

DOI: 10.34031/2071-7318-2019-4-12-34-46

**Кужахметова Э.Р.**

Балтийский федеральный университет имени Иммануила Канта  
Россия, 236041, Калининград, ул. А. Невского, 14  
E-mail: elja\_09@bk.ru

## РАСЧЕТНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ С УЧЕТОМ ОБОБЩЕННЫХ ЖЕСТКОСТЕЙ И НАГРУЗОК ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТА (ЧАСТЬ 1)

**Аннотация.** Статья посвящена совершенствованию методов расчета зданий как больших конечно-элементных систем и реализует подходы, обеспечивающие определение общей картины напряженно-деформированного состояния (НДС) проектируемого здания (сооружения) по частям, включая его конструктивные узлы и свайный фундамент. Статья содержит изложение методики, суть которой заключается в приведении жесткостей свайного фундамента в виде одиночных свай (например, под колонны каркасного общественного, жилого или производственного здания) и прилегающего массива грунта, к опорным узлам взаимодействия свай со зданием. Обобщенные коэффициенты жесткости сваи (ОКЖС), полученные с учетом грунта с разными деформационными характеристиками, вводятся в общую матрицу здания для последующего определения его НДС и устойчивости. На заключительном этапе перемещения опорных точек здания позволяют рассчитать характеристики НДС сваи, находящейся в грунте. В данной статье (часть 1) получены ОКЖС с учетом типов и видов грунта (песчаные и глинистые) с физико – механическими характеристиками, выбранными из нормативных документов. Расчеты выполнены с использованием программного комплекса FEMAP with NX NASTRAN. Материал, посвященный структуризации модели здания, предполагается опубликовать в последующих частях настоящей статьи.

**Ключевые слова:** свая, свайный фундамент, жесткость свайного фундамента, метод конечных элементов, структуризация расчетной схемы, расчет на прочность, расчет на устойчивость.

**Введение.** Современные здания сложны и разнообразны [1–6]. Их расчетное проектирование требует эффективной структуризации – разбиения и анализа по частям. Выделение структурных компонент позволяет применять в анализе прочности и устойчивости конструкции здания различные расчетные подходы и схемы. В качестве примера можно привести каркасное здание с комбинированным волнообразным покрытием (рис.1), которое в процессе поиска рациональных конструктивных решений необходимо многократно рассчитывать на прочность и устойчивость [7–9].



Рис. 1. Большепролетный спортивный комплекс с комбинированным волнообразным покрытием

Комбинированное волнообразное покрытие здания можно условно разделить на центральную часть – цилиндрическое покрытие, срединную – плоское и крайнюю – вантовое покрытие. Конструкции опираются на каркас здания, выполненный в виде торцевых диафрагм жесткости и колонн. Фундамент для каркасного здания целесообразно применить свайный [10]. Таким образом, центральная и крайняя части покрытия здания соединены срединной частью (см. рис.1), выполненной в виде плоской железобетонной плиты, обеспечивающей общую жесткость всего волнообразного покрытия. Плоские участки покрытия воспринимают усилия распора, создаваемые цилиндрической оболочкой. С одной стороны, плоские плиты должны быть узкими, чтобы сохранялся образ полуволны. С другой стороны, плиты покрытия должны обладать достаточной шириной для обеспечения жесткости цилиндрической оболочки [1]. Не менее существенный вклад плоские плиты вносят и в обеспечение прочности всего комбинированного волнообразного покрытия. Образуя радиальную систему, с одним концом ванты крепятся к наружным опорным полукольцам, закрепленным на колоннах разной высоты, а с другим концом – к закладной металлической детали [11, 12], находящейся в центре плиты плоского покрытия. Таким образом, усилия натяжения вант радиальной системы

воспринимается плоскими участками покрытия и опорными колоннами здания [7–9]. Согласно требованиям действующих нормативных документов [13] расчет здания необходимо выполнять с учетом фундамента и грунтового массива, что приводит к существенному усложнению расчетной модели. На практике трудоемкость ее построения и анализа становится весьма значительной, особенно в случае использования пространственных конечно-элементных (КЭ) сеток, которые обеспечивают наиболее полную информацию о напряженно-деформированном состоянии (НДС) проектируемого здания с учетом совместной работы с фундаментом и основанием. Порядок подобных моделей определяется не только большим числом КЭ пространственной модели здания и фундамента, но в значительной мере исключительно большим числом сопряженных КЭ грунтового массива.

Расчет пространственной модели «здание + фундамент + основание» осложняется необходимостью учета физико-механических характеристик грунта на разных глубинах заложения в соответствии с геологическим отчетом на площадке строительства. Если при этом необходимо дополнительно учесть упругопластические свойства грунта, то подобный расчет выполняется итерационным методом, значительно ограничивающим возможности вариантных исследований в рамках расчетной модели всего здания. Итерационный расчет [14] необходим также и при анализе опорных реакций вантового покрытия здания, которые имеют нелинейную зависимость от внешней нагрузки (явление геометрической и физической нелинейности деформирования) [15–18].

Требуемая структуризация здания может быть эффективно осуществлена на основе метода конечных элементов (МКЭ), который, в совокупности с методами расчета конструкции по частям в форме метода контурных и расчетных точек [19–22], реализует, по сути, системный подход к расчетным исследованиям [23, 24].

*Цель исследований* автора состояла в построении экономичного процесса расчетного инженерного анализа конструкции здания с учетом реакций вантового покрытия и обобщенных жесткостей свайного поля. Указанная цель предусматривает снижение общей трудоемкости, времени и стоимости расчетного исследования, эффективное определение реакций и предельных состояний фрагментов конструкции различными методами, управление процессом поиска оптимальных проектно-конструкторских решений.

*Задачи исследований* заключались в поиске эффективного варианта структуризации КЭ модели конструкции; в разработке обобщенных

(преобразованных) расчетных схем, предназначенных для решения прикладных задач, связанных с расчетным проектированием каркасного здания как структурно большой пространственной системы.

Данная расчетная схема предусматривает расчеты многочисленных коэффициентов жесткости упругих опор в зависимости от разновидности грунта и глубины залегания. В [25–28] приводятся дополнительные примеры определения коэффициентов жесткости упругих опор свай различными методами.

### Теория структуризации

Каждая ( $i$  – ая) свая свайного фундамента (свайного поля) здания вводится в расчет обобщенными жесткостями  $\|C_{\gamma}^{\delta}\|_i$ , полученными методом приведения к узлам взаимодействия свай со зданием (узлам опирания –  $\gamma_i$ ) с учетом прилегающего грунтового массива (узлов области  $\delta_i$ , см. рис. 1):

$$\|C_{\gamma}^{\delta}\|_i = \|R_{\gamma\gamma}\|_i - \|R_{\gamma\delta}\|_i \times \|R_{\delta\delta}\|_i^{-1} \times \|R_{\gamma\delta}\|_i^T, \quad (1)$$

где  $\|C_{\gamma}^{\delta}\|$  – матрица (размерностью  $3 \times 3$ ) коэффициентов жесткости свай, приведенных, к опорным узлам границы  $\gamma$  области  $\delta$ ;  $\|R_{\gamma\gamma}\|$  – матрица коэффициентов жесткости опорных узлов исходного конечно-элементного разбиения свай, расположенных на границе  $\gamma$ ;  $\|R_{\gamma\delta}\| = \|R_{\delta\gamma}\|_i^T$  – матрицы взаимного влияния;  $\|R_{\delta\delta}\|$  – матрицы коэффициентов жесткости исключаемой области  $\delta$  без учета узлов границы  $\gamma$ ;  $T$  – признак транспонирования матрицы;  $i = 1-N$  – порядковый номер свай;  $N$  – количество свай. При этом объем грунтового массива может быть выбран на основании результатов численного эксперимента с таким расчетом, чтобы внешние граничные условия не оказывали существенного влияния на величины обобщенных коэффициентов матрицы (1).

