

СЕКЦИЯ 2. КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА. ЭНЕРГЕТИЧЕСКОЕ И СПЕЦИАЛЬНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Подсекция 2.1 ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Аветисян Л.А., аспирант кафедры ЖБК ИСА

Научный руководитель –

Тамразян А.Г., д-р техн. наук, проф., Советник РААСН

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ 25-ЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ ПРИ ОГНЕВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

DYNAMIC ANALYSIS OF 25- STORY FRAME BUILDING UNDER FIRE EXPOSURE

Сценарии возникновения динамического нагружения в высотных зданиях бывают различными. В данной статье анализируется наиболее опасный сценарий: мгновенное удаление одного несущего элемента в условиях огневых воздействий. Оставшиеся колонны работают при динамически нарастающей нагрузке [1].

В настоящее время расчет конструкций на динамические нагрузки производится по методу предельных состояний - по несущей способности (предельные состояния первой группы).

При расчете по первой группе рассматриваются три случая достижения предельного состояния: 1а, 1б, 1в (см. рис.1а)) [2]. Поскольку аналитически построенные диаграммы деформации, которые имеют криволинейное очертание, выразить одной общей функцией сложно, в дальнейшем будем использовать упрощенную диаграмму "М-1/r" в виде ломаной линии, состоящей из трех прямых (см. рис. 1 б)).



Рис. 1. а) Диаграмма момент-кривизна и предельные состояния, возникающие в элементе, б) Диаграммы деформаций внецентренно сжатых элементов, при различных эксцентриситетах:

диаграмма "а" – эксцентриситет e_{01} ; "в" – эксцентриситет e_{02} ; "с" – e_{03} ; "д" – e_{04} ;

$$e_{04} < e_{03} < e_{02} < e_{01}$$

Исследования показывают, что нормировать предельное состояние 1б (см. рис. 1) внецентренно сжатых элементов более удобно по пластическим углам раскрытия в шарнирах пластичности, возникающих за время работы конструкции только в пластической стадии.

Условие прочности конструкции (при образовании в ней n шарниров пластичности) принимает вид:

$$\psi_i \leq \psi_{i,u} \quad (i=1,2,3,\dots,n). \quad (1)$$

Здесь ψ_i и $\psi_{i,u}$ - пластические углы раскрытия в i -ом шарнире пластичности, полученном из динамического расчета в пластической стадии. Для расчета величин углов раскрытия пластичности в разных температурах пожара при динамическом нагружении была разработана методика ЭВМ, встроенная в ПР Mathematica 10, на основе проведенных экспериментальных исследований [3].

Расчет позволяет построить диаграмму «момент – кривизна» сжатого железобетонного элемента, работающего в нормальных условиях и при огневых воздействиях (см. гр. 1а), а также построить график изменения статической и динамической прочности (см. гр. 1б) в зависимости от температуры.

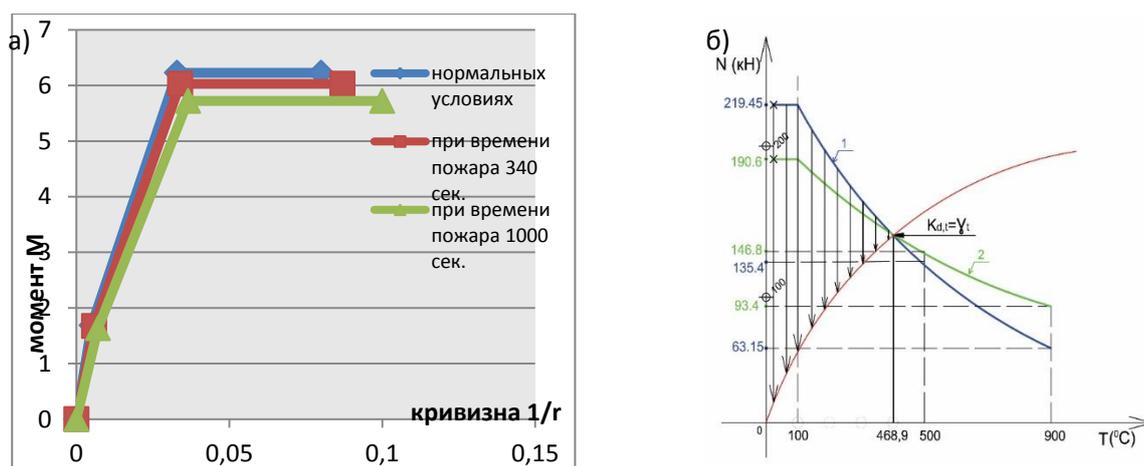


График 1. а) Зависимость «момент - кривизна» в разных условиях работы
б) Изменение 1) динамической, и 2) статической прочности железобетонной колонны при стандартном температурном режиме

Результаты расчета показывают, что время образования первых трещин в условиях огневых воздействиях происходит: при $T = 500^{\circ}C$ - в 1.3 раза, а при $T = 900^{\circ}C$ в 3.4 раза быстрее, чем в нормальных условиях. В нормальных условиях жесткость элемента в стадии без трещин в 1,16 раза больше, чем при температуре пожара $T = 500^{\circ}C$, и в 1,45 раза больше, чем при $T = 900^{\circ}C$.

Определенный интерес представляет задача определения температуры, при которой коэффициент динамичности по материалу будет равен статическому коэффициенту редукиции при пожаре $K_{dt} = \gamma_t$. Этот момент является исходной точкой развития опасной зоны работы колонны при динамическом нагружении. Для расчетного примера это происходит при температуре $468,9^{\circ}C$ (см. график 1 б)).

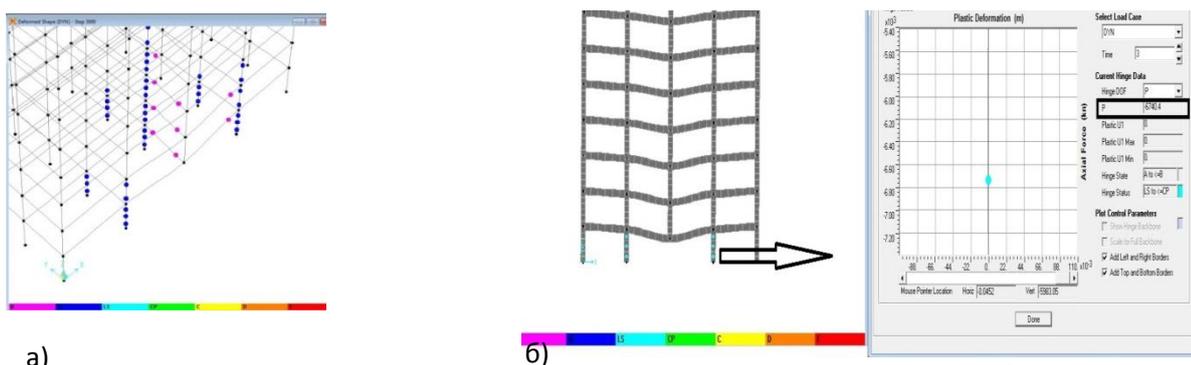
С использованием разработанной методики ЭВМ посчитаем разрушающие нагрузки железобетонных колонн каркаса 25-этажного здания при разных температурах пожара (см. табл.1).

