НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER
УДК 621.315.1:624.014
DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.7

Методика определения расчетных длин элементов перекрестной решетки стальных опор воздушных линий электропередачи

Антон Владимирович Танасогло, Игорь Михайлович Гаранжа, Софья Романовна Федорова
Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Суммарная мощность электрических станций и протяженность электрических сетей в Российской Федерации значительно увеличиваются с каждым десятилетием из-за постоянного промышленного развития городов и пригорода. Это требует вовлечения огромных материальных и трудовых ресурсов в сфере энергетического строительства, поэтому следует определить и реализовать все возможные пути снижения капиталоемкости электрических сетей высокого и сверхвысокого классов напряжения. Для целей практики, помимо решения собственно задачи устойчивости, необходимо определить сочетание внешних нагрузок (крутящего момента и продольной силы), предопределяющее наименьшее из возможных значение критического параметра.

Материалы и методы. Из-за различной длины отдельных раскосов опор и нарастания усилий в поясах к основанию степень податливости узлов линейному и угловому смещениям оказывается неодинаковой, отчего теряют устойчивость лишь некоторые раскосы. В статье рассмотрена башня квадратного сечения не с наклонными, а с параллельными поясами, в которой решетка и пояса имеют соответственно одинаковые сечения и на ее свободном конце действуют возрастающий крутящий момент и неизменная по величине продольная сила, приложенная относительно вертикальной оси опоры. Благодаря симметрии системы и внутренних усилий в момент потери устойчивости произойдет симметричная деформация теряющих устойчивость раскосов. Задача решалась, используя систему канонических уравнений метода перемещений в численно-аналитической постановке. Рассмотрено применение изложенной методики для определения расчетных длин раскосов решетки на примере нижней секции опоры 1П330-1.

Результаты. Исследуемый фрагмент опоры в плане конструктивного решения является пространственной стержневой стальной стойкой, узлы которой не совмещены в смежных гранях и состоящей из 12 панелей. Конструктивные элементы секции представляют собой стержни из одиночных уголков. Стык происходит посредством болтового соединения. Для раскосов каждой панели определены канонические коэффициенты и графически решено уравнение устойчивости, из которого найдены коэффициенты расчетной длины.

Выводы. Представленная численно-аналитическая методика позволяет определить коэффициенты расчетных длин элементов ствола башенной опоры в зависимости от продольного усилия и отношения погонных жесткостей пояса и раскоса. Полученные коэффициенты ориентировочно на 10–15 % ниже существующих в отечественных нормах. В результате выявлен резерв несущей способности опор, что указывает на возможность совершенствования методики решения задачи устойчивости элементов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: воздушная линия электропередачи, стальная решетчатая опора, уравнение устойчивости, расчетная длина, продольное усилие

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: *Танасогло А.В., Гаранжа И.М., Федорова С.Р.* Методика определения расчетных длин элементов перекрестной решетки стальных опор воздушных линий электропередачи // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 4. Ст. 7. URL: http://nso-journal.ru. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.7

Автор, ответственный за переписку: Игорь Михайлович Гаранжа, garigo@mail.ru

Methodology for determining the design lengths of cross-grid elements of steel supports of overhead transmission lines

Anton V. Tanasoglo, Igor M. Garanzha, Sofiya R. Fedorova
Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The total capacity of power plants and the length of power grids in the Russian Federation are significantly increasing every decade due to the constant industrial development of cities and suburbs. This requires the involvement of huge material and labour resources in the sphere of power construction, so all possible ways to reduce the capital intensity of power grids of high and ultra-high voltage classes should be identified and implemented. For practical purposes, in addition to solving the stability problem itself, it is necessary to determine the combination of external loads (torque and longitudinal force) that predetermines the smallest possible value of the critical parameter.

Materials and methods. Due to the different lengths of the individual struts of the supports and the increasing forces in the girdles towards the base, the degree of pliability of the nodes to linear and angular displacements is not the same, so that only some struts lose stability. The paper considers a square-section tower with parallel rather than inclined girders, in which the lattice and girders have the same cross-sections, respectively, and an increasing torque and an unchanged longitudinal force applied with respect to the vertical axis of the support act on its free end. Due to the symmetry of the system and internal forces at the moment of loss of stability there will be a symmetric deformation of the struts losing stability. The problem was solved using the system of canonical equations of the displacement method in numerical and analytical formulation. The application of the described methodology for determining the design lengths of the grid struts is considered on the example of the lower section of the support 1P330-1.

Results. The considered fragment of the support in terms of structural solution is a spatial rod steel column, the nodes of which are not aligned in adjacent faces and consists of 12 panels. The structural elements of the section are bars made of single angles. The joints are bolted together. The canonical coefficients for the struts of each panel are determined and the stability equation is solved graphically, from which the design length coefficients are found.

Conclusions. The presented numerical and analytical method allows to determine the coefficients of design lengths of tower support shaft elements depending on the longitudinal force and the ratio of chord and strut stiffnesses. The obtained coefficients are approximately 10–15 % lower than the existing ones in the domestic standards. As a result, the reserve of bearing capacity of supports is revealed, which indicates the possibility of improving the methodology of solving the problem of stability of elements.

KEYWORDS: overhead power line, steel lattice support, stability equation, design length, longitudinal force

FOR CITATION: Tanasoglo A.V., Garanzha I.M., Fedorova S.R. Methodology for determining the design lengths of cross-grid elements of steel supports of overhead transmission lines. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(4):7. URL: http://nso-journal.ru. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.7

Corresponding author: Igor M. Garanzha, garigo@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Суммарная мощность электрических станций и протяженность электрических сетей в Российской Федерации значительно увеличиваются с каждым десятилетием из-за постоянного промышленного развития городов и пригорода. Это требует вовлечения огромных материальных и трудовых ресурсов в сфере энергетического строительства, поэтому следует определить и реализовать все возможные пути снижения капиталоемкости электрических сетей высокого и сверхвысокого классов напряжения [1–3].

Для повышения эффективности воздушных линий электропередачи (ВЛ) имеются значительные возможности. Это прежде всего разработка методики расчета опор ВЛ на основе рассмотрения предельного равновесия конструкции, обеспечивающей равнопрочность системы, что позволяет облегчить ряд ее элементов, ранее имевших неоправданно большие коэффициенты запаса [4–7].

Для практических целей, помимо решения собственно задачи устойчивости, необходимо определить сочетание внешних нагрузок (крутящего момента и продольной силы), предопределяющее наименьшее из возможных значение критического параметра [8–11]. Важно учесть при этом эксцентричное приложение внутренних сил, связанное с односторонним прикреплением раскосов по одной полке к поясам при помощи болтов[1] [5, 6, 12–14].

Для достижения поставленной цели решены следующие *задачи*:

• предложена численно-аналитическая методика определения коэффициентов расчетных длин с учетом усилий в элементах опоры и соотношения их погонных жесткостей;

• получены новые, пониженные на 10–15 % (в отличие от указанных в нормах) коэффициенты расчетных длин;

• выявлен резерв несущей способности портальной опоры ВЛ с возможностью последующего совершенствования методики решения задачи устойчивости стержней.

Предметом исследования в данной работе являются параметры устойчивости элементов поясов и решетки стальных решетчатых опор ВЛ.

В качестве *объекта исследования* принята конструкция опоры ВЛ 330 кВ марки 1П330-1 портального типа.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Опоры линий электропередачи башенного типа имеют наклонные пояса и подвержены в нормальном режиме работы действию продольной и поперечной сил, а в аварийном также и действию крутящего момента [3–5, 15, 16]. Из-за разной длины отдельных элементов и увеличения значения усилий в поясах по направлению к основанию уровень податливости узлов линейному и угловому перемещениям не одинаковый, поэтому будут терять устойчивость лишь некоторые раскосные элементы [17, 18].

Для решения задачи устойчивости рассмотрим башню квадратного сечения с наклонными поясами и на свободном конце башни приложим по оси симметрии возрастающий крутящий момент и неизменную по величине продольную силу (рис. 1). Величина продольной силы подбирается такой, при которой по достижении крутящим моментом крити-

[1] IEC 60826. Design criteria of overhead transmission lines (international standard). Geneva : IEC, 2022. 87 p.

ческого значения происходит одновременно потеря устойчивости всех раскосов системы.

При решении данной задачи примем свободные из плоскости узлы крепления раскосов к поясу в виде пространственных шарниров, не нарушающих цельности пояса. В узле пересечения раскосов предусмотрен соединяющий шарнир, не прорезающий раскосы.

Под действием крутящего момента в отдельных панелях пояса и встречных раскосах возникают внутренние усилия, соответственно равные, но обратные по знаку. При совместном действии крутящего момента и центрально приложенной силы во всех поясах через панель возникают одинаковые усилия $N_{\text{п}}^{\text{I}}$ и $N_{\text{п}}^{\text{II}}$ (рис. 1).

При достижении кручением критического уровня все стержневые элементы решетки одновременно ощущают потерю устойчивости. Здесь наблюдается скручивание ствола опоры и появляется кривизна поясов в виде волн. Продольная же ось опоры остается прямолинейной. Следовательно, узлы фронтальной и параллельной ей задней грани перемещаются по направлению оси, а на торцевых гранях узлы перемещаются в ортогональном направлении (вдоль оси X). В конечном итоге пояс секции опоры претерпевает изгиб в пространстве. Из-за симметричности конструктивного решения и наличия внутренних усилий в момент потери устойчивости наблюдается симметричная деформация стержневых элементов решетки, теряющих устойчивость.

