считалось, что арматурные стержни воспринимают только нормальные напряжения, а их коэффициенты Пуассона принимались равными нулю; е) напряжения в армированных элементах определялись суммой напряжений в основном материале (бетоне) и в арматуре, а за условие совместности принималось равенство деформаций этих двух материалов, проскальзывание арматуры в конечном элементе без трещин не допускалась, что распространялось и на армированные элементы с трещинами; ж) за условие трещинообразования в конечном элементе принимался критерий П.П.Баландина [8] применительно к напряжениям в бетоне; и) влияние растянутого основного материала на участках между трещинами учитывалось при помощи параметра поврежденности и коэффициента В.И.Мурашева [9]; л) при наличии трещин основной материал моделировался ортотропным телом, неработающим на сдвиг в направлении перпендикулярном трещине; м) арматура моделировалась идеально упруго-пластическим телом.

Анализ работы балок-стенок позволяет выделить из совокупности конечных элементов три характерные группы: 1) элементы, работающие без трещин; 2) элементы, работающие с трещинами в бетоне при упругом сопротивлении арматуры; 3) элементы, работающие с трещинами в бетоне при пластическом сопротивлении арматуры.

Рассмотрим каждый из этих типов элементов. Для железобетонных элементов без трещин в силу принятых гипотез (см. гипотезу «е») матрицу упругости можно определить следующим образом: $[D]=[C]^{-1}+[D_S]$, где $[D_S]=[D_S]_{1122}+[D_S]_{1212}$ – матрица упругости арматуры в глобальной системе координат; $[D_S]_{1212}=[T][D_S^q]_{1212}[T]^T$;

$$[D_S]_{1122}=\begin{bmatrix} E_S\mu_{11} & 0 & 0 \\ 0 & E_S\mu_{22} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix};\ [D_S^q]_{1212}=\begin{bmatrix} E_S\mu_{12} & 0 & 0 \\ 0 & E_S\mu_{21} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix};$$

$$[T]=\begin{bmatrix} \cos^2\alpha & \sin^2\alpha & -\sin 2\alpha \\ \sin^2\alpha & \cos^2\alpha & \sin 2\alpha \\ \sin 2\alpha/2 & -\sin 2\alpha/2 & \cos 2\alpha \end{bmatrix};$$

E_S – модуль упругости арматуры; $\mu_{ij} = A_{sij}/(S_{ij}h)$ – коэффициент армирования в соответствующем направлении; A_{sij} – площадь сечения арматурного стержня в соответствующем направлении; S_{ij} – шаг стержней; $[D_S^q]_{1212}$ – матрица упругости для арматуры в собственной системе координат, в которой ось x_1^q, направленная вдоль арматурных стержней, наклоненных к оси x_1 глобальной системы под углом α.

После срабатывания критерия (см. гипотезу «ж»)

$$\sigma_{b11}^2+\sigma_{b22}^2+\sigma_{b33}^2+3(\tau_{12}^2+\tau_{23}^2+\tau_{31}^2)-(\sigma_{b11}\sigma_{b22}+\sigma_{b22}\sigma_{b33}+ \\ +\sigma_{b33}\sigma_{b11})-(R_{bt}+R_b)(\sigma_{b11}+\sigma_{b22}+\sigma_{b33})+R_{bt}R_b=0 \qquad (12)$$

происходит образование трещин перпендикулярных направлению главных растягивающих напряжений (здесь σ_{bij} – напряжения в бетоне; $\sigma_{b33}=\tau_{31}=\tau_{23}=0$). Если оба главных напряжения являются растягивающие, то трещины образуются перпендикулярно направлению наибольших из них. Здесь R_{bt}, R_b – предел прочности бетона при осевом растяжении и сжатии, соответственно. При этом в условии (12) вводятся напряжения в бетоне железобетонного элемента.

Считается, что трещины распространяются в пределах конечного элемента параллельно друг другу. Для треснувших элементов сохраняется справедливыми потенциальные соотношения, но только для направлений вдоль трещин, в котором не нарушена сплошность бетона. В этом направлении физически нелинейные свойства бетона учитывались с помощью секущего модуля упругости E_b и секущего коэффициента Пуассона ν_b, определяемых из уравнения

$$\overset{*}{e}_{22}=\overset{*}{C}_{12}\overset{*}{\sigma}_{b11}+\overset{*}{C}_{22}\overset{*}{\sigma}_{b22}=(\overset{*}{\sigma}_{b22}-\nu_b\overset{*}{\sigma}_{b11})/E_b, \qquad (13)$$

или $E_b = 1/C^*_{22}$; $\nu_b = -C^*_{12}/C^*_{22}$, где C^*_{ij} – компоненты повернутой матрицы податливостей в ортогональной системе координат, в которой ось x_2 совпадает с направлением трещины; σ^*_{bij} – напряжения в бетоне, вычисленные в повернутой системе координат.