Таблица 1

Величины динамических разрушающих нагрузок железобетонных колонн при разных температурах пожара

Температура	Разрушающая нагрузка
$T = 20^{\circ}C$	$N_{dyn, T=20^{\circ}C} = 11184,2 \text{ кН.}$
$T = 500^{\circ}C$	$N_{dyn, T=500^{\circ}C} = 4496,148 \text{ кН.}$
$T = 900^{\circ}C$	$N_{dyn, T=900^{\circ}C} = 2567,9 \text{ кН.}$

По нелинейно статическому расчету нагрузка, приходящаяся на колонну первого этажа по координате равна 7003 кН. После определения моды вертикального колебания здания (из которого определяем скорость приложения динамической нагрузки) задаем данную нагрузку снизу-вверх и выполняем нелинейно динамический анализ здания при температурах $20^{\circ}C, 500^{\circ}C, 900^{\circ}C$ (см. рис.2 а) б) и рис. 3) с помощью ПК Sap 2000 версии 12.



а) б) Рис.2. Состояние пластических шарниров при температуре: а) $T=20^{\circ}C$, б) $T=500^{\circ}C$

Максимальный угол раскрытия шарниров пластичности ($\psi_{max T}$), определяющий состояние деформирования «ключевых» элементов, находится в состоянии **LS** - безопасная стадия (при $T=20^{\circ}C$ и $T=500^{\circ}C$).

На рисунке 3 показано состояние пластических шарниров после нелинейно динамического анализа здания при $T=900^{\circ}C$, в данном случае разрушение в колоннах фиксируется при нагрузке $P=5178\text{кН}$.

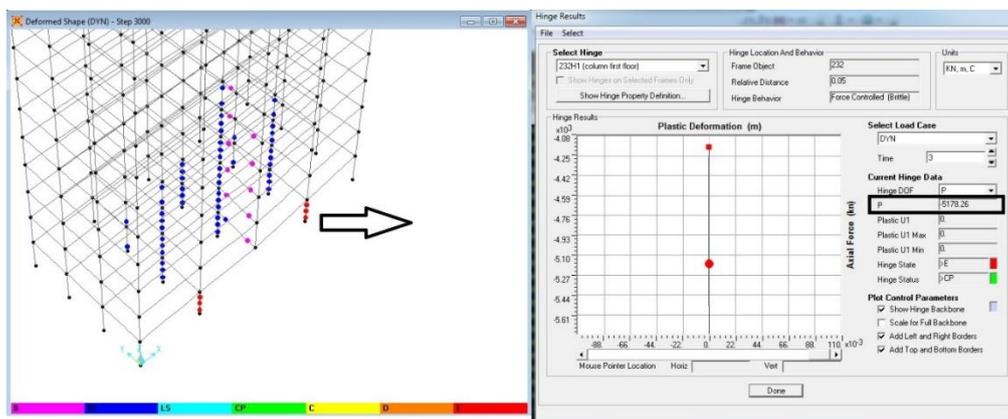


Рис. 3. Состояние пластических шарниров при температуре $T=900^{\circ}C$

Аналитический и численный анализ колонн 25-этажного каркасного железобетонного здания показывает, что стойкость каркаса при прогрессирующем обрушении, когда температура пожара $T=900^{\circ}C$, не обеспечена, о чем свидетельствует наличие недопустимых деформаций в шарнирах несущих элементов здания - стадия Е на рис. 3. Таким образом, расчет здания при разных термосиловых воздействиях с использованием шарниров пластичности, при расчете которых используются изменения статических и динамических прочностных свойств составляющих материалов, позволяют более точно оценивать сопротивляемость зданий прогрессирующему разрушению.

Работа выполнена при поддержке Министерства образования и науки РФ (грант Президента РФ №14.Z57.14.6545-НЦ)

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тамразян А.Г. Расчет внецентренно сжатых элементов при динамическом нагружении в условиях огневых воздействий // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 3.
2. Расторгуев Б.С. Предельные динамические нагрузки для каркасных производственных зданий при внешних взрывах Динамика железобетонных конструкций и сооружений: МИСИ, М., 1992. - С.18 – 37.
3. Тамразян А.Г., Аветисян Л.А. Экспериментальные исследования внецентренно сжатых железобетонных элементов при кратковременных динамических нагружениях в условиях огневых воздействий // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 4. С.24-28.

Аметшаев И.В., магистр 1-го курса ИСА

Научный руководитель –

Кунин Ю.С., канд. техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

УЧЕТ ИЗМЕНЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ СМР И В ПРОЦЕССЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ

В последнее время в сфере строительства учащаются случаи умышленного или случайного изменения расчетной схемы, без прогнозирования дальнейшей работы не-

сущих конструкций, того или иного здания или сооружения, непосредственно при производстве работ на строительной площадке или в процессе эксплуатации.

В основном это происходит из-за некомпетентности строительно-монтажной организации, при производстве работ, также бывают случаи нарушения условий эксплуатации объекта или при реконструкции здания могут быть не учтены некоторые нюансы прежней расчетной и конструктивной схемы. Таким образом, когда производится техническое обследование здания, выясняется, что фактическая расчетная схема серьезно отличается от расчетной, заложенной в проекте.

Самое удивительное, что внимания этому вопросу уделяется непозволительно мало.

Строительные организации должны нести ответственность не только на период строительства и гарантийный срок, но и гарантировать надежность и безопасность всего нормативного срока эксплуатации объекта, конечно при соблюдении условий эксплуатации

Застройщик должен сопровождать свое детище на протяжении всего жизненного цикла здания или сооружения, начиная с предпроектных решений и заканчивая демонтажем. К сожалению, такие организации можно пересчитать по пальцам.

Поверхностное изучение НДС и работы расчетной схемы приводит к плачевным результатам, нет четкого понимания фактической работы конструкции.

Постоянно поступают заказы на проведение обследования на предмет аварийности эксплуатирующегося того или иного сооружения.

Хотелось бы остановиться и привлечь ваше внимание конкретно на случаях искажения узлов расчетных схем при производстве работ, а именно на ошибках производства работ, абсолютного непонимания принципов работы конструкции.

Сюда можно отнести:

- Перепланировка внутреннего пространства с устройством дополнительных жестких узлов, связей и запрещением работы материала при температурных перепадах.

- Нагрузки от температурных воздействий, которые иногда попросту могут быть не учтены

- Изменение условий эксплуатации объекта относительно тех решений, которые были согласованы на стадии проектирования.

- Произвольное выключение из работы сжатых или растянутых элементов, чье НДС просто распределяется между близлежащими конструкциями, которые и без того находятся в работе.

- Ослабление расчетных сечений несущих элементов по средствам проводки новых коммуникаций, установки нового оборудования, изменения технологических решений, которые не были учтены на стадиях разработки проектной и рабочей документации.