Ввиду симметричной формы потери устойчивости раскосов их концевые узлы смещаются на одинаковые величины z_1, а средние узлы смеща-

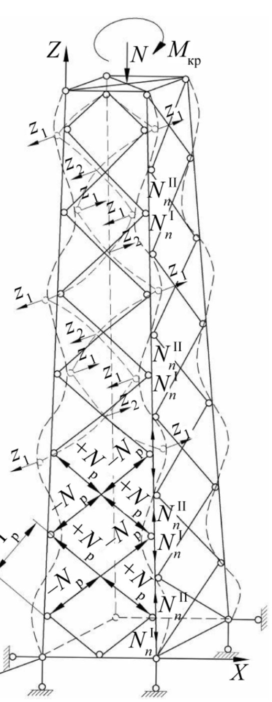


Рис. 1. Искривление элементов при симметричной форме потери устойчивости

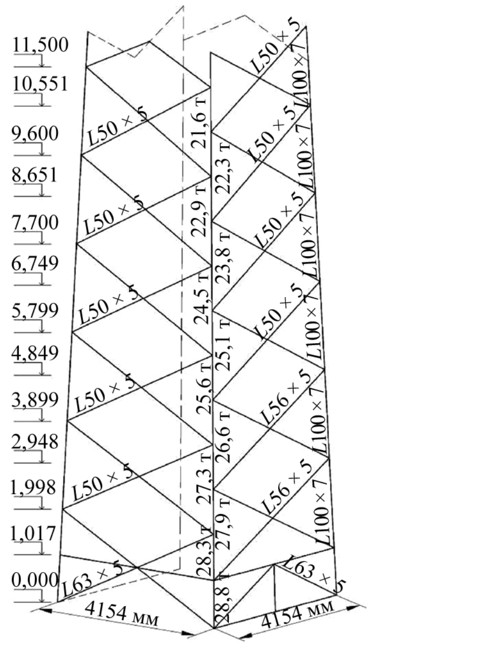


Рис. 2. Расчетная схема нижней секции опоры 1П330-1

ются также на одинаковые величины z_2, но в противоположную сторону (рис. 1). Узлы передней и задней граней смещаются в направлении оси Y, узлы же боковых граней смещаются в перпендикулярном направлении, по оси X, в результате этого пояс получает пространственный изгиб.

На начальном этапе решения задачи устойчивости добавим в фиктивные узловые связи, запрещающие продольные перемещения, и получим уравнения метода перемещений (канонические), которые запишутся в виде системы (1):

$$\left.\begin{aligned} r_{11}z_1 + r_{12}z_2 &= 0 \\ r_{21}z_1 + r_{22}z_2 &= 0 \end{aligned}\right\}. \tag{1}$$

Значение критической силы вычислим из уравнения (2), принимая нулевым определитель матрицы:

$$D = \begin{vmatrix} r_{11} & r_{12} \\ r_{21} & r_{22} \end{vmatrix} = r_{11}r_{22} - r_{12}^2 = 0. \tag{2}$$

Опираясь на то, что при единичном перемещении вдоль Z_2 (при условии, что $Z_1 = 0$) поперечное сечение элементов решетки не испытывает поворотных деформаций в месте приложения силы, значение r_{22} определяется по справочным данным. Параметр r_{11} суммируется из r_{22} и необходимого для перемещения пояса внутреннего усилия $r_{11}^{\text{п}}$, величины которого зависят от степени податливости узлов пояса боковым перемещениям [11, 13].

Для вычисления значения $r_{11}^{\text{п}}$ следует использовать фрагмент пояса, взятого из общей системы (рис. 3, *а*).

Влияние элементов решетки на работу пояса заменяем на ортогональные стержневые связи. По концам в двух плоскостях, параллельных полкам уголка, вводим упругие защемления, заменяющие действие отброшенной части пояса.

Зафиксировав положение осей в общей системе координат, получаем матрицу направляющих косинусов (3):

$$A=\begin{Vmatrix}\varepsilon_1 & \varepsilon_2 & \varepsilon_3\\ \eta_1 & \eta_2 & \eta_3\\ \zeta_1 & \zeta_2 & \zeta_3\end{Vmatrix}=\begin{Vmatrix}0,707 & 0,707 & 0\\ -0,707 & 0,707 & 0\\ 0 & 0 & 1\end{Vmatrix}, \qquad (3)$$

где ε_1, ε_2, ε_3 — косинусы углов, образованных осью x с осями X, Y, Z; η_1, η_2, η_3 — косинусы углов, образованных осью y с осями X, Y, Z; ζ_1, ζ_2, ζ_3 — косинусы углов, образованных осью z с осями X, Y, Z.

В узлы исследуемого стержня в направлении предполагаемых перемещений прикладываем силы $r_{11}^{\text{п}}$, от воздействия которых узлы переместятся на величину $\Delta = 1$ (рис. 3, *b*). При этом один узел получит поворотное смещение на величину φ_1 относительно оси X и на величину φ_1 относительно оси Y. Рядом лежащий узел относительно оси X поворотно сместится на величину φ_2, а относительно оси Y — на величину φ_1 и т.д.

Для получения основной системы метода перемещений (рис. 3, *c*) накладываем защемляющие фиктивные связи, запрещающие поворот опорных сечений, и стержневые связи, запрещающие линейные смещения.

Канонические уравнения, при помощи которых определяется $r_{11}^{\text{п}}$, имеют вид (4):

$$\left.\begin{aligned} r_{11}\cdot\varphi_1+r_{12}\cdot\varphi_2+r_{13}\cdot 1=0\\ r_{21}\cdot\varphi_1+r_{22}\cdot\varphi_2+r_{23}\cdot 1=0\\ r_{31}\cdot\varphi_1+r_{32}\cdot\varphi_2+r_{33}\cdot 1=r_{11}^{\text{п}}\end{aligned}\right\}. \qquad (4)$$

После определения углов поворота φ_1 и φ_2 их значения подставляются в третье уравнение системы (4), из которого находится усилие $r_{11}^{\text{п}}$.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В работе [14] определен коэффициент приведения расчетной длины панели пояса $\mu_{\text{п}}$, взятый относительно оси, параллельной полке уголка. Коэффициент $\mu_{\text{п}} = 2,38$, при этом максимальное усилие в поясе получим равным:

$$N_{\Pi}^{\max}=\frac{I_{\text{п}}^{x}\cdot N_{\text{э}}^{y}}{I_{y0}\cdot\mu_{\text{п}}^{2}}=0,423\cdot N_{\text{э}}^{y}, \qquad (5)$$

где $I_{\text{п}}^{x}$ — момент инерции пояса относительно оси, параллельной полке; $N_{\text{э}}^{y}$ — эйлерова сила для панели пояса при шарнирном опирании.

По полученному максимальному усилию в поясе (5) рассчитывается коэффициент расчетной длины пояса относительно оси y–y.

После определения углов поворота φ_1 и φ_2 их значения подставляются в третье уравнение системы (4), из которого находится усилие $r_{11}^{\text{п}}$.

Значения $r_{11}^{\text{п}}$ определены в работе [17] при различных величинах сжимающей силы и даны в табл. 1.

Коэффициенты уравнения устойчивости (2) имеют значения (6):

$$\left.\begin{aligned} r_{11}&=\frac{3}{l_{\text{р}}^{2}}\left[i_{\text{р}}^{x}\cdot\eta_2^2\cdot\left(\eta_1^x+\zeta_1^x\right)+i_{\text{р}}^{y}\cdot\varepsilon_2^2\cdot\left(\eta_1^y+\zeta_1^y\right)\right]+r_{11}^{\text{п}}\\ r_{22}&=r_{11}-r_{11}^{\text{п}}\\ r_{12}&=\frac{3}{l_{\text{р}}^{2}}\left[i_{\text{р}}^{x}\cdot\eta_2^2\cdot\left(\zeta_1^x-\eta_1^x\right)+i_{\text{р}}^{y}\cdot\varepsilon_2^2\cdot\left(\zeta_1^y-\eta_1^x\right)\right]\end{aligned}\right\}, \qquad (6)$$

где $i_{\text{р}}^{x}$, $i_{\text{р}}^{y}$ — погонные жесткости раскоса относительно главных центральных осей инерции $x_0 - x_0$ и $y_0 - y_0$; $l_{\text{р}}$ — длина раскоса; η_1^x, ζ_1^x, η_1^y, ζ_1^y — трансцендентные функции, учитывающие сжатие в одних раскосах и растяжение в других, определяются по [2, 8, 14, 15, 19, 20].

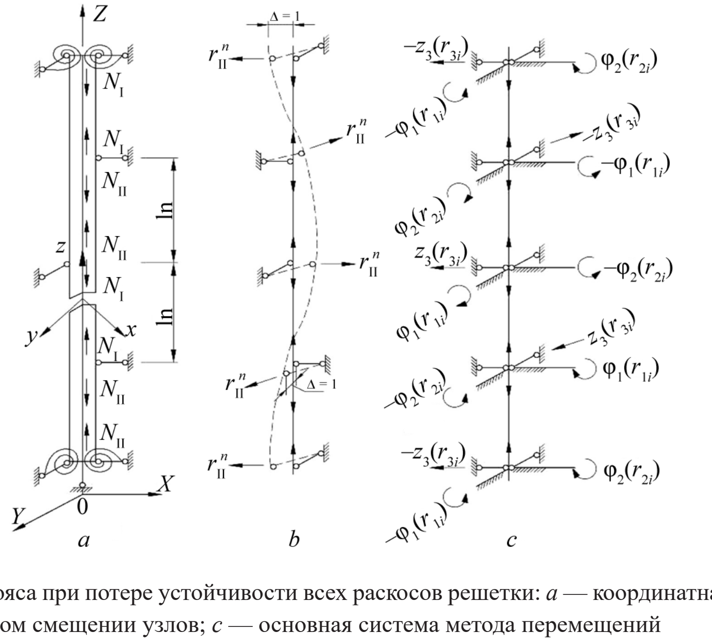


Рис. 3. Расчетная схема пояса при потере устойчивости всех раскосов решетки: *a* — координатная система; *b* — деформации пояса при единичном смещении узлов; *c* — основная система метода перемещений

Табл. 1. Значение коэффициентов k

$N_{\text{п}}$	0	$0{,}1\ N_{\text{э}}^{y}$	$0{,}2\ N_{\text{э}}^{y}$	$0{,}3\ N_{\text{э}}^{y}$	$0{,}423\ N_{\text{э}}^{y}$
$r_{11}^{\text{п}}$	$14{,}58\dfrac{i^y}{l^2}$	$12{,}114\dfrac{i^y}{l^2}$	$10{,}225\dfrac{i^y}{l^2}$	$7{,}374\dfrac{i^y}{l^2}$	$4{,}75\dfrac{i^y}{l^2}$

Аргументами трансцендентных функций являются безразмерные параметры продольной силы ν^x и ν^y, учитывающие продольно-поперечный изгиб [18, 20–23].