Приведение матрицы жесткости сопровождается приведением к ним и нагрузки  $\{P_{\delta}\}$ , приложенной к области  $\delta_i$ :

$$\{P_{\gamma}^{\delta}\}_i = \|P_{\gamma}\|_i - \|R_{\gamma\delta}\|_i \times \|R_{\delta\delta}\|_i^{-1} \times \{P_{\delta}\}_i \quad (2)$$

Расчет обобщенных жесткостей всего свайного поля позволяет формировать матрицу жесткости основной (центральной) части здания (области  $\Omega$ )  $\|R^{\Omega}\|$  путем припасовывания к ней

матриц обобщенных коэффициентов с последующим решением разрешающей системы уравнений следующего вида:

$$\|R^\Omega\| \times \{q^\Omega\} = \{P^\Omega\}, \quad (3)$$

где  $\|R^\Omega\|$  – матрица жесткости здания ( $\Omega$ );  $\{q^\Omega\}$  – вектор узловых перемещений области  $\Omega$ ;  $\{P^\Omega\}$  – вектор внешних нагрузок центральной части здания  $\Omega$ . Выделяя узлы сваи, находящиеся на границе  $\gamma$  получаем:

$$\|R^\Omega\| = \begin{pmatrix} R_{\Omega\Omega} & R_{\Omega\gamma} \\ R_{\gamma\Omega} & (R_{\gamma\gamma} + C_{\gamma\gamma}^\delta) \end{pmatrix}, \quad (4)$$

где  $\|R_{\Omega\Omega}\|$  – матрицы коэффициентов жесткости области здания  $\Omega$  без учета узлов опирания, расположенных на границах  $\gamma_i$ ;  $\|R_{\Omega\gamma}\| = \|R_{\gamma\Omega}\|$  – матрица взаимного влияния;  $\|R_{\gamma\gamma}^\Omega\|, \|C_{\gamma\gamma}^\delta\|$  – матрицы жесткости граничных (опорных) узлов, находящихся на границах  $\gamma_i$  областей  $\Omega$  и  $\delta_i$  соответственно;

$$\|C_{\gamma\gamma}^\delta\| = \begin{pmatrix} C_{\gamma 1}^\delta & 0 & \dots & 0 \\ 0 & C_{\gamma 2}^\delta & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & C_{\gamma N}^\delta \end{pmatrix}, \quad (5)$$

$\|C_{\gamma i}^\delta\|$  – матрицы, полученные согласно (1);  $\|0\|$  – нулевые матрицы порядка  $\gamma_i$ ;

$$\{q^\Omega\} = \{q_\Omega, q_\gamma\}; \{P^\Omega\} = \{P_\Omega + P^0, P_\gamma\}^T, \quad (6)$$

где  $\{q_\Omega\}, \{P_\Omega\}$  – подвекторы узловых перемещений и нагрузки области  $\Omega$  без учета границ  $\gamma_i$ ;

$\{q_\gamma\} = \{q_{\gamma 1}, q_{\gamma 2}, \dots, q_{\gamma N}\}^T; \{P_\gamma\} = \{P_{\gamma 1}, P_{\gamma 2}, \dots, P_{\gamma N}\}^T$  – подвекторы узловых перемещений и нагрузки узлов опирания сваи;  $\{P^0\} = \{P_L^0, P_R^0\}^T$  – подвектор опорных реакций вантового покрытия, дополненный нулями до соответствующего порядка вектора  $\{P_\Omega\}$ .

Подвекторы перемещений, получаемые путем решения системы уравнений (3), служат для определения деформаций в областях  $\delta_i$ :

$$\{q_\delta\}_i = \|R_{\delta\delta}\|_i^{-1} \times \{P_\delta\}_i - \|R_{\delta\delta}\|_i^{-1} \times \|R_{\delta\gamma}\| \times \{q_\gamma\}_i, \quad (7)$$

где  $\{q_\delta\}_i$  – вектор узловых перемещений области  $\delta_i$ , используемый для определения характеристик напряженного состояния, а также для корректировки решения при развитии в ней пластических деформаций.

**Материалы и методы.** Для расчетного исследования выбрана железобетонная свая сплошного квадратного поперечного сечения, с размерами  $b \times h = 30 \times 30$  см и длиной  $L = 2$  м по ГОСТ 19.804.1. [29]. Материал – тяжелый бетон класса В15, с модулем упругости  $E_b = 24 \cdot 10^3$  МПа (табл. 6.11 [30]). Значение модуля сдвига бетона принято равным  $G_b = 0,4E_b = 0,4 \cdot 24 \cdot 10^3 = 9,6 \cdot 10^3$  МПа (п. 6.1.15 [30]). Коэффициент Пуассона  $\nu = 0,2$  (п.6.1.17 [30]).

Грунт основания – песок четвертичного отложения, пылеватый при коэффициенте пористости  $e = 0,45$  с модулем деформации  $E = 39$  МПа (табл. Б.1 [13]) и коэффициентом Пуассона  $\nu = 0,3$  (табл. 5. 10 [13]).

Для исследования выбран численный метод расчета сваи с грунтовым массивом. Пространственная модель сваи совместно с грунтом, сформирована в программном комплексе FEMAP with NX NASTRAN, реализующий метод конечных элементов (МКЭ). Для выполнения расчета обобщенных коэффициентов сваи (свайного поля) использовалась технология External Super element программного комплекса FEMAP with NX NASTRAN [31, 32].

**Основная часть.** Для определения обобщенной жесткости свайного фундамента выбрана пространственная модель сваи сплошного квадратного сечения по ГОСТ 19.804.1 [29] с грунтовым массивом в виде объемного тела – Solid с физико-механическими свойствами грунта. При генерации объемное тело – Solid разбивается на множество тетраэдральных элементов и формируется из аналитических, связанных друг с другом, простых многогранников, таких как, четырех-, пяти-, и шестигранников [33, 34].

Поскольку тело сваи является объемным элементом – Solid, то вертикальные воздействия приложены с помощью жесткого элемента – Rigid. Данный элемент – Rigid равномерно распределяет любую узловую (сосредоточенную) нагрузку на верхнюю поверхность сваи [31, 32].

На рис. 2 представлена расчетно-деформационная модель сваи сплошного квадратного сечения длиной  $L=2$ м совместно с грунтовым основанием – однородный грунт – песок. Далее определим обобщенные коэффициенты жесткости опорных узлов сваи при разных видах песчаных и глинистых грунтов.

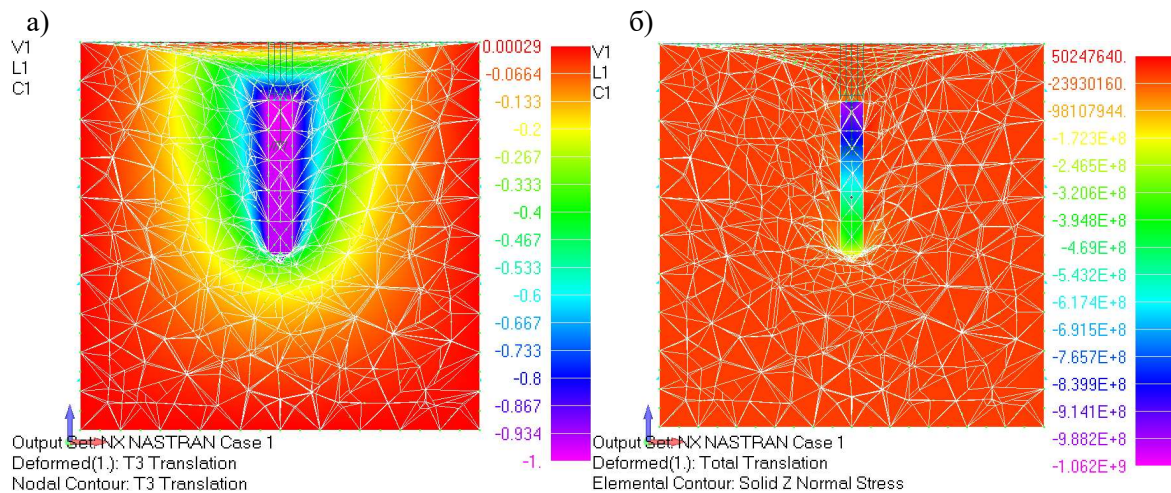


Рис. 2. Расчетно–деформационно–пространственная модель сваи с грунтовым массивом  
 а) перемещение модели сваи с грунтовым с основанием (м);  
 б) нормальное напряжение  $\sigma$  (Н/м<sup>2</sup>) сваи с грунтовым массивом по оси z

С учетом указанных исходных данных была получена следующая матрица обобщенных коэффициентов жесткости опорных узлов сваи (1):

$$\|R_{\gamma\gamma}\| = \begin{pmatrix} R_{XX} & R_{XY} & R_{XZ} \\ R_{YX} & R_{YY} & R_{YZ} \\ R_{ZX} & R_{ZY} & R_{ZZ} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 36339552 & 0 & 0 \\ & 36339552 & 0 \\ \text{симметр} & & 88794176 \end{pmatrix} (H/м)$$

Приведенные коэффициенты жесткости опорных узлов сваи, работающей в песчаных

грунтах различных типов четвертичного отложения, представлены в таблице 1 и на рисунках 3а и 3б.