- Несовпадение фактического пятна застройки и пятна, прошедшего геологические изыскания

- При организации прогрессивных методов возведения здания в рекордные сроки, что сейчас повсеместно практикуется, без обоснования с точки зрения распределения напряжений и набора прочности несущих элементов, может пагубно отразиться на работе и НДС конструкций, возведенных ранее и воспринимающих на себя нагрузки

зачастую превышающие допустимые, что напрямую влияет на долговечность, износ и работоспособность конструкции, что также нередко влечет за собой изменение расчетной схемы.

- При производстве работ по реконструкции зданий или сооружений, в процессе чего разрабатывается проект реконструкции, основываясь на схеме работы здания указанной в проектной документации, не учитывая реальную картину работы, НДС, перераспределение напряжений.

Все эти факторы, влияя в совокупности, оказывают пагубное воздействие на сооружение, зачастую приводя к аварийным ситуациям, а также гибели людей.

Нужно относиться к этому очень серьезно и уделять большее внимание вопросам фактического состояния работы конструкции, сюда можно включить всевозможный мониторинг НДС, учет факторов влияющих на расчетную схему здания или сооружения, детальное и всеобъемлющее изучение фактической расчетной схемы при производстве постстроительных проектных решений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия (актуализация СНиП 2.01.07-85).
2. *Кунин Ю.С., Колесов А.И., Ямбаев И.А., Морозов Д.А.* Усиление и расчет стальных конструкций из тонкостенных холодногнутох профилей с учетом податливости узловых соединений Вестник МГСУ. 2012. № 11. С. 74-81.
3. *Перунов А.С., Кунин Ю.С., Котов В.И.* Расчетный анализ напряженно-деформированного состояния исторической части здания «круговое депо» Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 5. С. 50-51.
4. *Михайлова Л.И., Кунин Ю.С., Котов В.И.* Результаты комплексного обследования моста через сооружения Иваньковского гидроузла (плотину № 21 и гэс № 191) в г. Дубне
5. Вестник МГСУ. 2013. № 11. С. 123-131.
6. *Кунин Ю.С., Котов В.И.* Комплексное обследование памятников архитектуры для разработки проекта реставрации. Вестник МГСУ. 2011. № 1-2. С. 209-215.

Барбашев Н.П., ст. преподаватель кафедры ЖБиКК

Научный руководитель –

Жарницкий В.И., д-р техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО СВОДА В ГРУНТЕ НА ДЕЙСТВИЕ ВОЛНЫ СЖАТИЯ

1. Введение

Железобетонные криволинейные стержневые конструкции, подверженные воздействию динамических нагрузок, применяются в строительстве подземных сооружений (арки, своды, кольца, обделки).

Рассматривается задача о расчете свода, загруженного динамической нагрузкой.

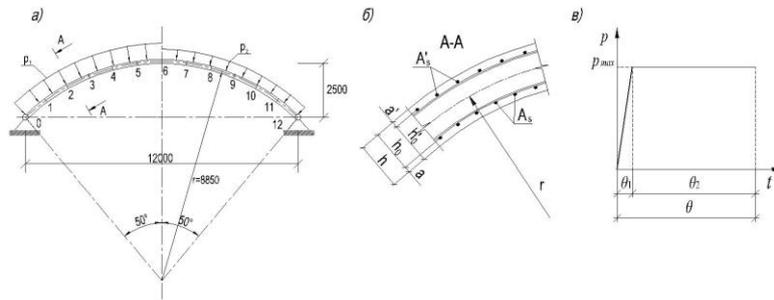


Рис. 1. а) Схема нагружения свода; б) Поперечное сечение; в) Закон изменения динамической нагрузки во времени

Исходные данные.

- Нагрузка

Динамическая – волна сжатия в грунте. Закон изменения во времени - Рис.1в. $\theta_1 = 0,01 \text{ с}$; $\theta_2 \rightarrow \infty$; $p_1 = 870 \text{ кН} / \text{м}^2$; $p_2 = 696 \text{ кН} / \text{м}^2$. Статическая нагрузка от веса грунта не учитывается.

- Геометрические характеристики

Пролет $l = 12 \text{ м}$. Радиус оси свода - $r = 8,85 \text{ м}$. Стрела подъема - $f = 2,5 \text{ м}$. Поперечное сечение прямоугольное - $h = 1,5 \text{ м}$; $b = 1,0 \text{ м}$. Рабочая высота поперечного сечения - $h_0 = h_0' = 1,5 - 0,05 = 1,45 \text{ м}$. Продольная арматура класса А500, $A_s = A_s' = 0,015 \text{ м}^2$ (Рис.1б).

- Материалы

Бетон класса В30 [1] - $\rho_b = 2500 \text{ кг} / \text{м}^3$; $R_b = 17 \text{ МПа}$; $E_b = 325 \cdot 10^8 \text{ Па}$; $\varepsilon_{b, \text{пред}} = 0,003$.

Арматура класса А500 [1] - $R_s = 435 \text{ МПа}$; $E_s = 2000 \cdot 10^8 \text{ Па}$; $\varepsilon_{s, \text{пред}} = 0,025$.

- Расчетный коэффициент постели грунта: $K_{zp} = 38 \left[\text{м} / \text{м}^3 \right]$.

2. Расчет свода на основе численных методов решения дифференциальных уравнений в частных производных

Расчет производится на основе решения замкнутой системы уравнений, позволяющих выполнить упругопластический расчет криволинейных железобетонных конструкций при действии динамических нагрузок [2].

Принятые обозначения:

$Q(x, t)$ - поперечная сила; $M_k(x, t)$ - изгибающий момент в сечении; $N(x, t)$ - продольная сила; $w(x, t)$ - перемещение точки по координате Y ; $v(x, t)$ - перемещение точки по координате X ; $y_{c.m.}(x)$ - расстояние от верхнего волокна до геометрического центра тяжести сечения; $y_N(x, t)$ - расстояние от верхнего волокна до точки приложения равнодействующей продольного усилия; t - время; $K_x(x)$ - коэффициент упругого отпора основания при перемещении точки по координате X ; $q_y(x, t)$ - заданная поперечная распределенная динамическая нагрузка; $m(x)$ - погонная масса; $b(x)$ - ширина поперечного сечения.