Приняв $r_{11}^{\text{п}} = k\, i_{\text{п}}^{y} / l_{\text{п}}^{2}$, после подстановки реактивных сил (6) в уравнение устойчивости (2) получим равенство (7):

$$\begin{aligned} &0{,}75\left[3{,}86\left(\eta_1^x+\zeta_1^x\right)+\eta_1^y+\zeta_1^y\right]^2+\\ &+k\, i_{\text{п}}/i_{\text{р}}\left[3{,}86\left(\eta_1^x+\zeta_1^x\right)+\eta_1^y+\zeta_1^y\right]-\\ &-0{,}75\left[3{,}86\left(\zeta_1^x-\eta_1^x\right)+\zeta_1^y-\eta_1^y\right]^2=0. \end{aligned} \qquad (7)$$

Выражение (7) именуется уравнением устойчивости перекрестной решетки или *характеристическим уравнением.* Принимая во внимание вышеизложенный подход, предложена численно-аналитическая методика решения задачи устойчивости решетки, реализуемая в следующей последовательности:

1) в специализированном программном блоке «USL» выполняется статический расчет опоры ВЛ для определения усилий в элементах конструкции;

2) определяется критическая сила Эйлера в поясных панелях относительно собственной оси сечения y_0–y_0:

$$N_{\text{э}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y0}}{(\mu \cdot l)^2}, \qquad (8)$$

где E — модуль упругости; I_{y0} — момент инерции пояса относительно оси y_0–y_0; μ — коэффициент расчетной длины панели пояса, принимаемый равным единице; l — геометрическая длина панели пояса между точками закрепления;

3) определяется отношение расчетного усилия $N_{\text{п}}$ к эйлеровой силе $N_{\text{э}}$, в зависимости от которого по табл. 1 находится коэффициент k, входящий в формулу для определения $r_{11}^{\text{п}}$;

4) определяется отношение погонных жесткостей пояса и раскоса $i_{\text{п}}/i_{\text{р}}$:

$$i_{\text{п}}/i_{\text{р}} = \frac{I_{y0}^{\text{п}} \cdot l_{\text{р}}}{I_{y0}^{\text{р}} \cdot l_{\text{п}}}, \qquad (9)$$

где $l_{\text{р}}$ и $l_{\text{п}}$ — геометрические длины раскоса и пояса соответственно; $I_{y0}^{\text{п}}$ и $I_{y0}^{\text{р}}$ — моменты инерции пояса и раскоса относительно оси $y_0 - y_0$;

5) в зависимости от продольного усилия в раскосах находятся, в первом приближении, аргументы трансцендентных функций:

$$\nu_{\text{р}}^{x} = l_{\text{р}}\sqrt{\frac{N_{\text{р}}}{EI_{x0}^{\text{р}}}} \text{ и } \nu_{\text{р}}^{y} = l_{\text{р}}\sqrt{\frac{N_{\text{р}}}{EI_{y0}^{\text{р}}}}, \qquad (10)$$

где $N_{\text{р}}$ — расчетное усилие в раскосе, полученное по «USL»;

6) вычисляются трансцендентные функции η_1^x, ζ_1^x, η_1^y, ζ_1^y.

Функции берутся относительно главных центральных осей инерции поперечного сечения уголка:

$$\eta_1(\nu) = \frac{\nu^3}{3(\operatorname{tg}\nu - \nu)} \text{ и } \zeta_1(\nu) = \frac{\nu^3}{3(\operatorname{th}\nu - \nu)}; \qquad (11)$$

7) используя специализированные программы, решается характеристическое уравнение устойчивости (7). Корни уравнения — все возможные значения аргументов ν трансцендентных функций;

8) графоаналитическим способом, используя полученные значения аргументов ν, определяются коэффициенты расчетной длины $\mu_{\text{расч}}$ по формуле:

$$\mu_{\text{расч}} = \frac{\pi}{\nu}. \qquad (12)$$

9) из полученных принимается максимальный по значению коэффициент $\mu_{\text{расч}}$. Впоследствии диапазон значений $\mu_{\text{расч}}$ автоматически сужается и, используя метод половинного деления, выполняется уточнение принятого значения коэффициента расчетной длины.

В итоге будет получен коэффициент расчетной длины элемента решетки $\mu_{\text{расч}}$ в i-й панели и так далее для оставшихся панелей, составляющих конструктивное решение опоры ВЛ;

10) определяется гибкость элементов решетки $\lambda_{\text{реш}}$ по формуле:

$$\lambda_{\text{реш}} = \frac{\mu_{\text{расч}} \cdot l_{\text{р}}}{i_{\text{рад}}^{x}}, \qquad (13)$$

где $i_{\text{рад}}^{x}$ — радиус инерции уголка относительно оси, параллельной полке;

11) определяются критические напряжения в упругой области по формуле Эйлера при $\lambda_{\text{реш}} \geq \pi \cdot \sqrt{E/\sigma_{\text{пц}}}$:

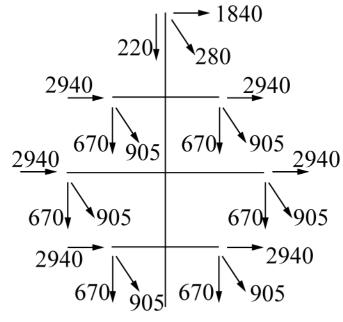
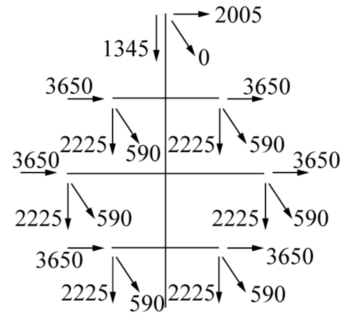
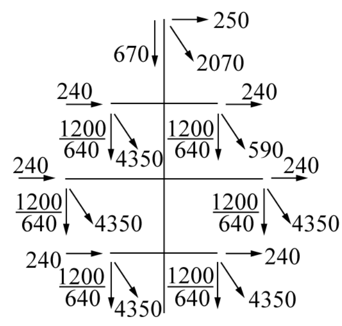
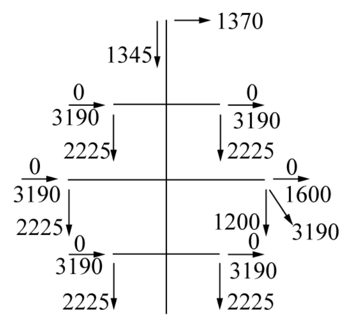
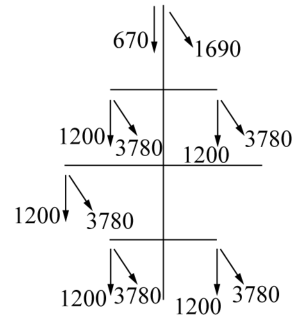
$$\sigma_{\text{кр}} = \frac{N_{\text{кр}}}{F} \text{ или } \sigma_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_{\text{реш}}^2}; \qquad (14)$$

12) когда гибкость меньше предельной гибкости $\lambda_{\text{реш}} < \pi \cdot \sqrt{E/\sigma_{\text{пц}}}$, то критические напряжения в упругопластической области определяются по формуле Ясинского:

$$\sigma_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 \cdot T}{\lambda_{\text{реш}}^2} \text{ или } \sigma_{\text{кр}} = a - b \cdot \lambda_{\text{реш}}, \qquad (15)$$

где T — переменный приведенный модуль упругости; a и b — эмпирические коэффициенты, зависящие от материала элемента, МПа;

Табл. 2. Схемы расчетных нагрузок на опору 1П330-1

Номер	Характеристика схем	Схема загружения
I	Провода и трос не оборваны и свободны от гололеда. Ветер направлен вдоль осей траверс. t = 5 °C; C = 0. $q^{н}_{пров}$ = 50 кг/м²; $q^{н}_{трос}$ = 74 кг/м². I район гололеда. α = 60°. Разность тяжений. Провод АС-240/32, трос С-50	
II	Провода и трос не оборваны и покрыты гололедом. Ветер направлен вдоль осей траверс. t = –5 °C; C = 20 мм. $q^{н}_{пров}$ = 14 кг/м²; $q^{н}_{трос}$ = 16,5 кг/м². IV район гололеда. α = 50°. Разность тяжений. Схема является расчетной для поясов ствола опоры	
IIк	Опора концевая. Провода и трос не оборваны и покрыты гололедом. Ветер направлен вдоль осей траверс. t = –5 °C; C = 20 мм. $q^{н}_{пров}$ = 14 кг/м²; $q^{н}_{трос}$ = 16,5 кг/м². IV район гололеда. α = 0°. Схема является расчетной для тросостойки, поясов и раскосов траверс	
III	Оборван провод, дающий наибольший изгибающий и крутящий моменты на опору. Трос не оборван. t = 5 °C; C = 0; q = 0. IV район гололеда. α = 60°; α = 0°. Схема является расчетной для раскосов ствола опоры, пояса траверсы	
IIIк	Опора концевая. Оборван провод, дающий наибольший крутящий момент на опору. Трос не оборван. t = –5 °C; C = 20 мм; Q = 0. IV район гололеда. α = 0°. Схема является расчетной для раскосов ствола опоры	