Таблица 1

Результаты расчета жесткости опорных узлов сваи для песчаных грунтов

№ п/п	Наименование грунта	Характеристики грунта		Обобщенные коэффициенты жесткости опорных узлов сваи, Н/м		
		Модуль упругости	Коэф. Пуассона	$R_{XX}$	$R_{YY}$	$R_{ZZ}$
1	2	3	4	5	6	7
1.	Гравелистые и крупные, средней крупности	$E = 50$ МПа ( $e = 0,45$ )	$\nu = 0,30$	45 215 922	45 215 922	112 697 368
			$\nu = 0,35$	45 427 928	45 427 928	111 680 816
		$E = 40$ МПа ( $e = 0,55$ )	$\nu = 0,30$	37 162 348	37 162 348	90 986 912
			$\nu = 0,35$	37 327 076	37 327 076	90 152 872
2.	Мелкие	$E = 30$ МПа ( $e = 0,65$ )	$\nu = 0,30$	28 764 122	28 764 122	68 877 520
			$\nu = 0,35$	28 882 148	28 882 148	68 235 824
		$E = 48$ МПа ( $e = 0,45$ )	$\nu = 0,30$	43 628 772	43 628 772	108 386 488
			$\nu = 0,35$	43 831 256	43 831 256	107 405 672
3.	Пылеватые	$E = 38$ МПа ( $e = 0,55$ )	$\nu = 0,30$	35 513 240	35 513 240	86 597 424
			$\nu = 0,35$	35 668 564	35 668 564	85 801 048
		$E = 28$ МПа ( $e = 0,65$ )	$\nu = 0,30$	27 034 050	27 034 050	64 406 456
			$\nu = 0,35$	27 142 870	27 142 870	63 804 444
3.	Пылеватые	$E = 18$ МПа ( $e = 0,75$ )	$\nu = 0,30$	18 067 940	18 067 940	41 798 248
			$\nu = 0,35$	18 132 166	18 132 166	41 401 108
		$E = 39$ МПа ( $e = 0,45$ )	$\nu = 0,30$	36 339 552	36 339 552	88 794 176
			$\nu = 0,35$	36 499 572	36 499 572	87 978 912
3.	Пылеватые	$E = 28$ МПа ( $e = 0,55$ )	$\nu = 0,30$	27 034 050	27 034 050	64 406 456
			$\nu = 0,35$	27 142 870	27 142 870	63 804 444
		$E = 18$ МПа ( $e = 0,65$ )	$\nu = 0,30$	18 067 940	18 067 940	41 798 248
			$\nu = 0,35$	18 132 166	18 132 166	41 401 108
3.	Пылеватые	$E = 11$ МПа ( $e = 0,75$ )	$\nu = 0,30$	11 402 223	11 402 223	25 715 642
			$\nu = 0,35$	11 437 752	11 437 752	25 468 474

Построение графика (см. рис. 3а) основано на сравнение двух значений коэффициентов жесткости опорных узлов сваи  $R_{xx}$  с разными коэффициентами Пуассона  $\nu = 0,30$  и  $\nu = 0,35$  (см. табл. 1). Анализ данного графика показал, на примере, песка (гравелистый и крупный, средней крупности при  $E=50$  МПа), что значение  $R_{xx}$  при

$\nu = 0,30$  составило 45 215 922 Н/м, а при  $\nu = 0,35$  -  $R_{xx}=45\ 427\ 928$  Н/м, следовательно, разница значений  $R_{xx}$  составит 0,47 %, отсюда следует, что коэффициент Пуассона  $\nu$  незначительно влияет на жесткость опорных узлов сваи и в дальнейшем на жесткость самой сваи.

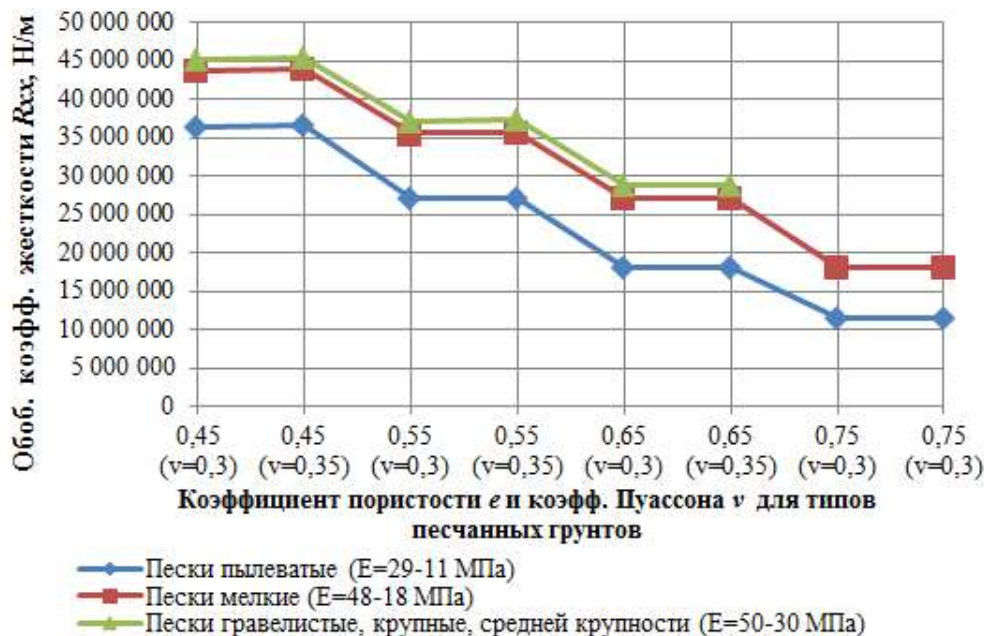


Рис. 3а. График изменения обобщенных коэффициентов жесткости опорных узлов  $R_{xx}$  сваи по оси  $x$  в зависимости от диапазона модуля деформации  $E$  для каждого типа песчаных грунтов

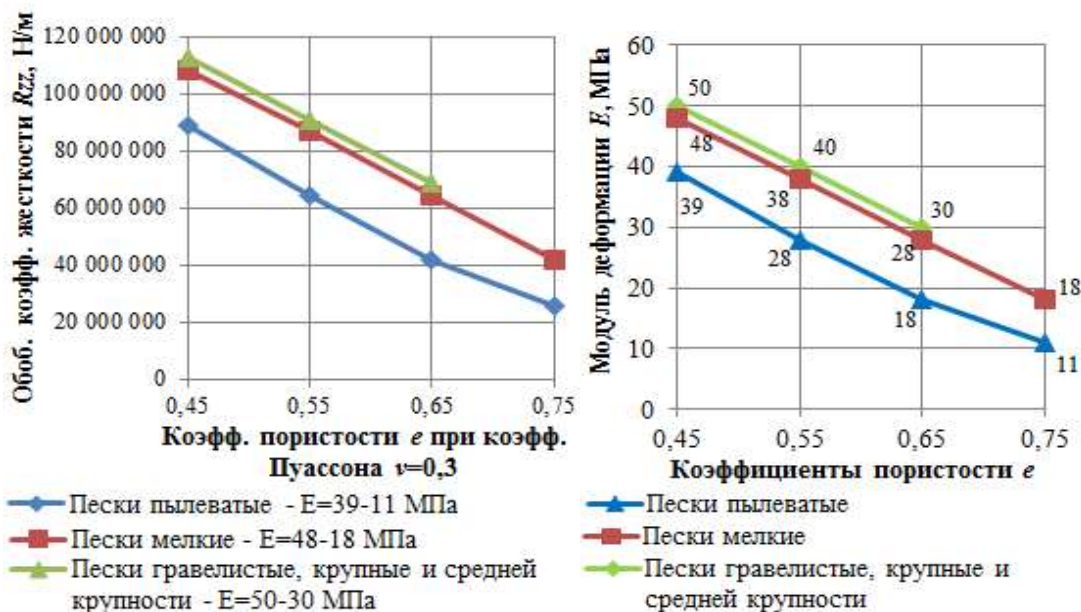


Рис. 3б. График изменения обобщенных коэффициентов жесткости опорных узлов сваи  $R_{zz}$  в зависимости от модуля деформации  $E$  для каждого типа песчаных грунтов

Рис. 3в. График зависимости модуля деформации  $E$  и коэффициента пористости  $e$  для разных типов песчаных грунтов

На рисунке 3б представлен график с коэффициентами жесткости опорных узлов сваи по оси  $z$  с коэффициентом Пуассона  $\nu = 0,30$ . На рисунке

3в показан график зависимости модуля деформации  $E$  и коэффициента пористости  $e$  для разных типов песчаных грунтов. Аналогичные результаты расчета приведенных жесткостей опорных

узлов свай для различных типов глинистых грунтов четвертичных отложений по таблице Б.1 [13]

приведены в таблице 2 и на графиках (рис. 4а, 4б).