Уравнения колебаний свода:

$$\frac{\partial N(x, t)}{\partial x} + \frac{Q(x, t)}{r(x)} + m(x) \cdot \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial t^2} = 0; \quad (1)$$

$$-Q(x,t) + \frac{\partial M_k(x,t)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(N(x,t) \cdot (y_{u.m.}(x) - y_N(x,t)) \right) + K_x(x) \cdot v(x,t) \cdot b(x) \cdot y_{u.m.}(x) = 0; \quad (2)$$

$$\frac{\partial^2 M_k(x,t)}{\partial x^2} - \frac{\partial}{\partial x} \left(N(x,t) \cdot \gamma(x,t) \right) - \frac{N(x,t)}{r(x)} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(N(x,t) \cdot (y_{u.m.}(x) - y_N(x,t)) \right) + \quad (3)$$

$$+ \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x(x) \cdot v(x,t) \cdot b(x) \cdot y_{u.m.}(x) \right) - \left(-m(x) \cdot \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} + q_y(x,t) \right) \cdot b(x) = 0.$$

Изменение кривизны:

$$k_c(x,t) = \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial x^2} - \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v(x,t)}{r(x)} \right). \quad (4)$$

Продольная деформация:

$$\varepsilon_c(x,t) = \frac{\partial v(x,t)}{\partial x} - \frac{w(x,t)}{r(x)}. \quad (5)$$

Для связи между усилиями и деформациями использованы определение усилий, учитывающие диаграммы $\sigma - \varepsilon$ арматуры и бетона (Рисунок 2):

$$M_k(x) = f_1(\kappa_c(x), \varepsilon_c(x)); N(x) = f_2(\kappa_c(x), \varepsilon_c(x)). \quad (6)$$

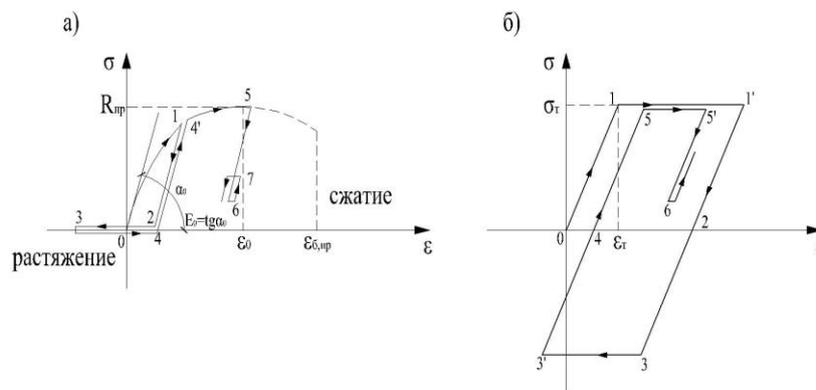


Рис. 2. а) Расчетная диаграмма деформирования бетона при сложной истории нагружения; б) Расчетная диаграмма деформирования арматуры из малоуглеродистой стали

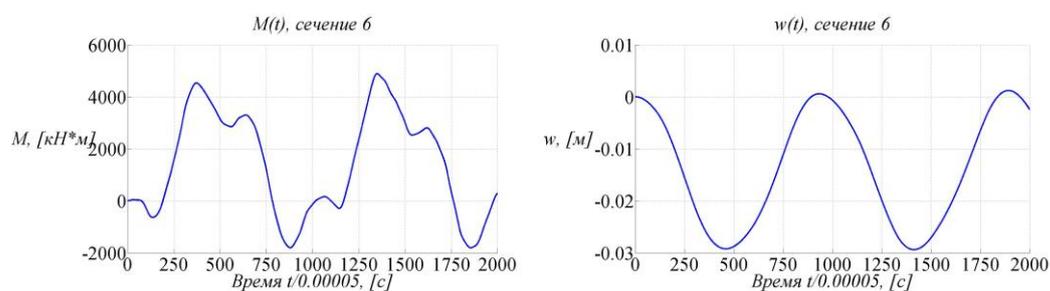
Расчет выполняется методом прямых решения дифференциальных уравнений в частных производных [3]. В результате получены системы обыкновенных дифференциальных уравнений второго порядка (выражающие поперечные и продольные колебания конструкций) и система алгебраических уравнений (условия неразрывности деформаций). Данная методика подробно представлена в [2].

3. Пример расчета

Разработана компьютерная программа. Свод разделен на 12 отрезков $n=12$ ($i=0,1,2,\dots,12$) (Рис. 1а). Шаг счета по времени: $\tau = 0,00005c$. Поперечное сечение разделено на 10 равных отрезков (волокон) $m=10$ ($i=0,1,2,\dots,10$), длина волокна - $c = h/m = 1,5/10 = 0,15m$.

Расчет ведется по первому предельному состоянию до достижения одного из критериев: предельные деформации сжатого бетона $\varepsilon_{b,макс} \leq \varepsilon_{b,пред} = 0,003$, предельные деформации растянутой арматуры $\varepsilon_{s,макс} \leq \varepsilon_{s,пред} = 0,025$, отношение кривизны $\kappa_{c,макс} / \kappa_{c,T} \leq 3$ ($\kappa_{c,T} = 0,00068$). Результаты сведены в таблицу 1.

	Сечение 1	Сечение 3	Сечение 5	Сечение 6	Сечение 9
$M, [кН \cdot м]$	1904	3425	4555	4885	2402
$N, [кН]$	13457	13151	13103	12508	13497
$Q, [кН]$	-410	584	-500	215	-546
$w, [м]$	-0,0086	-0,0224	-0,0291	-0,0294	-0,00197
$v, [м]$	0,00304	0,00371	0,00141	-0,00155	-0,00372
ε_c	0,00218	0,00213	0,00212	0,00202	0,00218
$\kappa_c, [1/м]$	0,00075	0,00104	0,00135	0,00137	0,00075
$\varepsilon_{b, \max}$	0,0024	0,0029	0,0031	0,0031	0,0026
$\varepsilon_{s, \max}$	0,0024	0,0029	0,0030	0,0030	0,0025

Рис. 3. Изменение M и w во времени для сечения №6

Результаты расчетов показывают (Таблица 1) что в сечениях №5,6 происходит исчерпание несущей способности бетона по первому предельному состоянию - разрушение бетона сжатой зоны ($\varepsilon_{b, \max} \leq \varepsilon_{b, \text{пред}} = 0,003$).

4. Выводы

- 1) Решена задача о расчете железобетонного свода, нагруженного динамической нагрузкой.
- 2) Записаны уравнения упругопластических колебаний свода, решение которых производится с помощью численных методов.
- 3) Расчеты позволили оценить несущую способность конструкции с помощью критериев расчетных предельных состояний. Определяющим критерием явилась прочность сжатого бетона. Деформации в арматуре и кривизна не достигают своих предельных значений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-101-2003. Москва, 2012.
2. Жарницкий В.И., Барбашев Н.П. Колебания криволинейных железобетонных конструкций при действии интенсивных динамических нагрузок //Научное обозрение. 2015. №4.-с.147-154.
3. Бахвалов Н.С., Жидков Н.П., Кобельков Г.М. Численные методы. Учеб. пособие. М.: Наука. 1987.

4. *Жарницкий В.И., Голда Ю.Л., Курнавина С.О.* Развитие повреждений в железобетонной раме при сейсмических воздействиях. Материалы III Всероссийской конференции по бетону и железобетону. Т.2. С. 57-67. М, 2014.

5. *Тамразян А.Г.* Анализ риска как инструмент принятия решений строительства подземных сооружений. Жилищное строительство. 2012. № 2. С.67.

6. *Тамразян А.Г.* Рекомендации к разработке требований к живучести зданий и сооружений. Вестник МГСУ. 2011. № 21. С. 77-83.