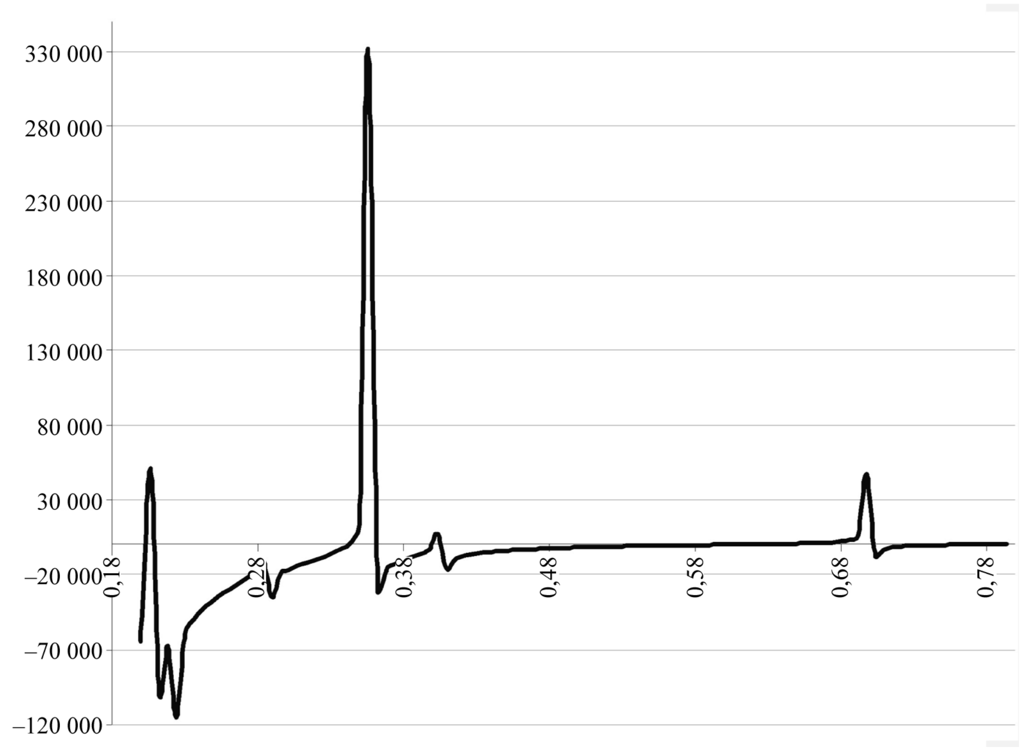


Рис. 4. Графическое определение коэффициента расчетной длины раскоса первой панели

13) коэффициент продольного изгиба φ определяется по формуле:

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{R_y}. \quad (16)$$

Важно отметить, что при значении гибкости больше предельной в выражение (15) необходимо подставлять критические напряжения, полученные по выражению (14), а если же значение гибкости меньше предельной — определенные по выражению (13).

Вышеизложенная методика реализована в виде программного продукта, который вошел в вычислительный комплекс оптимального проектирования конструкций опор воздушных линий электропередачи, разработанный в НИУ МГСУ.

Пример. Рассмотрим применение изложенной методики для определения расчетных длин раскосов решетки на примере нижней секции опоры 1П330-1 (рис. 2).

Рассматриваемая часть ствола опоры конструктивно представляет собой пространственную стержневую металлическую стойку с не совмещенными в смежных гранях узлами, состоящую из 12 панелей. Пояса и раскосы секции выполнены из одиночных уголков, стыкуются элементы в узлах при помощи болтового соединения.

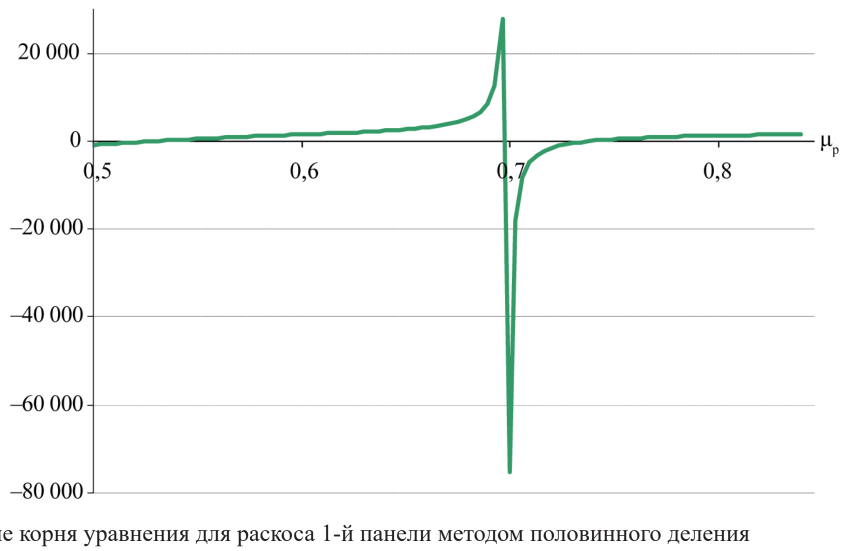


Рис. 5. Уточнение корня уравнения для раскоса 1-й панели методом половинного деления

Табл. 3. Сравнительный анализ коэффициентов $\mu_{расч}$

Номер панели	$i_п/i_р$	$N_п/N_э$	k	$\mu_{расч}$ по расчетному листу	$\mu_{расч}$ по расчету	%
1	10,987	0,2710	8,1997	0,82	0,7378	10,02
2	10,977	0,2482	8,8506	0,82	0,7366	10,17
3	27,339	0,2296	9,3803	0,82	0,7273	11,30
4	26,394	0,2245	9,5264	0,82	0,7277	11,26
5	26,567	0,2189	9,6853	0,82	0,7275	11,28
6	25,642	0,2100	9,9378	0,82	0,7279	11,23
7	25,807	0,2065	10,0373	0,82	0,7278	11,24
8	24,846	0,2014	10,1829	0,82	0,7283	12,18
9	25,047	0,1958	10,3027	0,82	0,7281	12,78
10	24,104	0,1879	10,4531	0,82	0,7287	13,13
11	24,298	0,1835	10,5359	0,82	0,7285	14,16
12	23,345	0,1772	10,6546	0,82	0,7292	14,87

Ширина у основания — 4,154 м. Высота секции — 11,5 м.

Отметки панелей пояса: $h_1 = 1{,}017$ м; $h_2 = 1{,}998$ м; $h_3 = 2{,}948$ м; $h_4 = 3{,}899$ м; $h_5 = 4{,}849$ м; $h_6 = 5{,}799$ м; $h_7 = 6{,}749$ м; $h_8 = 7{,}700$ м; $h_9 = 8{,}651$ м; $h_{10} = 9{,}600$ м; $h_{11} = 10{,}551$ м; $h_{12} = 11{,}500$ м.

Расчет опоры выполняется на нагрузки нормального и аварийного режимов, взятые из расчетного листа (табл. 2). Расчетные усилия даны на схеме (рис. 2).

В соответствии с изложенной выше методикой:

- определяется критическая сила Эйлера в поясных панелях по формуле (8);
- вычисляется соотношение между расчетным усилием в поясе $N_п$ и эйлеровой силой $N_э$;
- принимается коэффициент k по табл. 1;
- определяется отношение погонных жесткостей пояса и раскоса $i_п/i_р$ по формуле (9);
- в зависимости от продольного усилия в раскосах находятся аргументы трансцендентных функций ν_x и ν_y;
- вычисляются трансцендентные функции η_1^x, ζ_1^x, η_1^y, ζ_1^y;
- решается уравнение устойчивости (7) с помощью разработанной программы на ПЭВМ;
- по формуле (12) определяются значения коэффициентов расчетной длины;
- методом половинного деления уточняется значение $\mu_{расч}$.

На рис. 4 в виде графика представлено численное решение характеристического уравнения устойчивости для элементов решетки 1-й панели (коэффициенты расчетных длин отложены по оси абсцисс, по оси ординат — правая часть уравнения (7)).

Все расчеты выполняются в вычислительном комплексе MS «Excel».

Корни уравнения (6) уточняются методом половинного деления и за расчетное принимается максимальное значение (рис. 5).

В табл. 3 представлены результаты получения коэффициентов расчетной длины элементов решетки (раскосов) $\mu_р$ и сравнение полученных результатов со значениями из расчетного листа типовой серии 3.407.2-145.0 для опоры 1П330-1.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

1. Предложена численно-аналитическая методика, позволяющая определить коэффициенты расчетной длины в зависимости от продольного усилия и отношения погонных жесткостей пояса и раскоса портальной опоры ВЛ.

2. Получены новые коэффициенты расчетных длин элементов решетки, которые на 10–15 % ниже указанных в отечественных нормативных документах.

3. Полученные в результате исследования данные указали на наличие резерва несущей способности с возможностью последующего совершенствования методики решения задачи устойчивости стержней.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Тимошенко С.П., Завьялов В.Н.* Устойчивость стержней, пластин и оболочек. М. : АСВ, 2013. 808 с.

2. *Tanasoglo A., Garanzha I.* Stress-strain state experimental researches of the lattice support pole sections for overhead power transmission line 110 kV //

MATEC Web of Conferences. 2018. Vol. 196. P. 02019. DOI: 10.1051/matecconf/201819602019

3. *Перельмутер А.В., Сливкер В.И.* Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. Киев : СКАД, 2011. 604 с.

4. *Кадисов Г.М.* Динамика и устойчивость сооружений. М. : АСВ, 2017. 272 с.

5. *Шевченко Е.В.* Анализ критериев устойчивости решетчатых башенных опор ВЛ // Вестник ДонНАСА. 2013. № 13 (4). С. 101–114.

6. *Pustovgar A., Tanasoglo A., Garanzha I., Shilova L., Adamtsevich A.* Optimal design of lattice metal constructions of overhead power transmission lines // MATEC Web of Conference. 2016. Vol. 86. P. 04003. DOI: 10.1051/matecconf/20168604003

7. *Смирнов А.Ф., Александров А.В., Лащеников Б.Я., Шапошников Н.Н.* Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений. М. : Наука, 2014. 413 с.

8. *Назим Я.В.* Особенности проектирования и расчета конструкций переходных опор ВЛ // Современное промышленное и гражданское строительство. 2019. № 11 (3). С. 38–49.