Таблица 2

**Результаты расчета жесткости опорных узлов свай для глинистых грунтов**

№ п/п	Наименование грунта	Характеристики грунта		Обобщенные коэффициенты жесткости опорных узлов свай, Н/м				
		Модуль упругости	Коэф. Пуассона	$R_{xx}$	$R_{yy}$	$R_{zz}$		
1	2	3	4	5	6	7		
1.	Суглинок (тип 1) $0 \leq I_L \leq 0,25$	$E = 34$ МПа ( $e = 0,45$ )	$\nu = 0,35$	32 307 550	32 307 550	77 050 256		
			$\nu = 0,37$	32 430 324	32 430 324	77 011 232		
		$E = 27$ МПа ( $e = 0,55$ )	$\nu = 0,35$	26 266 112	26 266 112	61 582 664		
			$\nu = 0,37$	26 364 002	26 364 002	61 550 108		
		$E = 22$ МПа ( $e = 0,65$ )	$\nu = 0,35$	21 804 862	21 804 862	50 412 228		
			$\nu = 0,37$	21 884 774	21 884 774	50 384 756		
		$E = 17$ МПа ( $e = 0,75$ )	$\nu = 0,35$	17 197 886	17 197 886	39 137 812		
			$\nu = 0,37$	17 259 678	17 259 678	39 115 848		
		$E = 14$ МПа ( $e = 0,85$ )	$\nu = 0,35$	14 352 571	14 352 571	32 322 432		
			$\nu = 0,37$	14 403 436	14 403 436	32 303 974		
		$E = 11$ МПа ( $e = 0,95$ )	$\nu = 0,35$	11 437 752	11 437 752	25 468 474		
			$\nu = 0,37$	11 477 666	11 477 666	25 453 676		
2.	Суглинок (тип 2) $0,25 \leq I_L \leq 0,5$	$E = 32$ МПа ( $e = 0,45$ )	$\nu = 0,35$	30 603 362	30 603 362	72 651 048		
			$\nu = 0,37$	30 719 062	30 719 062	72 613 800		
		$E = 25$ МПа ( $e = 0,55$ )	$\nu = 0,35$	24 497 598	24 497 598	57 126 844		
			$\nu = 0,37$	24 588 314	24 588 314	57 096 272		
		$E = 19$ МПа ( $e = 0,65$ )	$\nu = 0,35$	19 059 778	19 059 778	43 660 180		
			$\nu = 0,37$	19 128 832	19 128 832	43 635 964		
		$E = 14$ МПа ( $e = 0,75$ )	$\nu = 0,35$	14 352 571	14 352 571	32 322 432		
			$\nu = 0,37$	14 403 436	14 403 436	32 303 974		
		$E = 11$ МПа ( $e = 0,85$ )	$\nu = 0,35$	11 437 752	11 437 752	25 468 474		
			$\nu = 0,37$	11 477 666	11 477 666	25 453 676		
		$E = 8$ МПа ( $e = 0,95$ )	$\nu = 0,35$	8 444 919	8 444 919	18 575 494		
			$\nu = 0,37$	8 473 880	8 473 880	18 564 518		
3.	Суглинок (тип 3) $0,5 \leq I_L \leq 0,75$	$E = 17$ МПа ( $e = 0,65$ )	$\nu = 0,35$	17 197 886	17 197 886	39 137 812		
			$\nu = 0,37$	17 259 678	17 259 678	39 115 848		
		$E = 12$ МПа ( $e = 0,75$ )	$\nu = 0,35$	12 417 577	12 417 577	27 757 440		
			$\nu = 0,37$	12 461 144	12 461 144	27 741 406		
		$E = 8$ МПа ( $e = 0,85$ )	$\nu = 0,35$	8 444 919	8 444 919	18 575 494		
			$\nu = 0,37$	8 473 880	8 473 880	18 564 518		
		$E = 6$ МПа ( $e = 0,95$ )	$\nu = 0,35$	6 401 469	6 401 469	13 958 274		
			$\nu = 0,37$	6 423 140	6 423 140	13 949 932		
		$E = 5$ МПа ( $e = 1,05$ )	$\nu = 0,35$	5 364 027	5 364 027	11 643 043		
			$\nu = 0,37$	5 382 060	5 382 060	11 636 047		
		4.	Глина (тип 1) $0 \leq I_L \leq 0,25$	$E = 28$ МПа ( $e = 0,55$ )	$\nu = 0,30$	27 034 050	27 034 050	64 406 456
					$\nu = 0,38$	27 310 130	27 310 130	63 815 800
$E = 24$ МПа ( $e = 0,65$ )	$\nu = 0,30$			23 514 870	23 514 870	55 414 120		
	$\nu = 0,38$			23 748 422	23 748 422	54 901 668		
$E = 21$ МПа ( $e = 0,75$ )	$\nu = 0,30$			20 818 630	20 818 630	48 625 460		
	$\nu = 0,38$			21 022 158	21 022 158	48 172 956		
$E = 18$ МПа ( $e = 0,85$ )	$\nu = 0,30$			18 067 940	18 067 940	41 798 248		
	$\nu = 0,38$			18 240 632	18 240 632	41 406 828		
$E = 15$ МПа ( $e = 0,95$ )	$\nu = 0,30$			15 256 782	15 256 782	34 932 032		
	$\nu = 0,38$			15 398 922	15 398 922	34 602 852		
$E = 12$ МПа ( $e = 1,05$ )	$\nu = 0,30$			12 378 145	12 378 145	28 026 374		
	$\nu = 0,38$			12 490 148	12 490 148	27 760 602		
5.	Глина (тип 2) $0,25 \leq I_L \leq 0,5$	$E = 21$ МПа ( $e = 0,65$ )	$\nu = 0,38$	21 022 158	21 022 158	48 172 956		
			$\nu = 0,41$	21 229 434	21 229 434	48 536 976		
		$E = 18$ МПа ( $e = 0,75$ )	$\nu = 0,38$	18 240 632	18 240 632	41 406 828		
			$\nu = 0,41$	18 420 030	18 420 030	41 720 060		
		$E = 15$ МПа ( $e = 0,85$ )	$\nu = 0,38$	15 398 922	15 398 922	34 602 852		
			$\nu = 0,41$	15 549 970	15 549 970	34 864 908		
		$E = 12$ МПа ( $e = 0,95$ )	$\nu = 0,38$	12 490 148	12 490 148	27 760 602		
			$\nu = 0,41$	12 612 315	12 612 315	27 971 076		
		$E = 9$ МПа ( $e = 1,05$ )	$\nu = 0,38$	9 506 265	9 506 265	20 879 642		
			$\nu = 0,41$	9 598 962	9 598 962	21 038 124		