7. *Курнавина С.О.* Циклический изгиб железобетонных конструкций с учетом упруго-пластических деформаций арматуры и бетона. Вестник МГСУ. 2011. №2т1. С.148-154.

8. *Горбатов С.В.* Расчет прочности внецентренно-сжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения на основе нелинейной деформационной модели. Вестник МГСУ. 2011. №2т1. С.72-77.

9. *Расторгуев Б.С., Ванус Д.С.* Оценка безопасности железобетонных конструкций при чрезвычайных ситуациях техногенного характера. Строительство и реконструкция. 2014 г. № 6. С. 83-89.

Бершадская Д.Е., аспирант кафедры технологии и организации строительства

Научные руководители –

Югов А.М., д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой технологии

и организации строительства

Таран В.В., канд. техн. наук, доц.

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры (Украина)

ПРИМЕНЕНИЕ НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКИ ДЛЯ КОЛОНН КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПАРКИНГОВ

Монолитное домостроение с каждым годом получает все большее развитие. В настоящее время актуально возведение зданий различной этажности с подземными паркингами. Это обусловлено увеличением количества автотранспорта и проблемой его размещения. Возведение таких объектов влечет за собой разработку новых объемно-планировочных и конструктивных решений, а также более эффективных технологий, обеспечивающих повышение интенсивности возведения зданий, их эксплуатационной надежности и долговечности.

При строительстве паркингов широкое применение нашли колонны круглого сечения. По периметру здания целесообразно применение и возведение колонн прямоугольного сечения. Это обусловлено спецификой восприятия нагрузок. В центральной же части более экономичным и эффективным является возведение колонн круглого сечения. Последнее решение имеет ряд преимуществ: уменьшение расхода бетона; улучшение обзора внутри паркинга; круглые колонны менее «травматичны» для автомобиля в случае скользящего столкновения с колонной; более эстетичный вид. Так же нельзя не отметить, что при бетонировании круглых колонн практически исключает появление в их нижней части не пробетонированных фрагментов бетонной смеси. В прямоугольных колоннах такие не пробетонированные, дефектные участки весьма часто появляются в углах нижней части колонн.

С появлением на рынке многообразия опалубочных элементов, изменения архитектурно - конструктивных решений, отделки поверхностей возникает вопрос о выборе технологии устройства монолитных колонн круглого сечения в гражданских

зданиях. Проблема выбора технологии связана с ответом на вопрос: насколько технологична та или иная конструкция, в каких условиях использования она технологична.

Актуальность решения данной проблемы подтверждается значительным ростом объемов каркасно-монолитного строительства и необходимостью в принятии правильных обоснованных решений по устройству несъемной опалубки колонн круглого сечения.

В настоящей работе рассматриваются конструкции несъемных опалубок для колонн. Сравнимые опалубочные системы после заполнения их бетонной смесью, выполняют функции не только элемента декора, но и служат для защиты колонны в процессе ее эксплуатации.

В настоящее время на строительном рынке представлены следующие типы опалубки для колонн круглого сечения: многоразовая опалубка колонн (стальная, пластиковая); одноразовая опалубка колонн (керамические и стеклянные блоки; сборные железобетонные, металлические, картонные трубы и др.)

Анализ существующих систем несъемных опалубок для возведения монолитных колонн круглого сечения позволил определить, что при возведении монолитных гражданских каркасных зданий целесообразно использовать в качестве несъемной опалубки прочный картон и пенополистирол [2].

Опалубка из прочного картона для бетонирования колонн изготавливается методом многослойной спиральной навивки на вал. В процессе производства картон по специальной технологии пропитывается водостойким полимерным клеем и получает необходимую прочность после его затвердевания.

Опалубка колонн из прочного картона имеет ряд преимуществ: быстрая установка; малый вес и высокая прочность; опалубка устанавливается без крана в любом помещении; дает наилучшее качество поверхности бетона, колонны не требуют дополнительных отделочных работ; имеет повышенную теплоизоляцию по сравнению со стальной опалубкой. Внутренние диаметры картонной опалубки — от 15 до 120 см. Максимальная высота опалубки — 30 м. Масса опалубки колонн варьируется от 1,8 до 40 кг/м (в зависимости от диаметра).

Также пользуется популярностью пенополистирольная опалубка. С внешней стороны она имеет круглое сечение, тогда как внутри может быть прямоугольного, квадратного сечения, в зависимости от предъявляемых требований к вертикальным конструкциям монолитного каркаса.

Однако, при применении несъемной опалубки необходимо решить ряд принципиальных вопросов: монтаж опалубки, ее выверка, временное и окончательное закрепление, бетонирование, уплотнение бетона и уход за ним. Должны быть разработаны средства механизации, обеспечение принудительного и безвыверочного монтажа ее элементов.

Колонна армируется каркасами. Вязка каркасов осуществляется на строительной площадке. После установки арматурного каркаса устанавливают опалубку. Опалубка колонн устанавливается строго вертикально поверх арматурного каркаса. Крепление колонн в верхней части осуществляется с помощью специальных муфт. Легко перемещаемый стальной манжет закрепляется на опалубке с помощью встроенного стопорного винта, после чего крепятся наклонные стойки (раскосы), и опалубка устанавливается вертикально. Временная устойчивость в нижней части несъемной опалубки осуществляется с использованием манжета, обеспечивающего неизменное положение в период бетонирования.

Ведущим процессом при возведении каркасных зданий из монолитного железобетона является процесс бетонирования. Бетонную смесь на строительную площадку доставляют с завода - изготовителя. На площадке производится ее перегрузка в приемный бункер бетононасоса либо в бункера (схема «кран-бункер»). Затем бетон подается уже непосредственно в опалубку. Укладку бетонной смеси по схеме «кран-бункер» целесообразно применять при средней интенсивности бетонных работ: 40...45 м³ в смену (до 8м³/ч) [1]. Применение автобетононасоса целесообразно при наличии большого объема работ.

Способ транспортирования бетонной смеси должен исключать возможность попадания атмосферных осадков, нарушения однородности смеси, потери цементного раствора и воздействие на нее ветра и солнечных лучей, обеспечивать сохранение однородности бетона. Машины для доставки бетонной смеси подбираются с учетом дальности доставки, подвижности смеси, типа дороги, вида основного механизма и емкости их приемных бункеров.

На строительной площадке осуществляется контроль за соблюдением правил производства работ, который охватывает все технологические операции, включая установку опалубки, арматуры, транспортирование смеси, укладку и уплотнение ее в опалубке, уход за твердеющим бетоном.

Непосредственно на строительной площадке у места укладки проверяют однородность и подвижность бетонной смеси. На месте укладки бетонной смеси в конструкцию отбирают серию из 2...3 одинаковых контрольных образцов-кубиков. Выдерживают образцы в тех же условиях, что и бетонированная конструкция.