Компоненты C^*_{ij} рассчитываются так же, как и коэффициенты C_{ij} (2), но при замене σ_{ij} на σ^*_{bij}. При этом напряжения σ^*_{bij} определялись с учетом поворота системы координат:

$$\sigma^*_{b11} = \sigma_{b11} Cos^2\alpha + \sigma_{b22} Sin^2\alpha + \tau_{12} Sin2\alpha ;$$
$$\sigma^*_{b22} = \sigma_{b11} Sin^2\alpha + \sigma_{b22} Cos^2\alpha - \tau_{12} Sin2\alpha , \qquad (14)$$

где $\alpha = arctg[(\sigma_{b1} - \sigma_{b11})/\tau_{12}]$; $\sigma_{b1} = [\sigma_{b11} + \sigma_{b22} + \sqrt{(\sigma_{b11} - \sigma_{b22})^2 + 4\tau_{12}^2}\,]/2$ – главные напряжения в бетоне.

В направлении, перпендикулярном трещине, модуль деформаций бетона представим значением $E_b\omega$, где ω – параметр степени разрушения бетона ($0 < \omega \le 1$). С учетом вышеизложенного, в исходной системе координат имеем матрицу $[C^o]$, компоненты которой определяются по правилам преобразования системы координат через коэффициенты C^*_{ij}

$$[C^o] = \begin{bmatrix} C^o_{11} & C^o_{12} & C^o_{13} \\ & C^o_{22} & C^o_{23} \\ Sim & & C^o_{33} \end{bmatrix}; \quad \begin{matrix} C^*_{11} = 1/(E_b\omega); \quad C^*_{12} = -\nu_b/E_b; \\ C^*_{22} = 1/E_b; \quad C^*_{33} = 2(1+\nu_b)/E_b. \end{matrix} \qquad (15)$$

Здесь следует иметь в виду, что в области треснувших конечных элементов могут возникать эффекты локальной разгрузки. Это происходит в тех случаях, когда после вычисления напряжений в бетоне треснувшего железобетонного конечного элемента они оказываются ниже, чем соответствующие величины до образования трещин. Тогда компоненты матрицы податливостей бетона $[C]$ должны итерационным способом уточняться с учетом условия разгрузки [2 – 5]. В матрице упругости арматуры при строго взаимно ортогональном расположении стержней для треснувшего железобетонного элемента отличными от нуля являются только два коэффициента: $D^{o}_{S11} = E_{S11}\mu_{11}$; $D^{o}_{S22} = E_{S22}\mu_{22}$, где E_{S11}, E_{S22} – секущие модули деформаций арматуры в соответствующих направлениях ($E_{Skk} = E_S$ при $e_{kk} < e_t$; $E_{Skk} = \sigma_t / e_{kk} + E_t(1 - e_t / e_{kk})$ при $e_{kk} \geq e_t$, где σ_t – предел текучести арматуры, E_t – модуль упрочнения, e_t – деформации, соответствующие пределу текучести, $k = 1{,}2$).

Окончательно матрицу упругости треснувшего железобетонного элемента получим в виде

$$[D] = [C^{o}]^{-1} + [D^{o}_{S}]. \tag{16}$$

Параметр поврежденности ω определяется через коэффициент Мурашева:

$$\psi_s = E_{S\mu} / (E_b\omega + E_{S\mu}), \tag{17}$$

где $E_{S\mu}$ – модуль упругости арматуры в направлении, перпендикулярном трещине; $E_{S\mu} = E_{S11}\mu_{11}Cos^4\alpha + E_{S22}\mu_{22}Sin^4\alpha$.

Разрешая уравнение (18) относительно параметра ω, получим

$$\omega = (1/\psi_s - 1)(\, E_{S11}\mu_{11}Cos^4\alpha + E_{S22}\mu_{22}Sin^4\alpha) / E_b. \tag{18}$$

Для определения величины ψ_s использовалась эмпирическая зависимость [9]:

$$\psi_s = 1 - 0{,}7R_{bt} / \overset{*}{\sigma}_{11}, \tag{19}$$

в которой подразумевается, что $\overset{*}{\sigma}_{b11} = 0{,}7R_{bt}$,

где $\overset{*}{\sigma}_{11}, \overset{*}{\sigma}_{b11}$ – нормальные напряжения в железобетоне и чистом бетоне соответственно в направлении, перпендикулярном трещине. Так как распределение напряжений заранее неизвестно, то параметр поврежденности ω с учетом ψ_s (17) – (19) рассчитывался на каждой ступени нагружения методом последовательных приближений.

Следует заметить, что для железобетонных конечных элементов с трещинами при увеличении нагрузки происходит более интенсивный рост главных растягивающих напряжений в направлениях вдоль трещин, где нет повреждений бетона. Поэтому при возможном повторном срабатывании критерия (12) могут возникнуть вторичные трещины, пересекающие первичные (в балках-стенках такая ситуация практически не встречается). В этих элементах будем считать, что работает только арматура, т. е. матрицу упругости примем в виде $[D] = [D^{o}_{S}]$.

Для расчета железобетонных балок-стенок их плоскость покрывалась конечно-элементной треугольной сеткой из 200 элементов. Алгоритм решения реализован в интерактивной среде для инженерных расчетов MATLAB 5.2.