1	2	3	4	5	6	7
6.	Глина (тип 3) $0,5 \leq I_L \leq 0,75$	$E = 15$ МПа	$\nu = 0,41$	15 549 970	15 549 970	34 864 908
		$(e = 0,75)$	$\nu = 0,48$	15 897 747	15 897 747	36 047 804
		$E = 12$ МПа	$\nu = 0,41$	12 612 315	12 612 315	27 971 076
		$(e = 0,85)$	$\nu = 0,48$	12 895 249	12 895 249	28 922 312
		$E = 9$ МПа	$\nu = 0,41$	9 598 962	9 598 962	21 038 124
		$(e = 0,95)$	$\nu = 0,48$	9 815 066	9 815 066	21 755 280
7.	Супесь $0 < I_L \leq 0,75$	$E = 32$ МПа	$\nu = 0,30$	30 476 074	30 476 074	73 332 032
		$(e = 0,45)$	$\nu = 0,35$	30 603 362	30 603 362	72 651 048
		$E = 24$ МПа	$\nu = 0,30$	23 514 870	23 514 870	55 414 120
		$(e = 0,55)$	$\nu = 0,35$	23 605 520	23 605 520	54 892 768
		$E = 16$ МПа	$\nu = 0,30$	16 200 964	16 200 964	37 225 132
		$(e = 0,65)$	$\nu = 0,35$	16 256 700	16 256 700	36 870 280
		$E = 10$ МПа	$\nu = 0,30$	10 417 565	10 417 565	23 400 462
		$(e = 0,75)$	$\nu = 0,35$	10 449 270	10 449 270	23 175 172
		$E = 7$ МПа	$\nu = 0,30$	7 407 482	7 407 482	16 428 036
		$(e = 0,85)$	$\nu = 0,35$	7 428 286	7 428 286	16 269 085

На рисунках 4а и 4б показаны графики изменений обобщенных коэффициентов жесткости опорных узлов сваи по осям  $x$  и  $z$  для разных типов глинистых грунтов четвертичного отложения: глины, суглинки и супесь согласно результатам расчета сваи длиной 2,0 (м). На рисунке 4а, в связи с загроможденностью величин нижней горизонтальной оси графика, не указаны коэффициенты Пуассона  $\nu$  под коэффициентами пористости  $e$  для каждого типа глинистого грунта. По-

скольку коэффициенты Пуассона  $\nu$  имеют разный диапазон значений для каждого типа глинистого грунта, например, для суглинка типов 1-3 коэффициент Пуассона  $\nu$  составит 0,35–0,37, для глины (тип 1) -  $\nu = 0,30$ –0,38, для глины (тип 2) -  $\nu = 0,38$ –0,41, для глины (тип 3) -  $\nu = 0,41$ –0,48, для супеси -  $\nu = 0,30$ –0,35. На рисунке 4в показан график зависимости модуля деформации  $E$  и коэффициента пористости  $e$  для разных типов глинистых грунтов.

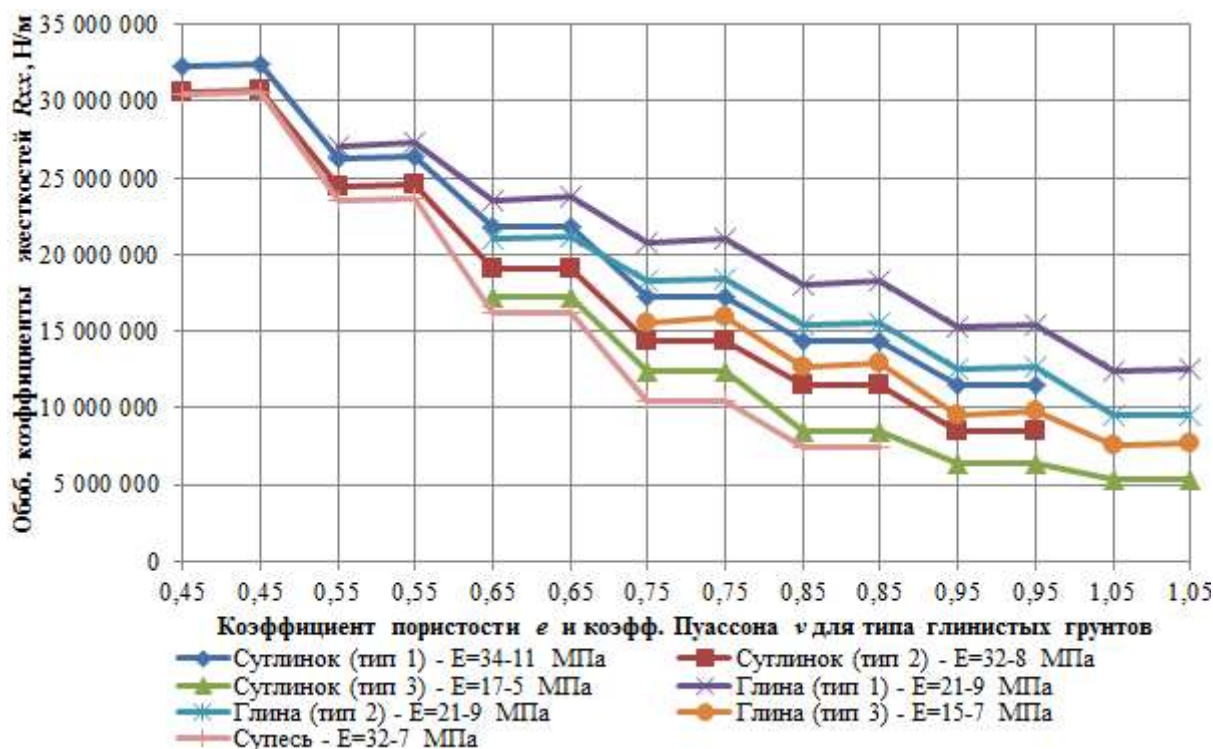


Рис. 4а. График изменения обобщенных коэффициентов жесткости опорных узлов сваи  $R_{xx}$  по оси  $x$  в зависимости от диапазона модуля деформации  $E$  для каждого вида глинистых грунтов

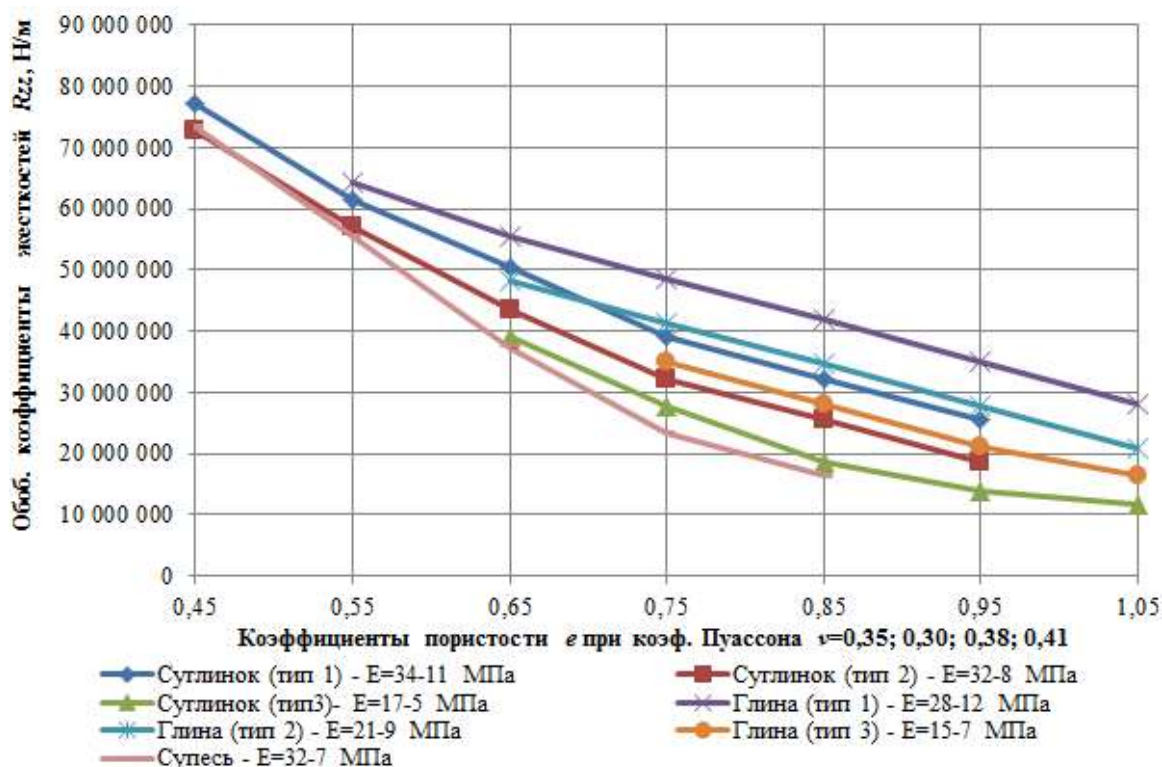


Рис. 4б. График изменения обобщенных коэффициентов жесткости опорных узлов сваи  $R_{zz}$  по оси  $z$  в зависимости от диапазона модуля деформации  $E$  для каждого вида глинистых грунтов

На рисунке 4б показаны графики коэффициентов жесткости опорных узлов сваи  $R_{zz}$  по

оси  $z$  с учетом наименьших величин коэффициентов Пуассона  $\nu$  для разных типов глинистых грунтов (см. таблицу 2).