Перед началом бетонирования проверяют соответствие опалубки проекту, положение и качество арматуры, закладных деталей, геометрические размеры опалубки, ее прочность и устойчивость, наличие приспособлений для безопасного и удобного ведения работ. Результаты проверки оформляют актом. При бетонировании ведется систематический контроль за укладкой бетонной смеси. Согласно СНиП 3.03.01-87 укладка производится горизонтальными слоями одинаковой толщины без разрывов, с последовательным направлением укладки бетона в одну сторону во всех слоях.

После укладки бетонной смеси необходимо произвести ее уплотнение.

Существуют несколько способов уплотнения бетона в опалубках круглого сечения: глубинным вибрированием, штыкованием и внешним вибрированием. Глубинное вибрирование осуществляется глубинными вибраторами, погружаемыми в бетонную смесь, оболочка стержня при этом неподвижна. Штыкование бетона производят вручную стержнями, длина которых больше длины трубы. Оболочка стержня при этом способе также неподвижна, а бетон уплотняется под воздействием перемещаемых стержней.

При устройстве опалубки в виде прочного картона и пенополистирола рекомендуется выполнять уплотнение бетонной смеси штыкованием либо применять литые смеси. Данные способы дают возможность минимизировать нагрузки на стенки опалубки и арматурный каркас от вибраторов. Применение литых самоуплотняющихся смесей исключает динамические воздействия на опалубку, но увеличивает стоимость конструкции до 20%.

Следующий этап – выдерживание и уход за бетоном до проектной прочности, указанной ППР.

Усовершенствование технологии работ в строительстве заключается в том, что трудозатраты по устройству монолитных колонн в несъемной опалубке должны

уменьшаться, а производительность процесса увеличиваться. При этом работы должны отвечать проектному качеству, а проектное качество - нормам.

Стоимость несъемной опалубки в среднем в 3 раза больше чем сборно-разборной (по ценам 2014 года), за счет оборачиваемости последней. Но с каждым циклом бетонирования сборно-разборная опалубка теряет свои свойства. После каждого цикла бетонирования за опалубкой необходим специальный уход: очистка, смазка, контроль за неизменяемыми геометрическими параметрами, складирование и пр.

Несмотря на очевидный проигрыш в цене при закупке опалубочного материала для колонн, несъемная опалубка имеет ряд преимуществ:

- на строительную площадку выполняется доставка только необходимой партии опалубки;

- опалубка устанавливается на подготовленные места для заливки бетонной смеси, без складирования и хранения;

- установка несъемной опалубки колонн не требует подъемных механизмов, достаточного 1-2 человека. Полностью исключаются трудоемкие операции, что значительно увеличивает скорость возведения колонн;

- уменьшаются затраты труда при монтаже (несъемная опалубка не требует дополнительной сборки на монтажном горизонте);

- исключаются работы по демонтажу и работы, связанные с очисткой и обработкой поверхности для последующего применения.

При принятии решений возведения здания одним из основных критерием выбора технологии устройства вертикальных конструкций является себестоимость изделия. Применение несъемной опалубки позволяет сократить трудозатраты до 35% в сравнении с инвентарной опалубкой.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Афанасьев А.А.* Бетонные работы [Текст]: Учебник для проф. обучения рабочих на производстве. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Высш. шк., 1991. – 288 с.

2. *Югов А.М.* Исследование эффективности организационно-технологического процесса возведения колонн паркинга в несъемной опалубке / А.М. Югов, В.В. Таран, Н.С. Коннов, Д.Е. Бершадская // Motrol, commission of motorization and energetics in agriculture. An international journal on operation of farm and agri-food industry machinery 2014, Vol 14 - №5. - pp. 267-273.

Бунт А.М., аспирант кафедры ТОСП ИСА

Научный руководитель –

Гончаров А.А., канд. техн. наук, проф., ст. научный сотрудник

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

АНАЛИЗ ЭКСПЛУАТАЦИИ ОПАЛУБОЧНЫХ ЗАМКОВ В УСЛОВИЯХ РОССИЙСКИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ ПЛОЩАДОК

Одной из современных тенденций в области проектирования и производства опалубок, является разработка и оптимизация крепежных и соединительных элементов опалубочных щитов – универсальных замков. В данной статье представлены исследования по надежности и технологическим особенностям работы опалубочных замков, наиболее широко используемых в отечественном монолитном строительстве.

Исследования проводились в производственных условиях на заводе по производству щитовой опалубки ООО «Техноком – БМ» и на строительных площадках Москвы и Московской Области (ЖК «Триколор» Проспект Мира 188б, Монолитный Индивидуальный проект ул. Бутлерова 13, г. Щелково, ул. Шмидта д.1 Перинатальный центр и др. объекты).

В опалубочных системах применяются клиновые, эксцентрикковые, универсальные и другие типы замков, различающиеся по принципу действия. На рисунке 1, приведены основные типы замков, используемые на отечественных строительных площадках.

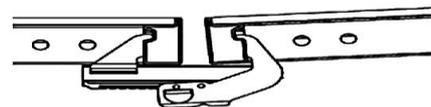


Рис. 1. Типы замков:
а - эксцентрикковый; б - универсальный; в – клиновой

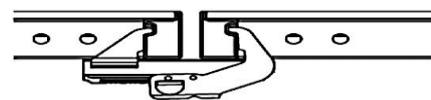
Наибольшее распространение на отечественных строительных площадках получили универсальные замки (типа Peri BFD) и клиновые (типа Doka). В работе этих замков можно выделить следующие особенности:

1. Универсальный замок выравнивает и стягивает щиты, обеспечивает угловое сопряжение щитов (внешний угол) и позволяет собирать и зажимать доборные вставки. Благодаря зубчатой рейке замка и винтовым канавкам клина создается эффект червячной передачи, отлично сопротивляющейся вибрации. Замок так же выполняет роль выравнивающего ригеля, так как корпус замка является плоскостью, к которой прижимаются ребра и профиль щитов опалубки. Работа замка конструктивно представлена на рисунке 3.

Начальное положение. Щиты находятся не в одной плоскости и не стянуты между собой. Клин замка в верхнем положении:



Промежуточное положение. При забивании клина щиты выравниваются в плоскость, но еще не соединены между собой:



Окончательное положение. Клин забит.

Щиты выровнены и стянуты между собой:

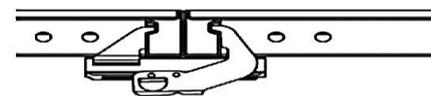


Рис. 3. Схема работы универсально замка

2. Клиновой замок только выравнивает и стягивает щиты, не обладая такими же конструктивными преимуществами, как универсальный замок.

К замкам предъявляют следующие требования, которые в свою очередь определяют их качественную работу:

- Возможность максимально быстро зажимать между собой опалубочные щиты;

- Получение плотных стыков щитовой опалубки, обеспечивающих ровную бетонную поверхность;
- Способность воспринимать как растягивающие, так и сжимающие усилия;
- Отсутствие постепенного «соскальзывания» при динамических нагрузках (например, ударах монтажным молотком).
- Наличие конструктивных особенностей замка, благодаря которым попадание раствора, краски, штукатурки не влияет на его работоспособность.