9. *Миронов А.А., Шевченко Е.В.* Проблемы устойчивости стержней башенных решетчатых опор воздушных линий электропередачи // Вестник ДонНАСА. 2017. № 3 (113). С. 11–24.

10. *Golikov A., Gubanov V.* Atypical structural systems for mobile communication towers // IOP Conference Series : Materials Science and Engineering. 2018. Vol. 365 (5). P. 052010. DOI: 10.1088/1757-899X/365/5/052010

11. *Shevchenko Ye., Nazim Y., Tanasoglo A., Garanzha I.* Refinement of wind loads on lattice support structures of the intersystem overhead power transmission lines 750 kV // Procedia Engineering. 2015. Vol. 117 (1). Pp. 1033–1040. DOI: 10.1016/j.proeng.2015.08.225

12. *Ohsaki M.* Optimization of finite dimensional structures. Tokyo : CRC Press Taylor & Francis Group, 2019. 221 p.

13. Design of latticed steel transmission structures. New York : A.S.C.E, 2021. 98 p.

14. *Bazant Z.P., Cedolin L.* Stability of structures: elastic, inelastic, fracture, and damage theories. New York : Oxford University Press, 2010. 1011 p.

15. *Coşkun S.B.* Advances in computational stability analysis. Rijeka : InTech, 2018. 132 p.

16. *Winterstetter T., Schmidt H.* Stability of circular cylindrical steel shells under combined loading // Thin-Walled Structures. 2012. Vol. 40 (10). Pp. 893–909. DOI: 10.1016/S0263-8231(02)00006-X

17. *Yoo C.H., Lee S.C.* Stability of structures — principles and applications. New York : Elsevier Academic Press, 2017. 529 p.

18. *Yang B.* Stress, strain, and structural dynamics: an interactive handbook of formulas, solutions, and MATLAB Toolboxes. Cambrige : Elsevier Academic Press, 2020. 314 p.

19. *Горохов Е.В., Васылев В.Н.* Силовые испытания устойчивости фрагментов опор ВЛ 330кВ // Современное промышленное и гражданское строительство. 2019. Vol. 15 (3). С. 53–62.

20. *Назим Я.В., Горохов Е.В.* Оптимизация решетки опор ВЛ по критерию устойчивости стержней // Металлические конструкции. 2017. № 21 (2). С. 20–36.

21. *Саливон Ю.И., Бакаев С.Н.* Алгоритм мониторинга технического состояния решетчатых опор высоковольтных линий электропередачи // Металлические конструкции. 2018. № 18 (2). С. 135–149.

22. *Fomenko S.A., Garanzha I.M., Tanasoglo A.V.* Damper as a rigid insert for rigid bus structures oscillation damping // Materials Science Forum. 2018. Vol. 931. Pp. 14–18. DOI: 10.4028/www.scientific.net/MSF.931.14

23. *Fomenko S., Garanzha I., Tanasoglo A., Vershinin V.* Theoretical and experimental researches of spring damping flexural oscillations for beam structures // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. Vol. 661 (1). P. 012053. DOI: 10.1088/1757-899X/661/1/012053

Поступила в редакцию 27 сентября 2023 г.
Принята в доработанном виде 5 октября 2023 г.
Одобрена для публикации 13 октября 2023 г.

Об авторах: **Игорь Михайлович Гаранжа** — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 564746, Scopus: 56437725200, ResearcherID: AAD-8595-2022, ORCID: 0000-0002-6687-7249; garigo@mail.ru;

Танасогло Антон Владимирович — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 1213498, Scopus: 56826221800, ResearcherID: JFA-6248-2023, ORCID: 0000-0002-1825-2738; a.v.tan@mail.ru;

Федорова Софья Романовна — студент 4 курса Института промышленного и гражданского строительства кафедры металлических и деревянных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; FedorovaSR@mgsu.ru.

Вклад авторов:
Гаранжа И.М. — идея, концепция исследования, написание исходного текста, обработка материала, итоговые выводы.
Танасогло А.В. — идея, концепция исследования, написание исходного текста, обработка материала, итоговые выводы.
Федорова С.Р. — написание исходного текста, обработка материала.
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

The total capacity of power plants and the length of power grids in the Russian Federation are significantly increasing every decade due to the constant industrial development of cities and suburbs. This requires the involvement of huge material and labour resources in the field of power construction, so it is necessary to identify and implement all possible ways to reduce the capital intensity of electrical networks of high and ultra-high voltage classes [1–3].

There are significant opportunities to improve the efficiency of overhead power lines (OPL). This is, first of all, the development of a methodology for calculating overhead line supports based on the consideration of the limit equilibrium of the structure, which ensures the equal strength of the system, which makes it possible to lighten a number of its elements that previously had unreasonably large reserve factors [4–7].

For practical purposes, in addition to solving the stability problem itself, it is necessary to determine the combination of external loads (torque and longitudinal force) that predetermines the smallest possible value of the critical parameter [8–11]. It is important to take into account the eccentric application of internal forces associated with the unilateral bolting of the struts along one flange to the girders[1] [5, 6, 12–14].

In order to achieve the set goal, the following *tasks are* solved:

- a numerical and analytical methodology for determining the coefficients of design lengths taking into account the forces in the support elements and the ratio of their linear stiffnesses is proposed;
- new, reduced by 10–15 % (as opposed to those specified in the norms) coefficients of design lengths were obtained;
- the reserve of the load-bearing capacity of the portal support of an overhead power line was revealed with the possibility of further improvement of the methodology for solving the problem of rod stability.

The subject of research in this paper is stability parameters of belt and lattice elements of steel lattice overhead line supports.

The design of 330 kV overhead power line support of 1P330-1portal type is taken as an *object of research*.

MATERIALS AND METHODS

Tower-type transmission towers have inclined girdles and are subjected to longitudinal and transverse forces in normal operation, and also to torque in emergency operation [3–5, 15, 16]. Due to the different lengths of individual elements and the increase in the value of forces in the girdles towards the base, the level of pliability of the nodes to linear and angular displacements is not the same, so only some strut elements will lose stability [18, 19].

To solve the stability problem, consider a tower of square cross-section with inclined chords, and at the free end of the tower we apply a torque and a longitudinal force of constant magnitude along the axis of symmetry (Fig. 1). The magnitude of the longitudinal force is chosen such that when the torque reaches a critical value, the stability of all the struts of the system is simultaneously lost.

When solving this problem, we will assume free from the plane nodes of fastening of struts to the belt in the form of spatial joints that do not break the integrity of the belt. At the crossing node of the struts, a connecting joint is provided that does not cut through the struts.

Under the action of the torque, internal forces, respectively equal but opposite in sign, are generated in the individual panels of the belt and the counter struts. Under the combined action of the torque and centrally applied force, the same forces N_b^{I} and N_b^{II} are generated in all girdles through the panel (Fig. 1).

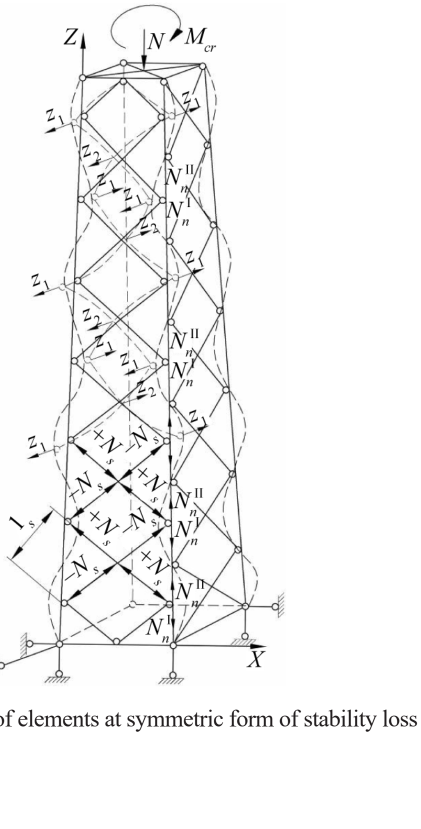


Fig. 1. Distortion of elements at symmetric form of stability loss

[1] IEC 60826. Design criteria of overhead transmission lines (international standard). Geneva, IEC, 2022; 87.

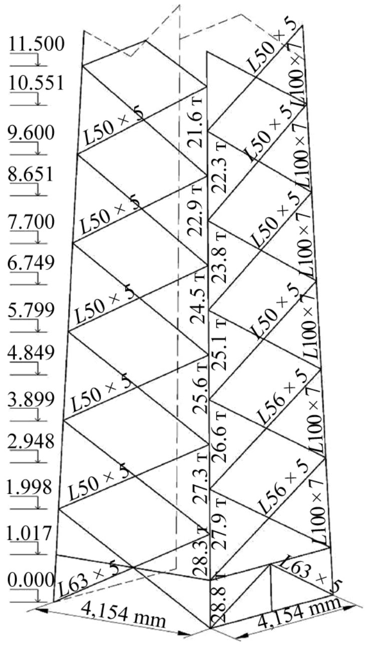


Fig. 2. Calculation diagram of the lower section of the support 1P330-1

When torsion reaches a critical level, all lattice trunk elements simultaneously experience a loss of stability. Here, torsion of the support trunk is observed and curvature of the belts appears in the form of waves. The longitudinal axis of the support remains straight. Consequently, the nodes of the front and parallel to it rear faces move in the direction of the axis, and on the end faces the nodes move in the orthogonal direction (along the *X* axis). Ultimately, the belt of the support section undergoes bending in space. Due to the symmetry of the structural solution and the presence of internal forces at the moment of loss of stability, symmetrical deformation of the rod elements of the lattice losing stability is observed.

Due to the symmetrical shape of the loss of stability of the struts, their end nodes are displaced by the same values z_1, and the middle nodes are also displaced by the same values z_2, but in the opposite direction (Fig. 1). The nodes of the front and rear edges are displaced in the direction of the *Y* axis, while the nodes of the side edges are displaced in the perpendicular direction, along the *X* axis, resulting in a spatial bending of the belt.