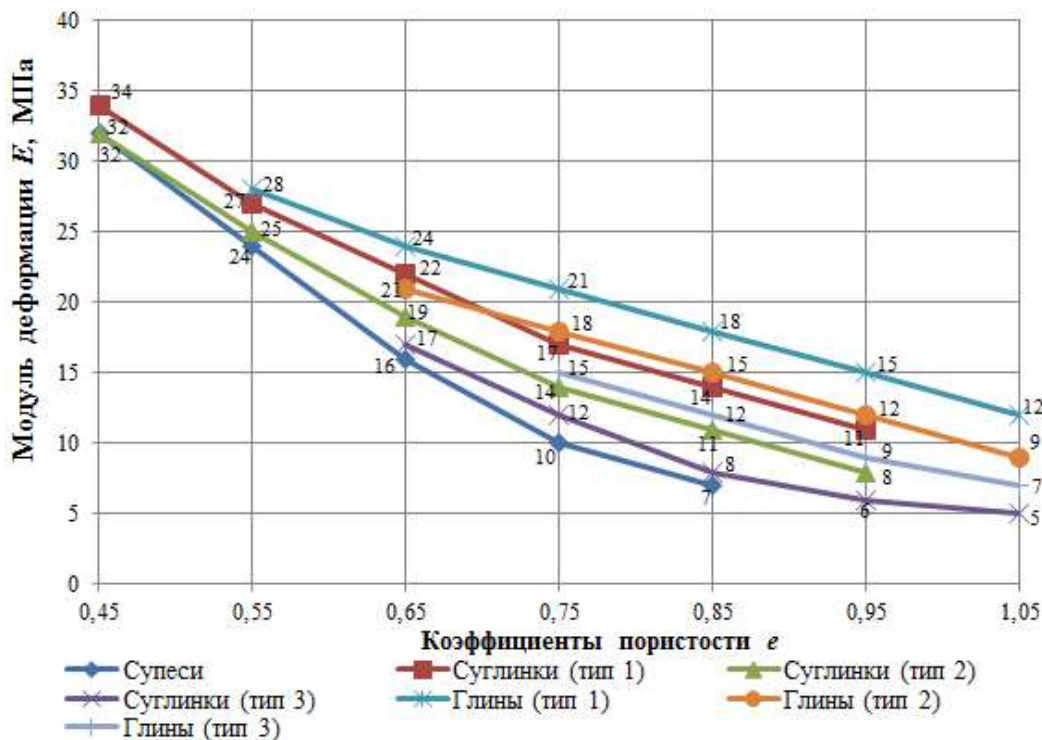


Рис. 4в. Графики зависимости модуля деформации  $E$  и коэффициента пористости  $e$  для разных типов глинистых грунта

Судя по графикам рис. 4а, 4б и 4в, обобщенные коэффициенты жесткости опорных узлов сваи  $R_{xx}$ ,  $R_{yy}$ ,  $R_{zz}$ , существенно зависят от модуля

деформации грунта  $E$ , т. е. с уменьшением коэффициента пористости  $e$  увеличивается значения



$E$  (см. табл. 2), а, следовательно, и величина коэффициента жесткости опорных узлов сваи повышается  $R_{xx}, R_{yy}, R_{zz}$ .

**Заключение.** Таким образом, результаты расчета выявили существенную зависимость приведенной жесткости железобетонной сваи квадратного поперечного сечения длиной  $L=2$  м от типа грунта. Изменение коэффициента пористости  $e$  песчаного однородного грунта в пределах от 0,45 до 0,75,

т.е. в большую сторону, приводит к уменьшению приведенных жесткостей сваи из-за уменьшения модуля деформации  $E$  согласно нормативным данным [13], разница составит:

- для песков пылеватых при диапазоне модуля деформации  $E = 39\text{--}11$  МПа на 71 %;
- для песков мелких при диапазоне модуля деформации  $E = 48\text{--}18$  МПа на 61 %;
- для песков гравелистых, крупных, средней крупности при диапазоне модуля деформации  $E = 50\text{--}30$  МПа на 39 %.

Следовательно, переход однородных глинистых грунтов с коэффициентом пористости  $e$  от 0,45 до 1,05 приводит к уменьшению приведенной жесткости сваи, таким образом, разница составит:

- для суглинка (тип 1)  $0 \leq I_L \leq 0,25$  при диапазоне модуля деформации  $E=34\text{--}11$  МПа на 67 %;
- для суглинка (тип 2)  $0,25 \leq I_L \leq 0,5$  при диапазоне модуля деформации  $E=32\text{--}8$  МПа на 74 %;
- для суглинка (тип 3)  $0,5 \leq I_L \leq 0,75$  при диапазоне модуля деформации  $E=17\text{--}5$  МПа на 70 %;
- для глины (тип 1)  $0 \leq I_L \leq 0,25$  при диапазоне модуля деформации  $E=28\text{--}12$  МПа на 57 %;
- для глины (тип 2)  $0,25 \leq I_L \leq 0,5$  при диапазоне модуля деформации  $E=21\text{--}9$  МПа на 57 %;
- для глины (тип 3)  $0,5 \leq I_L \leq 0,75$  при диапазоне модуля деформации  $E=15\text{--}7$  МПа на 56 %;
- для супеси  $0 < I_L \leq 0,75$  при диапазоне модуля деформации  $E=32\text{--}7$  МПа на 77 %.

Анализ графиков, полученных для разных типов песчаных и глинистых грунтов (см. рис. 3–4), показывает, что жесткость сваи, находящейся в грунте зависит от модуля деформации грунта  $E$  и коэффициента Пуассона  $\nu$ . Причем доминирующее влияние на осадку сваи оказывает модуль деформации.

Однако при исследовании НДС здания необходимо использовать жесткость сваи, которую

можно определить при создании реального массива грунта, который соответствует площадке строительства, тем самым, учитывая изменения слоев грунта по геологическому разрезу с учетом физико-механических характеристик грунта.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кужахметова Э.Р., Сапожников А.И. Архитектурная выразительность и физиологическая целесообразность зданий с криволинейными поверхностями // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. Москва: ООО "Композит XXI век". 2012. №11 (166). С. 42–45.
2. Santoso K. Wide-Span Cable Structures. University of California. Berkeley, 2004. 70 p.
3. Кирсанов Н.М. Вантовые конструкции. Под общей редакцией д-ра техн. наук проф. Н.С. Стрелецкого. М.: Стройиздат, 1968. 25 с.
4. Кривошапко С.Н. Висячие тросовые конструкции и покрытия сооружений // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 7 (34). С. 51–70.
5. Säbetghadam Z. Improving Spoke Wheel Roofs with the Geometry of Rasmi-Bandis // Nexus Network Journal. 2019. №. 4. Pp. 1–12.
6. Сапожников А.И. Жизнь зданий в земной стихии. Германия: LAP LAMBER Academic Publishing, 2014. 60 с.
7. Кужахметова Э.Р. Конструирование и расчет цилиндрично-плитно-вантового покрытия // Международная научная конференция научно-педагогических работников АГТУ (59 НПП). г. Астрахань. 2015.
8. Кужахметова Э.Р. Особенности напряженно-деформированного состояния здания с цилиндрично-плитно-вантовым покрытием // В сборнике: Актуальные вопросы современной науки Сборник статей по материалам XII международной научно-практической конференции. В 3-х частях. г. Томск. 2018. С. 93–98.
9. Кужахметова Э.Р. Конструктивные решения расположения вант в цилиндрично-плитно-вантовом (ЦПВ) покрытии здания (сооружения) // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2019. №5. С. 77–89. DOI: 10.34031/article\_5ce292ca24bc23.91006970.
10. Трофименко Ю.Г., Ободовский А.А. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий. 2-е изд., допол. и перераб. М.: Издательство литературы по строительству. 1970. 241 с.
11. Трущев А.Г. Пространственные металлические конструкции: Учеб. пособие для вузов. М: Стройиздат, 1982. 215 с.
12. Пат., Российская Федерация, МПК G01N19/00. Металлическая опора для крепления неразрезного ванта в висячих покрытиях зданий

(сооружений) / Э. Р. Кужахметова, В. И. Сутырин; заявитель и патентообладатель ФГАНУ ВО «БФУ им. И. Канта». № 2019118186; заявл. 10.06.2019.