На отечественных строительных площадках применяются различные копии универсального и клинового замков, изготавливаемые на территории Российской Федерации, в Китае и Турции. В условиях отечественных строительных площадок данные замки систематически получают следующие основные повреждения:

- 1) Разрушение (деформация) элементов опалубочных замков. Так на фото 1, представлен замок, у которого произошло разрушение базовой скобы.
- 2) Разрушение (фото 2), изгибание, деформация (фото 3) клина опалубочного замка
- 3) Отсоединение базовой скобы от подвижной. (Фото 4).



Фото 1.

Фото 2.

Фото 3.

Фото 4.

С целью установления причин систематических повреждений используемых замков и способов их устранения были отобраны 3 разрушенных замка (маркировка на замках – Гамма, Delta, один образец без маркировки) и выполнено их сравнение с оригинальным замком фирмы Peri.

Исследования проводились рентгеноспектральным методом на электронно – зондовом микроанализаторе с энергодисперсионной системой. Основной принцип работы данного оборудования заключается в выявлении содержания основных и примесных элементов методами количественного химического анализа. На основании химического состава делается вывод о соответствии исследуемого образца определенной марке стали.

Результаты исследования материала представлены в таблице 1.

Таблица 1

Результаты исследований

Наименование образца	Результаты	Временное сопротивление	Предел текучести
Образец №1 маркировка Гамма	09Г2С	500	350
Образец №2 маркировка Delta	Ст15	380	230
Образец №3 без маркировки	Ст20	420	250
Образец №4 маркировка Peri	20Х	600	300

Выполненный анализ обнаружил различия между используемыми марками стали у разрушенных образцов и оригинального замка. Неправильный выбор материала (использование стали с меньшим пределом прочности), является одной из главных причин возникновения преждевременных повреждений и сокращения проектных эксплуатационных сроков изделия. На основе имеющихся данных о надежности замков, изготовленных из стали 38ХА (временное сопротивление - 630 , предел текучести – 330), можно рекомендовать использовать данную сталь при изготовлении элементов опалубочных замков.

Вторая часть исследования проводилась по выявлению причин разрушений и деформаций клина опалубочного замка. На строительных объектах было визуально осмотрено, около 500 шт. образцов. Было выявлено, что часть замков комплектуется литыми клиньями (признаки – наличие «литника», поры и каверны в труднодоступных местах), а некоторые - коваными клиньями. При этом разрушения встречались только на литых клиньях. Как известно, технология штамповки дает более высокие показатели прочности, что достигается при помощи деформационного упрочнения, направленности волокна вдоль конфигурации детали, улучшению микрогеометрии поверхности. Таким образом, можно рекомендовать использовать только замки, укомплектованные коваными клиньями.

В третьей части исследования были определены причины отсоединения базовой скобы от подвижной. На пяти объектах было осмотрено около трехсот замков. Было выявлено, что отсоединение базовой скобы от подвижной чаще всего происходит на замках без ребра жесткости на подвижной скобе. В результате инструментальных измерений на пятидесяти образцах был определен недогиб стенок подвижной скобы (в соответствии с чертежом расстояние между стенками должно быть – 52 мм, на 24 образцах этот размер составлял 55 – 58 мм). Следовательно, можно утверждать, что отсоединение базовой скобы от подвижной происходит из – за неправильной формы внутренней пукли подвижной скобы, которая представляет собой окружность, что позволяет скобам легко разъединяться между собой. Автором статьи была предложена конструкция внутренней пукли в форме шестигранника. По данному проекту была изготовлена партия замков (в количестве 200 шт.), которая была поставлена на один из строительных объектов Московской области. Наблюдения за работой замков велись в течение одного года. Отсоединений базовой скобы от подвижной обнаружено не было. На этом основании рекомендуется использовать на строительных площадках замки с ребром жесткости и пуклей в форме шестигранника.

Исследование так же выявило ряд других, часто встречающихся дефектов и нарушений при эксплуатации опалубочных замков: Отсутствие (пропуск) сварочных швов при приварке рейки к базовой скобе; ослабление сжимания губок замка из – за нарушения сцепления клина с основным металлом замка после установки щитов опалубки в проектное положение, причиной которого являются геометрические отклонения в размерах клина; установка замков от одной опалубочной системы на другую (клиновой замок на профиль типа Peri), что может привести к падению щитов при перемещении их строительным краном.

По результатам исследования можно сделать следующие выводы: В целях повышения надежности опалубочных замков необходимо: использовать при изготовлении элементов опалубочных замков сталь 38ХА; использовать в производстве замки, укомплектованные только коваными клиньями; при изготовлении замков предусматривать ребро жесткости с внутренней пуклей в форме шестигранника; усилить технический надзор за качеством сварных швов и контролем основных размеров при изгото-

товлении замков; использовать комплектно опалубочные замки и щиты одного производителя.

По мнению автора, мероприятия, которые перечислены в выводах по результатам исследования могут повысить срок службы (эксплуатации) опалубочных замков, снизить трудоемкость проведения опалубочных работ, уменьшить вероятность разрушения опалубочных элементов при укладке и вибрировании бетона (в этот момент возникают максимальные нагрузки на элементы опалубочных систем). Так же внедрение предложений автора даст положительный эффект в области охраны труда.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Анпилов С.М.* Опалубочные системы для монолитного строительства. Издательство Ассоциаций строительных вузов. Москва 2005.
2. *Анпилов С.М.* Технология возведения зданий и сооружений из монолитного железобетона.
3. *Афанасьев А.А.* Технология строительных процессов. Москва 1997.
4. *Теличенко В.И., Терентьев О.М., Липидус А.А.* Учебник по Технологии строительных процессов. Москва «Высшая школа».
5. Опалубочные системы для монолитного домостроения. Справочно – методическое пособие. Выпуск 1. Кафедра технологии строительного производства.
6. *Абдуллин И.Б., Казаков М.Е., Казимиров И.А., Благодаров Ю.А., Афанасьев А.А., Терморективная опалубка//Патент РФ №2178492.* 2002.
7. www.peri.ru Дата обращения 5.03.2015.
8. www.tehnobm.ru Дата обращения 12.03.2015.

Васильченко Г.М., канд. техн. наук, доц.

кафедры архитектуры промышленных и гражданских зданий

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры (Украина)

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАРУЖНЫХ СТЕН ЗДАНИЯ С ВЕНТИЛИРУЕМОЙ ФАСАДНОЙ СИСТЕМОЙ «МАРМОРОК»

Фасадная теплоизоляция, в том числе с использованием вентилируемых воздушных прослоек, получила широкое распространение в Украине и за рубежом, как при новом строительстве, так и термомодернизации жилого и общественного фонда застройки. Такая фасадная система на современном этапе может обеспечить высокие нормативные требования по тепловой изоляции зданий. Незученным до сих пор является эффект использования таких систем, который может быть определен в натуральных условиях эксплуатации зданий. Результаты наблюдений позволят выработать единые подходы к термомодернизации зданий типовых серий. Одним из этапов энергоаудита зданий являются тепловизионные и инструментальные исследования. Первые дают, как правило, качественную картину. Вторые выявляют действительное состояние теплоизолирующей оболочки здания или ее элементов, однако требуют соответствующей инструментальной базы и длительных наблюдений.