At the initial stage of solving the stability problem, we add in dummy nodal links prohibiting longitudinal displacements, and we obtain the equations of the displacement method (canonical), which will be written as system (1):

$$\left.\begin{aligned} r_{11}z_1 + r_{12}z_2 &= 0 \\ r_{21}z_1 + r_{22}z_2 &= 0 \end{aligned}\right\}. \qquad (1)$$

We calculate the value of the critical force from equation (2), taking the determinant of the matrix as zero:

$$D = \begin{vmatrix} r_{11} & r_{12} \\ r_{21} & r_{22} \end{vmatrix} = r_{11}r_{22} - r_{12}^2 = 0. \qquad (2)$$

Based on the fact that at a single displacement along Z_2 (provided that $Z_1 = 0$) the cross-section of the lattice elements does not experience rotational deformations at the point of force application, the value of r_{22} is determined from reference data. The parameter r_{11} is summarized from r_{22} and the internal force r_{11}^b required to move the belt, the values of which depend on the degree of pliability of the belt nodes to lateral displacements [11, 13].

To calculate the value of r_{11}^b, a fragment of the belt taken from the total system should be used (Fig. 3, *a*).

The influence of the lattice elements on the belt operation is replaced by orthogonal rod connections. At the ends in two planes parallel to the angle flanges, we introduce elastic bracing to replace the action of the deflected part of the belt.

Fixing the position of the axes in the common coordinate system we obtain the matrix of directional cosines (3):

$$A = \begin{Vmatrix} \varepsilon_1 & \varepsilon_2 & \varepsilon_3 \\ \eta_1 & \eta_2 & \eta_3 \\ \zeta_1 & \zeta_2 & \zeta_3 \end{Vmatrix} = \begin{Vmatrix} 0.707 & 0.707 & 0 \\ -0.707 & 0.707 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{Vmatrix}, \qquad (3)$$

where ε_1, ε_2, ε_3 are cosines of the angles formed by the *x*-axis with the *X*, *Y*, *Z* axes; η_1, η_2, η_3 are the cosines of the angles formed by the *y*-axis with the *X*, *Y*, *Z* axes; ζ_1, ζ_2, ζ_3 are the cosines of the angles formed by the *z*-axis with the *X*, *Y*, *Z* axes.

We apply forces r_{11}^b to the nodes of the rod under study in the direction of the expected displacements, which will cause the nodes to move by the value $\Delta = 1$ (Fig. 3, *b*). In this case, one node will receive a rotational displacement by the value φ_1 relative to the *X* axis, and by the value φ_1 relative to the *Y* axis. The neighbouring node will be rotationally shifted with respect to the *X* axis by the value φ_2, and with respect to the *Y* axis — by the value φ_1, etc.

To obtain the basic system of the displacement method (Fig. 3, *c*), we impose pinching dummy links prohibiting rotation of the support sections and rod links prohibiting linear displacements.

The canonical equations by means of which is determined r_{11}^b, are of the form (4):

$$\left.\begin{aligned} r_{11}\cdot\varphi_1 + r_{12}\cdot\varphi_2 + r_{13}\cdot 1 &= 0 \\ r_{21}\cdot\varphi_1 + r_{22}\cdot\varphi_2 + r_{23}\cdot 1 &= 0 \\ r_{31}\cdot\varphi_1 + r_{32}\cdot\varphi_2 + r_{33}\cdot 1 &= r_{11}^b \end{aligned}\right\}. \qquad (4)$$

After determining the rotation angles φ_1 and φ_2, their values are substituted into the third equation of the system (4), from which the force r_{11}^b is found.

RESEARCH RESULTS

In [14], the reduction factor of the design length of the belt panel μ_b, taken with respect to the axis parallel to the angle flange, was determined. The coefficient $\mu_b = 2.38$, thus we obtain the maximum force in the belt equal to:

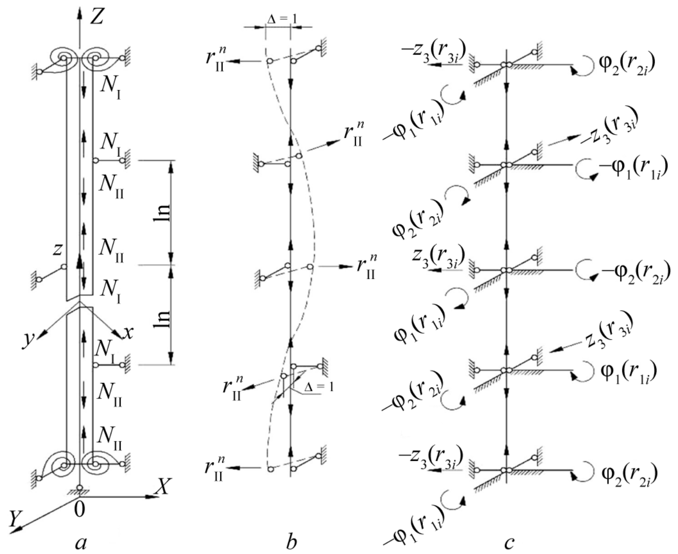


Fig. 3. Calculation diagram of the belt at the loss of stability of all struts of the lattice: *a* — coordinate system; *b* — deformations of the belt at a single displacement of nodes; *c* — basic system of the method of displacements

$$N_B^{\max} = \frac{I_b^x \cdot N_E^y}{I_{y0} \cdot \mu_b^2} = 0.423 \cdot N_E^y, \qquad (5)$$

where N_E^y is the Euler force for the belt panel at hinged support; I_b^x is the moment of inertia of the belt with respect to the axis parallel to the flange.

According to the obtained maximum force in the girdle (5), the coefficient of the design length of the girdle with respect to the y-axis is calculated.

After determining the rotation angles φ_1 and φ_2, their values are substituted into the third equation of the system (4), from which the force r_{11}^b is found.

The values of r_{11}^b were determined in [17] at different values of compressive force and are given in Table 1.

The coefficients of the stability equation (2) have values (6):

$$\left.\begin{aligned} r_{11} &= \frac{3}{l_s^2}\Big[i_s^x \cdot \eta_2^2 \cdot \left(\eta_1^x + \zeta_1^x\right) + \\ &+ i_s^y \cdot \varepsilon_2^2 \cdot \left(\eta_1^y + \zeta_1^y\right)\Big] + r_{11}^b \\ r_{22} &= r_{11} - r_{11}^b \\ r_{12} &= \frac{3}{l_s^2}\Big[i_s^x \cdot \eta_2^2 \cdot \left(\zeta_1^x - \eta_1^x\right) + \\ &+ i_s^y \cdot \varepsilon_2^2 \cdot \left(\zeta_1^y - \eta_1^x\right)\Big] \end{aligned}\right\}, \qquad (6)$$

where i_s^x, i_s^y are the linear stiffnesses of the strut with respect to the principal central axes of inertia x_0–x_0 and y_0–y_0; l_s is the length of the strut; η_1^x, ζ_1^x, η_1^y, ζ_1^y are transcendental functions that take into account compression in some struts and stretching in others, defined according to [2, 8, 14, 15, 19, 20].

The arguments of the transcendental functions are dimensionless longitudinal force parameters ν^x and ν^y, accounting for longitudinal-transverse bending [18, 20–23].

Taking $r_{11}^b = k\, i_b^y / l_b^2$, after substituting the reactive forces (6) into the stability equation (2), we obtain the equality (7):

$$\begin{aligned} &0.75\Big[3.86\left(\eta_1^x + \zeta_1^x\right) + \eta_1^y + \zeta_1^y\Big]^2 + \\ &+ k\, i_b / i_s \Big[3.86\left(\eta_1^x + \zeta_1^x\right) + \eta_1^y + \zeta_1^y\Big] - \\ &- 0.75\Big[3.86\left(\zeta_1^x - \eta_1^x\right) + \zeta_1^y - \eta_1^y\Big]^2 = 0. \end{aligned} \qquad (7)$$

Expression (7) is referred to as, or *characteristic equation* (of the cross-lattice stability).

Taking into account the above approach, we propose a numerical and analytical methodology for solving the lattice stability problem, implemented in the following sequence:

1) in the specialized software block “USL” the static calculation of the overhead line support is performed to determine the forces in the structural elements;

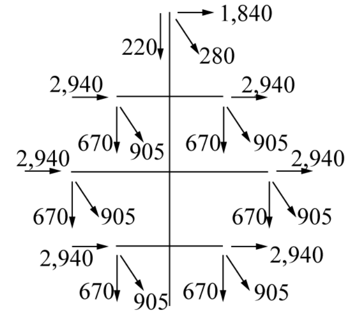
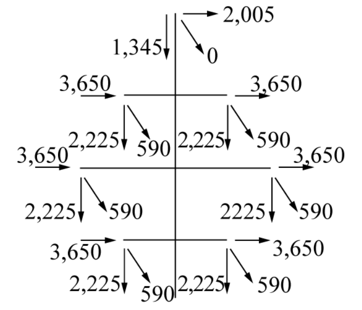
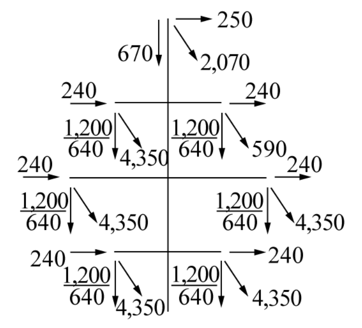
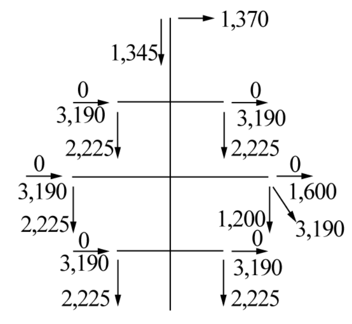
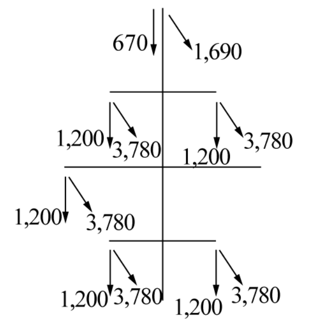
2) the critical Euler force in the belt panels with respect to its own axis a the section y_0–y_0 is determined:

$$N_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y0}}{(\mu \cdot l)^2}, \qquad (8)$$