13. СП 22.13330.2011. Свод правил. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*. М., 2010.

14. Qing Mac, Makoto Ohsakid, Zhihua Chena, Xiangyu Yanc. Step-by-step unbalanced force iteration method for cable-strut structure with irregular shape // *Engineering Structures*. 2018. №. 177. Pp. 331–334.

15. Кужахметова Э.Р. Методы расчета вант и вантовых конструкций // *Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова*. 2019. №2. С. 39–48. DOI: 10.12737/article\_5c73fc07ba7858.43737360

16. Salehi Ahmad Abad M., Shooshtari A., Esmaili, V. Naghavi Riabi A. Nonlinear analysis of cable structures under general loadings // *Finite Elements in Analysis and Design*. 2013. №. 73. Pp. 11–19.

17. Huu-Tai Thai Seung – Eock Kim. Nonlinear static and dynamic analysis of cable structures // *Nonlinear static and dynamic analysis of cable structures*. 2011. Vol. 47. Iss. 3. Pp. 237–246.

18. Кужахметова Э.Р. Расчет вант с учетом геометрической и физической нелинейности // *Научный журнал «Известия КГТУ»*. 2019. №54 (в печати)

19. Сапожников А. И. Методы контурных и расчетных точек в нелинейных расчетах свайных эстакад, нагруженных горизонтальными нагрузками // *Известия вузов. Строительство и архитектура*. 1984. №5. С. 29–30.

20. Сапожников А. И., Сутырин В. И., Шаишмелашвили Н. А. Методы контурных и расчетных точек - в практику расчета тонкостенных и стержневых структур // *Известия вузов. Строительство и архитектура*. 1986. №11. С. 15-19.

21. Сапожников А.И., Сутырин В. И. Вариантное проектирование подземных коробчатых и кольцевых конструкций // *Известия ЖКА. Городское хозяйство и экология*. 1999. №3. С. 47–50.

22. Сутырин В.И. Возможности повышения эффективности метода конечных элементов при проектировании конструкций // *Судостроение*. 2003. №6. С. 9–13.

23. Сутырин В.И. Совершенствование программных средств САЕ- класса- приоритетная задача строительной механики // *Сб. научных трудов БФУ им. И.Канта «Транспорт и сервис» Вып.1*, 2013. С.133–148.

24. Сутырин В.И. Логистические аспекты автоматизированного инженерного анализа конструкций в системе TOP // *Судостроение*. 2015. №5. С. 51–57.

25. Кужахметова Э.Р., Сапожников А.И. Сравнительный анализ работы длинных и коротких свай при горизонтальном нагружении // *Строительные материалы, технологии, оборудования XXI века-Москва: ООО "Композит XXI век"*. 2015. №5-6. С. 12–16.

26. Сапожников А.И. Упругопластический расчет свай на продольно-попечный изгиб современными методами строительной механики // *Изв. Вузов. Строительство и архитектура*. 1983. №1. С. 49–3.

27. Сапожников А.И., Солгалов Ю.В. Расчет свай на горизонтальную нагрузку в нелинейно-деформируемом основании // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 1980. №4. С. 9–11.

28. Миронов В.С. Взаимодействие свай с грунтовым основанием в процессе увеличения нагрузки // *Известия Вузов. Строительство*. 1999. №7. С. 16–20.

29. ГОСТ 19.804.1 Сваи забивные железобетонные цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой и поперечным армированием ствола и с напрягаемой арматурой. - М.: Издательство стандартов. 1980.

30. СП 63.13330.2011. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 с изменениями №1. М., 2015

31. Рычков С.П. Моделирование конструкций в среде Femap with NX Nastran. М.: ДМК Пресс, 2013. 784 с.

32. Шимкович Д. Г. Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows. М.: ДМК Пресс, 2003. 448 с.

33. Городецкий А.С., Заворицкий В.И., Лантух-Лященко А.И., Рассказов А.О. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений. М.: Транспорт, 1981. 143 с.

34. Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике. М.: Изд-во «Мир», 1975. 340 с.

#### *Информация об авторах*

**Кужахметова Эльвира Рафаэлевна**, аспирант кафедры машиноведения и технических систем. E-mail: elja\_09@bk.ru. Балтийский федеральный университет им. И. Канта. Россия, 236041, Калининград, ул. А. Невского, д. 14.

*Поступила в октябре 2019 г.*

© Кужахметова Э.Р., 2019

**Kuzhakhmetova E.R.**

*Baltic Federal University named after Immanuel Kant*

*Russia, 236041, Kaliningrad, st. A. Nevskogo, 14.*

*E-mail: elja\_09@bk.ru*

## NUMERICAL DESIGN OF FRAME BUILDINGS TAKING INTO ACCOUNT THE GENERALIZED STIFFNESS AND LOAD OF SOIL AND FOUNDATION

**Abstract.** *The article is devoted to the improvement of methods for calculating buildings as large finite element systems and implements approaches that provide a definition of the overall picture of the stress - strain state of a designed building (structure) in parts, including its structural units and a pile foundation.*

*The article contains a description of the methodology, the essence of which is to bring the stiffness of the pile foundation in the form of single piles (for example, under the columns of a frame of a public, residential or industrial building) and the adjacent soil mass, to the supporting points of interaction of the piles with the building. Generalized stiffness coefficients of the pile, obtained taking into account the soil with different deformation characteristics, are entered into the general matrix of the building for the subsequent determination of its stress - strain state and stability. At the final stage of moving the reference points of the building, it is possible to calculate the characteristics of the stress - strain state of the pile in the ground.*

*In this article (part I), the generalized stiffness coefficients of the pile are obtained taking into account the types of soil (sand and clay) with physical and mechanical characteristics selected from regulatory documents. The calculations are performed using the FEMAP with NX NASTRAN software package. The material on the structuring of the building model is supposed to be published in the subsequent parts of this article.*

**Keywords:** *pile, pile foundation, stiffness of pile foundation, finite element method, structuring of the design scheme, calculation for strength, calculation for stability.*

### REFERENCES

1. Kuzhakhmetova E.R., Sapozhnikov A.I. Architectural expressiveness and physiological expediency of buildings with curved surfaces [Arkhitekturnaya vyrazitel'nost' i fiziologicheskaya tselesoobraznost' zdaniy s krivolineynymi poverkhnostyami]. *Stroitel'nyye materialy, oborudovaniye, tekhnologii XXI veka*. Moscow: OOO "Kompozit XXI vek". 2012. No. 11 (166). Pp. 42–45. (rus)
2. Santoso K. *Wide-Span Cable Structures*. University of California. Berkeley, 2004. 70 p.
3. Kirsanov N.M. *Cable-stayed structures*. [Vantovyye konstruksii]. Edited by Dr. Tech. sciences prof. N.S. Streletsky. Moscow: Stroyizdat, 1968. 25 p. (rus)
4. Krivoshapko S.N. *Hanging cable structures and structures coverings* [Visyachiye trosovyye konstruksii i pokrytiya sooruzheniy]. *Stroitel'stvo unikal'nykh zdaniy i sooruzheniy*. 2015. No. 7 (34). Pp. 51–70. (rus)
5. Säbetghadam Z. *Improving Spoke Wheel Roofs with the Geometry of Rasmi-Bandis*. *Nexus Network Journal*. 2019. No. 4. Pp. 1–12.
6. Sapozhnikov A.I. *The life of buildings in the earth element*. [Zhizn' zdaniy v zemnoy stikhii]. Germany: LAP LAMBER Academic Publishing, 2014. 60p. (rus)
7. Kuzhakhmetova E.R. *Design and calculation of a cylinder-plate-cable-stayed coating* [Konstruirovaniye i raschet tsilindro-plitno-vantovogo pokrytiya]. *Mezhdunarodnaya nauchnaya konferentsiya nauchno-pedagogicheskikh rabotnikov AGTU (59 NPR)*. Astrakhan city. 2015. (rus)
8. Kuzhakhmetova E.R. *Features of the stress-strain state of a building with a cylinder-plate-cable-stayed coating* [Osobennosti napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya zdaniya s tsilindro -plitno -vantovym pokrytiyem]. V sbornike: *Aktual'nyye voprosy sovremennoy nauki Sbornik statey po materialam XII mezhdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferentsii*. V 3-kh chastyakh. g. Tomsk. 2018. Pp. 93–98. (rus)
9. Kuzhakhmetova E.R. *Constructive solutions of guys location in cylindrical-slab-guy covering of building (construction)*. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2019. No. 5. Pp. 77–89. DOI: 10.34031/article\_5ce292ca24bc23.91006970 (rus)
10. Trofimenko Yu.G., Obodovsky A.A. *Pile foundations for residential and industrial buildings*. [Svaynyye fundamenty dlya zhilykh i promyshlennykh zdaniy]. 2-ye izd., dopol. i pererab. Moscow: Izdatel'stvo literatury po stroitel'stvu, 1970. 241 p. (rus)
11. Trushchev A.G. *Spatial metal structures: Textbook. manual for universities*. [Prostranstvennyye metallicheskiye konstruksii: Ucheb. posobiye dlya vuzov]. Moscow: Stroyizdat, 1982. 215 p. (rus)
12. Kuzhakhmetova E.R., Sutyurin V.I. *Metal support for fastening a continuous guy in hanging coatings of buildings (structures)* [Metallicheskaya opora dlya krepleniya nerazreznogo vanta v visyachikh pokrytyakh zdaniy (sooruzheniy)]. Patent RF, no. 2019118186, 2019. (rus)
13. SP 22.13330.2011. *Foundations of buildings and structures*. Updated edition of SNiP 2.02.01-83\*.