Результаты расчета анализировались на примере деформирования прямоугольной балки-стенки S103 [1] со свободным опиранием по двум угловым точкам. Соотношение размеров балки были приняты следующими: L=2 м; H=1 м; h=0,08 м; $l_{оп}$=0,1 м. Армирование балки-стенки принято сеткой из стержней диаметром 6 мм с шагом в обоих направлениях 100 мм; временное сопротивление бетона на растяжение – $R_{bt} = 2{,}2$ МПа; на сжатие – $R_b = 32$ МПа; коэффициент армирования - $\mu_{11} = \mu_{22} = 0{,}00353$; предел текучести арматуры $\sigma_t = 510$ МПа; модуль упругости арматуры – $E_S = 2{,}1 \cdot 10^5$ МПа; модуль упрочнения – $E_t = 1{,}24 \cdot 10^4$ МПа; $e_t = 0{,}04113$. Загружение принималось в виде сосредоточенной силы в центре с начальной нагрузкой $P = 50$ кН и шагом $P = 5$ кН. Достоверность полученных решений проверена экспериментально. Кроме того, проведено сравнение расчетов с теорией Н.И. Карпенко [1]. Рассмотрены зависимости прогибов балки-стенки в середине пролета от величины нагрузки P и распределение трещин.

Анализ полученных результатов приводит к существенному выводу о том, что предложенная математическая модель достаточно адекватно отображает деформирование железобетонных балок-стенок без привлечения дополнительных эмпирических гипотез.

Литература

1. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н.И.Карпенко. – М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.

2. Трещев А.А. Теория деформирования и прочности материалов, чувствительных к виду напряженного состояния. Определяющие соотношения / А.А.Трещев – М.; Тула: РААСН; ТулГУ, 2008. – 264 с.

3. Матченко Н.М., Толоконников Л.А., Трещев А.А. Определяющие соотношения изотропных разносопротивляющихся сред. Нелинейные соотношения / Н.М.Матченко, Л.А.Толоконников, А.А.Трещев // Изв. РАН. МТТ. - 1999. - № 4. - С. 87 – 95.

4. Трещев А.А. Анализ определяющих соотношений для нелинейных изотропных разносопротивляющихся материалов в задачах термоупругости / А.А.Трещев, В.Г.Теличко, Д.С.Чигинский // Известия Тульского государственного университета. Технические науки. – 2011. – Вып. 2. – С. 547 – 555.

5. Матченко Н.М., Трещев А.А. Деформирование полухрупких дилатирующих материалов / Н.М.Матченко, А.А.Трещев // Огнеупоры и техническая керамика. – 2000. - № 5. – С. 19 – 22.

6. Касимов Р.Г. Прочность и деформативность бетона при трехосном сжатии: Дис. … канд. техн. наук. – М.: НИИЖБ, 1976. – 180 с.
7. Неделин А.В. Напряженное состояние пластинки из дилатирующего материала, ослабленного отверстием / А.В.Неделин, А.А.Трещев // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2001. – №8. – С.16-20.
8. Баландин П.П. К вопросу о гипотезах прочности / П.П.Баландин // Вестник инженеров и техников. – 1937. - № 1. – С. 19 – 24.
9. Мурашев В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона / В.И.Мурашев – М.: Машстройиздат, 1950. – 218 с.

УДК622.7: 622

К ВОПРОСУ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ МЕСТНЫХ ВИДОВ ТОПЛИВА В ПРОИЗВОДСТВЕ ПОРИСТЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Березовский Н.И., Воронова Н.П., Костюкевич Е.К., Грибкова С.М., Лесун Б.В.
Белорусский национальный технический университет, г. Минск

Рассмотрены возможные варианты использования местных видов топлива (фрезерного торфа и топливных брикетов) при производстве пористых строительных материалов на основе аглопорита. Приведены основные технические данные этих компонентов, которые входят в состав сырьевой смеси. Показаны основные возможные направления использования местных видов топлива и топливных брикетов на тепловых электростанциях.

В настоящее время в мировом масштабе вклад торфа в производство и использование энергии незначителен, и составляет примерно одну тысячную от энергии, потребляемой в мире, но в отдельных странах на его долю приходится от 10 до 20 % (Финляндия, Швеция, Ирландия). В качестве местного коммунально-бытового топлива используется фрезерный торф, кусковой торф и топливные брикеты. Потребителями топливного торфа являются тепловые электростанции, котельные, коммунально-бытовые потребители печного топлива, торфобрикетные заводы, поселковые котельные поселков торфопредприятий.

Анализ потребления торфяного топлива в Республике Беларусь показывает, что наибольшим спросом пользуется торфяной брикет. Так, по статистическим данным, в балансе использования торфа в энергетических целях в стране доля топлива, отпущенного населению, составляет 55,3 %, из них 65,9 % – брикеты. Полностью обеспечивая потребности внутреннего рынка, предприятия торфяной отрасли осуществляют поставку торфобрикетов на экспорт (Литва, Латвия, Эстония, Польша, Словакия, Швеция, Финляндия и другие).

Местные виды топлива являются одним из основных составляющих для производства топливных брикетов. Имеющиеся топливные ресурсы не могут поддерживать существующие объемы добычи сырья. Поэтому из-за