Table 1. Value of coefficients *k*

N_b	0	$0.1\ N_E^y$	$0.2\ N_E^y$	$0.3\ N_E^y$	$0.423\ N_E^y$
r_{11}^b	$14.58\frac{i^y}{l^2}$	$12.114\frac{i^y}{l^2}$	$10.225\frac{i^y}{l^2}$	$7.374\frac{i^y}{l^2}$	$4.75\frac{i^y}{l^2}$

Table 2. Schemes of design loads on the support 1P330-1

No.	Characterization of schemes	Loading scheme
I	The wires and cable are not frayed and are free of ice. The wind is directed along the axes of the traverses. $t = 5$ °C; $C = 0$. $q^{l}_{wir} = 50$ kg/m²; $q^{l}_{cabl} = 74$ kg/m². Area I ice. α = 60°. Pull difference. Wire AC-240/32, cable C-50	
II	The wires and cable are not frayed and are covered with ice. The wind is directed along the axes of the traverses. $t = –5$ °C; $C = 20$ mm. $q^{l}_{wir} = 14$ kg/m²; $q^{l}_{cabl} = 16.5$ kg/m². District IV ice. α = 50°. Pull difference. The scheme is a calculation scheme for the girdles of the support shaft	
IIk	End support. The wires and cable are not frayed and are covered with ice. The wind is directed along the axes of the traverses. $t = –5$ °C; $C = 20$ mm. $q^{l}_{wir} = 14$ kg/m²; $q^{l}_{cabl} = 16.5$ kg/m². IV region of ice-covered ground α = 0°. The diagram is the design diagram for the cable girders, chords and crossbeam struts	
III	The wire giving the highest bending and torque moments on the support is broken. The cable's not broken. $t = 5$ °C; $C = 0$; $q = 0$. District IV ice. α = 60°; α = 0°. The scheme is a design scheme for the support shaft struts and the traverse belt	
IIIk	End support. The wire giving the highest torque to the support is broken. The cable's not broken. $t = –5$ °C; $C = 20$ мм; $Q = 0$. IV region of ice-covered ground. α = 0°. The scheme is a design scheme for the struts of the support shaft	

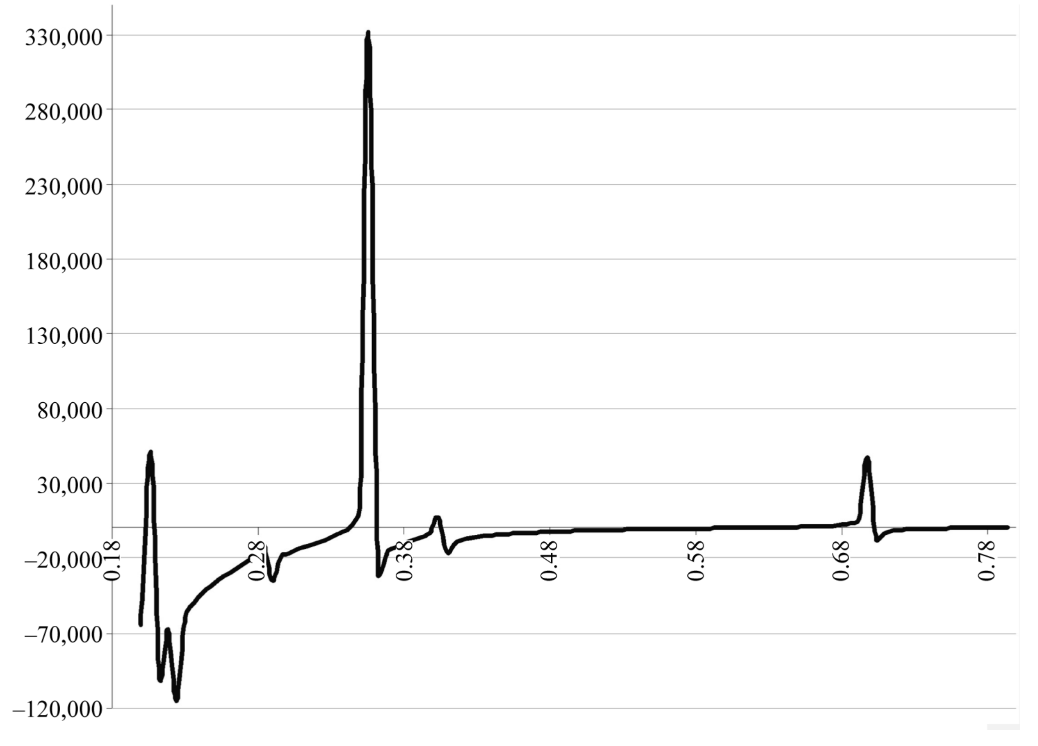


Fig. 4. Graphical determination of the design strut length factor of the first panel

where E is the modulus of elasticity; I_{y0} — moment of inertia of the belt with respect to the axis y_0–y_0; μ — the coefficient of the design length of the belt panel, taken equal to one; l is the geometric length of the girder panel between the fixing points;

3) the ratio of the design force N_b to the Euler force N_E is determined, depending on which the coefficient k, which is included in the formula for determining r_{11}^{b}, is determined according to Table 1;

4) the ratio of the linear stiffnesses of the belt and strut i_b/i_s is determined:

$$i_b/i_s = \frac{I_{y0}^{b} \cdot l_s}{I_{y0}^{s} \cdot l_b}, \tag{9}$$

where l_s and l_b are the geometric lengths of the strut and belt respectively; I_{y0}^{b} and I_{y0}^{s} are the moments of inertia of the belt and strut with respect to the axis y_0–y_0;

5) depending on the longitudinal force in the struts, the arguments of the transcendental functions are found, to a first approximation:

$$\nu_s^x = l_s\sqrt{\frac{N_s}{EI_{x0}^{s}}} \text{ and } \nu_s^y = l_s\sqrt{\frac{N_s}{EI_{y0}^{s}}}, \tag{10}$$

where N_s is the design force in the strut obtained from "USL";

6) we compute the transcendental functions η_1^x, ζ_1^x, η_1^y, ζ_1^y.

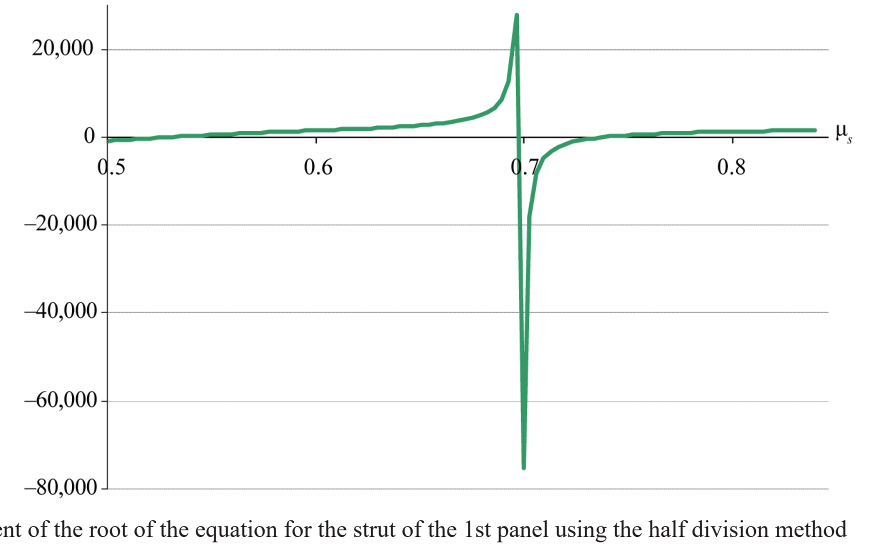


Fig. 5. Refinement of the root of the equation for the strut of the 1st panel using the half division method

Table 3. Comparative analysis of coefficients μ_{des}

No. of panel	i_b/i_s	N_b/N_E	k	μ_{des} invoice (by design sheet)	μ_{des} by design	%
1	10.987	0.2710	8.1997	0.82	0.7378	10.02
2	10.977	0.2482	8.8506	0.82	0.7366	10.17
3	27.339	0.2296	9.3803	0.82	0.7273	11.30
4	26.394	0.2245	9.5264	0.82	0.7277	11.26
5	26.567	0.2189	9.6853	0.82	0.7275	11.28
6	25.642	0.2100	9.9378	0.82	0.7279	11.23
7	25.807	0.2065	10.0373	0.82	0.7278	11.24
8	24.846	0.2014	10.1829	0.82	0.7283	12.18
9	25.047	0.1958	10.3027	0.82	0.7281	12.78
10	24.104	0.1879	10.4531	0.82	0.7287	13.13
11	24.298	0.1835	10.5359	0.82	0.7285	14.16
12	23.345	0.1772	10.6546	0.82	0.7292	14.87

The functions are taken relative to the main central axes of inertia of the angle cross-section:

$$\eta_1(\nu) = \frac{\nu^3}{3(\mathrm{tg}\nu - \nu)} \text{ and } \zeta_1(\nu) = \frac{\nu^3}{3(\mathrm{th}\nu - \nu)}; \quad (11)$$

7) using specialized programmes, the characteristic stability equation (7) is solved. The roots of the equation are all possible values of the arguments ν of the transcendental functions;

8) by graph-analytical method using the obtained values of the arguments ν, the coefficients of the design length μ_{des} are determined according to the formula:

$$\mu_{des} = \frac{\pi}{\nu}; \quad (12)$$

9) the maximum coefficient μ_{des} is taken from the obtained values. Subsequently, the range of μ_{des} values is automatically narrowed and the accepted value of the design length coefficient is refined using the method of half division.