[Osnovaniya zdaniy i sooruzheniy. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 2.02.01-83\*].

14. Qing Mac, Makoto Ohsakid, Zhihua Chena, Xiangyu Yanc. Step-by-step unbalanced force iteration method for cable-strut structure with irregular shape. *Engineering Structures*. 2018. No. 177. Pp. 331–334.

15. Kuzhakhmetova E.R. Methods of calculating cables and cable structures. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2019. No. 2. Pp. 39–48. DOI: 10.12737/article\_5c73fc07ba7858.43737360 (rus)

16. Salehi Ahmad Abad M., Shoostari A., Esmaeili, V. Naghavi Riabi A. Nonlinear analysis of cable structures under general loadings. *Finite Elements in Analysis and Design*. 2013. No. 73. Pp. 11–19.

17. Huu-Tai Thai Seung – Eock Kim. Nonlinear static and dynamic analysis of cable structures. *Nonlinear static and dynamic analysis of cable structures*. 2011. Vol. 47. Iss. 3. Pp. 237–246.

18. Kuzhakhmetova E.R. Calculation of cables with regard to geometric and physical nonlinearity [Raschet vant s uchetom geometricheskoy i fizicheskoy nelineynosti]. *Izvestiya Kaliningradskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta*. 2019. No. 54 (in the press) (rus)

19. Sapozhnikov A. I. Methods of contour and design points in nonlinear calculations of pile racks loaded with horizontal loads [Metody konturnykh i raschetnykh toчек v nelineynykh raschetakh svaynykh estakad, zagruzhennykh gorizontальnymi nagruzkami]. *Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 1984. No. 5. Pp. 29–30. (rus)

20. Sapozhnikov A.I., Sutyryn V.I., Shaishmelashvili N.A. Methods of contour and design points - into the practice of calculating thin-walled and bar structures [Metody konturnykh i raschetnykh toчек - v praktiku rascheta tonkostennykh i sterzhnevnykh struktur]. *Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 1986. No. 11. Pp. 15–19. (rus)

21. Sapozhnikov A.I., Sutyryn V.I. Variant design of underground box-shaped and ring structures [Variantnoye proyektirovaniye podzemnykh korobchatykh i kol'tsevykh konstruksiy]. *Izvestiya ZHKA. Gorodskoye khozyaystvo i ekologiya*. 1999. No. 3. Pp. 47–50. (rus)

22. Sutyryn V.I. Opportunities for increasing the efficiency of the finite element method in the design of structures [Vozmozhnosti povysheniya effektivnosti metoda konechnykh elementov pri proyektirovanii konstruksiy]. *Sudostroyeniye*. 2003. No. 6. Pp. 9–13. (rus)

23. Sutyryn V.I. Improving the software of the CAE-class is a priority task of building mechanics [Sovershenstvovaniye programmnykh sredstv CAE-klassa-prioritetnaya zadacha stroitel'noy mekhaniki].

*Sb. nauchnykh trudov BFU im. I.Kanta «Transport i servis» Vyp.1, 2013. Pp. 133–148. (rus)*

24. Sutyryn V.I. Logistic aspects of automated engineering analysis of structures in the TOP system [Logisticheskiye aspekty avtomatizirovannogo inzhenernogo analiza konstruksiy v sisteme TOR]. *Sudostroyeniye*. 2015. No. 5. Pp. 51–57. (rus)

25. Kuzhakhmetova E.R., Sapozhnikov A.I. A comparative analysis of the operation of long and short piles with horizontal loading [Sravnitel'nyy analiz raboty dlinnykh i korotkikh svay pri gorizontальnom zagruzhении]. *Stroitel'nyye materialy, tekhnologii, oborudovaniya XXI veka*. Moscow: OOO "Kompozit XXI vek. 2015. No. 5–6. Pp. 12–16. (rus)

26. Sapozhnikov A.I. Elastic-plastic calculation of piles for longitudinal-bending by modern methods of building mechanics [Uprugoplasticheskiy raschet svay na prodol'no-popechnyy izgib sovremennymi metodami stroitel'noy mekhaniki]. *Izv. Vuzov. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 1983. No. 1. Pp. 49–53. (rus)

27. Sapozhnikov A.I., Solgalov Yu.V. Calculation of piles for horizontal load in a nonlinearly deformable foundation [Raschet svay na gorizontальnuyu nagruzku v nelineyno-deformiruyemom osnovanii]. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 1980. No. 4. Pp. 9–11. (rus)

28. Mironov V. S. The interaction of piles with a soil base in the process of increasing load [Vzaimodeystviye svay s gruntovym osnovaniyem v protsesse uvelicheniya nagruзки]. *Izvestiya Vuzov. Stroitel'stvo*. 1999. No. 7. Pp. 16–20. (rus)

29. GOST 19.804.1 Piles driven reinforced concrete solid square cross-section with non-tensile reinforcement and transverse reinforcement of the trunk and with tensile reinforcement. [Svai zabivnyye zhelezobetonnyye tsel'nyye sploshnogo kvadratnogo secheniyas nenapryagayemoy armaturoy i poperechnym armirovaniyem stvola i s napryagayemoy armaturoy]. Moscow: Publishing house of standards. 1980.

30. SP 63.13330.2011. Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. Updated edition of SNiP 52-01-2003 with amendments No. 1. [Betonnnyye i zhelezobetonnyye konstruksii. Osnovnyye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003 s izmeneniyami No.1].

31. Rychkov S. P. Structural modeling in Femap with NX Nastran. [Modelirovaniye konstruksiy v srede Femap with NX Nastran]. Moscow: DMK Press, 2013. 784 p. (rus)

32. Shimkovich D.G., Structural Analysis in MSC/NASTRAN for Windows. [Raschet konstruksiy v MSC/NASTRAN for Windows]. Moscow: DMK Press, 2003. 448 p. (Series "Design") (rus)

33. Gorodetsky A. S., Zavoritsky V. I., Lantukh-Lyashchenko A.I., Rasskazov A.O. The finite element method in the design of transport facilities. [Metod konechnykh elementov v proyektirovanii

transportnykh sooruzheniy]. Moscow: Transport, 1981. 143 p. (rus)

34. Zienkiewicz O.C. The finite element method in engineering science. Moscow: Publishing house "Mir", 1975. 340 p.

*Information about the authors*

**Kuzhakhmetova, Elvira R.** Postgraduate student. E-mail: elja\_09@bk.ru. Immanuel Kant Baltic Federal University. Russia, 236041, Kaliningrad, st. A. Nevskogo, 14.

---

*Received in October 2019*

**Для цитирования:**

Кужахметова Э.Р. Расчетное проектирование каркасного здания с учетом обобщенных жесткостей и нагрузок основания и фундамента (Часть 1) // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2019. № 12. С. 34–46. DOI: 10.34031/2071-7318-2019-4-12-34-46

**For citation:**

Kuzhakhmetova E.R. Numerical design of frame buildings taking into account the generalized stiffness and load of soil and foundation. Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov. 2019. No. 12. Pp. 34–46. DOI: 10.34031/2071-7318-2019-4-12-34-46