As a result, the coefficient of the design length of the grid element μ_{des} in the i-th panel will be obtained, and so on for the remaining panels that make up the structural solution of the overhead line support;

10) the flexibility of the grid elements λ_{gr} is determined by the formula:

$$\lambda_{gr} = \frac{\mu_{des} \cdot l_s}{i_{rad}^x}, \quad (13)$$

where i_{rad}^x is the radius of inertia of the angle with respect to the axis parallel to the flange;

11) the critical stresses in the elastic region are determined using Euler's formula at $\lambda_{gr} \geq \pi \cdot \sqrt{E/\sigma_{pc}}$:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{F} \text{ or } \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_{gr}^2}; \quad (14)$$

12) when the flexibility is less than the ultimate flexibility $\lambda_{gr} < \pi \cdot \sqrt{E/\sigma_{pc}}$, the critical stresses in the elastic-plastic region are determined by Jasinski's formula:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot T}{\lambda_{gr}^2} \text{ or } \sigma_{cr} = a - b \cdot \lambda_{gr}, \quad (15)$$

where T — variable reduced modulus of elasticity; a and b are empirical coefficients depending on the material of the element, measured in MPa;

13) the longitudinal bending coefficient φ is determined by the formula:

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{R_y}. \quad (16)$$

It is important to note that if the value of flexibility is greater than the ultimate flexibility, the critical stresses obtained by expression (15) should be substituted into expression (16), and if the value of flexibility is less than the ultimate flexibility, the critical stresses should be determined by expression (14).

The above methodology is implemented in the form of a software product, which was included in the computational complex of optimal design of overhead line support structures, developed at the National Research University of Moscow State University of Civil Engineering.

Example. Let us consider the application of the above methodology to determine the design lengths of the grid struts on the example of the lower section of the support 1P330-1 (Fig. 2).

The part of the support trunk under consideration is a spatial rod metal column with nodes not aligned in adjacent faces, consisting of 12 panels. The chords and struts of the section are made of single angles, the elements are joined at the nodes by bolted joints.

Width at the base — 4.154 metres. Section height — 11.5 metres.

Belt panel marks: h_1 = 1.017 m; h_2 = 1.998 m; h_3 = 2.948 m; h_4 = 3.899 m; h_5 = 4.849 m; h_6 = 5.799 m; h_7 = 6.749 m; h_8 = 7.700 m; h_9 = 8.651 m; h_{10} = 9.600 m; h_{11} = 10.551 m; h_{12} = 11.500 m.

The support is calculated for normal and emergency loads taken from the calculation sheet (Table 2). The design forces are given in the diagram (Fig. 2).

In accordance with the methodology outlined above:

- the critical Euler force in the belt panels is determined by formula (8);
- the ratio between the design belt force N_b and the Euler force N_E is calculated;
- *k* coefficient is taken according to Table 1;
- the ratio of the linear stiffnesses of the girdle and strut i_b/i_s is determined according to formula (9);
- depending on the longitudinal force in the struts are the arguments of the transcendental functions ν_x and ν_y;
- we compute the transcendental functions η_1^x, ζ_1^x, η_1^y, ζ_1^y;
- stability equation (7) is solved using the developed PC programme;
- the values of the design length coefficients are determined using formula (12);
- by the method of half division the value of μ_{des}.

Fig. 4 shows the numerical solution of the characteristic stability equation for the lattice elements of the 1st panel (the coefficients of the calculated lengths are plotted on the abscissa axis, the right-hand side of equation (7) is plotted on the ordinate axis).

All calculations are performed in the MS “Excel” computer complex.

The roots of equation (6) are specified by the method of half division and the maximum value is taken as the calculated value (Fig. 5).

Table 3 presents the results of obtaining the coefficients of the design length of the grid elements (struts) μ_{des} and comparison of the obtained results with the values from the design sheet of the standard series 3.407.2-145.0 for the support 1P330-1.

CONCLUSION AND DISCUSSION

1. A numerical and analytical methodology is proposed, which allows to determine the coefficients of the design length depending on the longitudinal force and the ratio of the linear stiffnesses of the girdle and strut of the overhead line gantry support.

2. New coefficients of calculated lengths of elements of the lattice, which are 10–15 % lower than those specified in domestic normative documents, were obtained.

3. The data obtained as a result of the study indicated the presence of a reserve of bearing capacity, with the possibility of further improvement of the methodology for solving the prыoblem of stability of rods.

REFERENCES

1. Timoshenko S.P. *Stability of rods, plates and shells*. Moscow, ASV Publ., 2013; 808. (rus.).
2. Tanasoglo A., Garanzha I. Stress-strain state experimental researches of the lattice support pole sections for overhead power transmission line 110 kV. *MATEC Web of Conferences*. 2018; 196:02019. DOI: 10.1051/matecconf/201819602019
3. Perelmuter A.V., Slivker V.I. *Structural design models and their analysis possibility*. Kiev, SCAD Publ., 2011; 604. (rus.).
4. Kadisov G.M. *Dynamics and stability of structures.* Moscow, ASV Publ., 2017; 272. (rus.).
5. Shevchenko E.V. Analysis of stability criteria for overhead lattice tower typesupports. *Vestnik of DNACEA.* 2013; 13(4):101-114.
6. Pustovgar A., Tanasoglo A., Garanzha I., Shilova L., Adamtsevich A. Optimal design of lattice metal constructions of overhead power transmission lines. *MATEC Web of Conference*. 2016; 86:04003. DOI: 10.1051/matecconf/20168604003
7. Smirnov A.F., Aleksandrov A.V., Lashchenikov B.Ya., Shaposhnikov N.N. *Structural Mechanics. Dynamics and stability of structures.* Moscow, Nauka Publ., 2014; 413. (rus.).
8. Nazim Ya.V. Features of design structures for overhead line’s transition supports. *Modern Industrial and Civil Constructions*. 2019; 11(3):38-49. (ukr.).
9. Mironov A.A., Shevchenko E.V. Problems of stability of tower-type overhead lattice support rods. *Vestnik of DNACE.* 2017; 3(113):11-24. (rus.).
10. Golikov A., Gubanov V. Atypical structural systems for mobile communication towers. *IOP Conference Series* : *Materials Science and Engineering*. 2018; 365(5):052010. DOI: 10.1088/1757-899X/365/5/052010
11. Shevchenko Ye., Nazim Y., Tanasoglo A., Garanzha I. Refinement of Wind Loads on Lattice Support Structures of the Intersystem Overhead Power Transmission Lines 750 kV. *Procedia Engineering*. 2015; 117(1):1033-1040. DOI: 10.1016/j.proeng.2015.08.225
12. Ohsaki M. *Optimization of Finite Dimensional Structures*. Tokyo, CRC Press Taylor & Francis Group, 2019; 221.
13. *Design of Latticed Steel Transmission Structures.* New York, A.S.C.E Publ., 2021; 98.

14. Bazant Z.P., Cedolin L. *Stability of structures: elastic, inelastic, fracture, and damage theories.* New York, Oxford University Press, 2010; 1011.

15. Coşkun S.B. *Advances in computational stability analysis*. Rijeka, InTech, 2018; 132.

16. Winterstetter T., Schmidt H. Stability of circular cylindrical steel shells under combined loading. *Thin-Walled Structures*. 2012; 40(10):893-909. DOI: 10.1016/S0263-8231(02)00006-X

17. Yoo C.H., Lee S.C. *Stability of structures — principles and applications*. New York, Elsevier Academic Press, 2017; 529.

18. Yang B. *Stress, strain, and structural dynamics: an interactive handbook of formulas, solutions, and MATLAB Toolboxes.* Cambrige, Elsevier Academic Press, 2020; 314.

19. Gorokhov E.V., Vasilev V.N. Strength tests of stability for fragments of tower supports of 330 kV overhead lines. *Modern Industrial and Civil Constructions.* 2019; 15(3):53-62.

20. Nazim Ya.V., Gorokhov E.V. The grid optimization of overhead line supports according to the criterion of rod stability. *Metal Constructions*. 2017; 21(2):20-36.

21. Vasilev V.N., SalivonYu.I., Bakaev S.N. Algorithm for monitoring the technical condition of lattice steel supports of high-voltage overhead transmission lines. *Metal Constructions.* 2018; 18(2):135-149.

22. Fomenko S.A., Garanzha I.M., Tanasoglo A.V. Damper as a rigid insert for rigid bus structures oscillation damping. *Materials Science Forum*. 2018; 931:14-18. DOI: 10.4028/www.scientific.net/MSF.931.14

23. Fomenko S., Garanzha I., Tanasoglo A., Vershinin V. Theoretical and experimental researches of spring damping flexural oscillations for beam structures. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019; 661(1):012053. DOI: 10.1088/1757-899X/661/1/012053

Received September 27, 2023.
Adopted in revised form on October 5, 2023.
Approved for publication on October 13, 2023.

B i o n o t e s : **Igor M. Garanzha** — Ph. D, as. professor, as. professor of Metal and Timber Structures department; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 564746, Scopus: 56437725200, ResearcherID: AAD-8595-2022, ORCID: 0000-0002-6687-7249; garigo@mail.ru;

Anton V. Tanasoglo — Ph. D, as. professor, as. professor of Metal and Timber Structures department; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 1213498, Scopus: 56826221800, ResearcherID: JFA-6248-2023, ORCID: 0000-0002-1825-2738; a.v.tan@mail.ru;

Sofiya R. Fedorova — bachelor student of Indastrial and Civil Engineering Institute of Metal and Timber Structures department; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; FedorovaSR@mgsu.ru.

Contribution of the authors:
Igor M. Garanzha — idea, research concept, writing of the article, data gathering and processing, scientific editing of the text, conclusions.
Anton V. Tanasoglo — idea, research concept, writing of the article, data gathering and processing, scientific editing of the text, conclusions.
Sofiya R. Fedorova — writing of the article, scientific editing of the text.
The authors declare that there is no conflict of interest.