Методика натуральных наблюдений может базироваться на рекомендациях ДСТУ Б В.2.6 -101 [1]. До издания этого документа тепловизионные наблюдения проводились по методике советской теплофизики, которая изложена в ГОСТ 26629-85 [2]. В некоторых современных рекламных проспектах и даже в научных работах демонстриру-

ются термограммы, сделанные с внешней стороны здания. Это справедливо для многих конструктивных решений, и совсем не годится для вентилируемых фасадных систем. Так в работе Е.К. Карапузова и В.Г. Сохи [3] при констатации недостатков вентилируемой системы указывается (стр. 12), что «увлажненный утеплитель промерзает и может находиться в таком состоянии весь период сохранения минусовой температуры воздуха, в результате чего стены промерзают». Для подкрепления этого факта авторы приводят термограммы с внешней стороны наблюдения. На приведенных термограммах видно «холодную» внешнюю поверхность облицовки, что даже очень хорошо. Если бы она была «теплой», то это свидетельствовало бы о значительных теплопотерях. А сказать, увлажненный или сухой утеплитель за этой облицовкой, невозможно. Про эффективность утепления и приблизительное значение приведенного сопротивления теплопередачи стены с вентилируемой системой можно рассуждать только при тепловизионных наблюдениях с внутренней стороны ограждения. Поэтому возникла насущная необходимость уточнения методики тепловизионных исследований, в том числе при изучении вентилируемых фасадных систем.

Определение температуры на поверхности ограждения с помощью инфракрасного пирометра является современным способом экспресс-анализа.

Получаемые указанными способами температурные поля следует приводить к расчетным внутренним и наружным условиям эксплуатации. Таковыми являются для жилого здания температура внутреннего воздуха $t_g = 20$ °С и наружного для первой температурной зоны $t_3 = -22$ °С.

Температура внутренней поверхности ограждения при расчетных температурных условиях согласно [1] определяется по формуле, имеющей вид

$$\tau_g = t_g - (t_g - \tau'_g) \cdot \frac{\alpha_{ge}}{\alpha'_g} \quad (1)$$

где τ'_g – температура внутренней поверхности при температурном напоре ($t_g - t_3$) без учета изменения коэффициента теплообмена внутренней поверхности, определяется по формуле

$$\tau'_g = t_g - (t_{ge} - \tau_{ge}) \frac{t_g - t_3}{t_{ge} - t_{3e}}, \quad (2)$$

где t_{ge} и t_{3e} – экспериментальные значения температур внутреннего и наружного воздуха, °С;

τ_{ge} – экспериментальное значение температуры внутренней поверхности;

α_{ge} – коэффициент теплоотдаче внутренней поверхности в эксперименте, Вт/(м²·К). Он может быть принят ориентировочно равным нормативному значению 8,7 Вт/(м²·К) или определен как сумма коэффициентов конвективного ($\alpha_{ке}$) и лучистого ($\alpha_{не}$) теплообменов в виде

$$\alpha_{ge} = \alpha_{ке} + \alpha_{не} \quad (3)$$

Коэффициент теплообмена α'_g при t_g и τ'_g определяется по формуле

$$\alpha'_g = \alpha'_{к} + \alpha'_n, \quad (4)$$

где $\alpha'_{к}$ – коэффициент конвективного теплообмена определяется по специальному графику [1] соответственно при $\Delta t = t_g - \tau'_g$. Для потолка получаемое значение умножается на 1,3, а для пола – на 0,7.

α'_n – коэффициент лучистого теплообмена также определяется по специальному графику [1] соответственно при значении средней температуры $t_{cp} = (t_e + \tau'_e)/2$.

Для выполнения исследований были выбраны объекты наблюдений - два пяти-этажные здания общежитий. Здания построены по серии 164-80-1 и расположены в городе Донецке. Общежитие № 5 представляет собою термомодернизированное (ТМ) здание, на котором выполнена термомодернизация, включающая дополнительное утепление стены с применением вентилируемой фасадной системы «Марморок», замену окон на современные из ПВХ - профилей и остекление лоджий. Здание общежития № 6 – нетермомодернизированное (НТМ).

В качестве измерительных приборов использовались тепловизор ThermoCAM E65 и инфракрасный пирометр IR608.

Методика исследований с использованием тепловизора в сокращенном виде состоит в следующем.

1. Намечались внутренние поверхности ограждения НТМ и ТМ зданий, устанавливались рэперы и выполнялся покадровый запись термограмм.

2. При настройке тепломера учитывался коэффициент излучения поверхности.

3. Скорость ветра не превышала 4 м/с для НТМ здания и 2,0 м/с для ТМ здания, что связано с разными значениями сопротивления теплопередаче стен соответствующих зданий.

4. Относительная влажность воздуха была значительно меньше 80 % при температуре внутреннего воздуха более 20 °С.

5. Атмосферное давление было в нормативных пределах: от 84 кПа до 106,7 кПа.

6. Показатели наружного воздуха измерялись на уровне 1,5 м на расстоянии не более 20 м (вручную, через каждые 3 часа), а внутреннего воздуха на высоте 1 м до 1,5 м от пола в центральной зоне помещения.

7. Поддерживались условия отключения влияния системы отопления и освещения.

8. Использовалась компьютерная программа обработки результатов наблюдений.

Замеры выполнялись в холлах на первом и пятом этажах обеих зданий. Было выбрано характерное место примыкания наружной стены к блоку лоджии. На стене намечались три вертикальных сечения, в которых осреднялись полученные значения температур внутренних поверхностей. По высоте исследовались угол на уровне пола, середина и верх стены, а также место соединения остекления лоджии со стеной.

Результаты натурных исследований

Холл, первый этаж. Цветовое поле термограмм показало места наибольших теплотерь, каковыми являются поверхности наружных стен и особенно нижний угол. В верхней части угла превышение температур в обоих домах составляет около 1,5 °С. В средней части стены зафиксировано практически равномерное температурное поле, причем в НТМ здании значения температур всего на 4,8 °С ниже. Самым холодным является стык стены с конструкцией остекления лоджии в НТМ здании. Здесь падение температур зафиксировано на уровне 11,7 °С. Такое положение свидетельствует о возможности возникновения конденсата на внутренней поверхности, особенно при расчетных температурах наружного воздуха.

Холл, пятый этаж. Зафиксированы температуры внутреннего воздуха соответственно в ТМ здании на уровне 22,8 °С, а в НТМ здании 21,8 °С. В первом случае температура оказалась на 2 °С ниже температуры первого этажа, что требует дальнейшего объяснения. Во втором - зафиксирована температура на 1,5 °С выше температуры первого этажа, это соответствует общей картине теплообмена в здании. В нижней части угла в ТМ здании оказалось холоднее на 2,1 °С по сравнению с первым

этажом. В НТМ здании зафиксированы еще большее значение выхолаживания угла, разница составляет 4,1 °С.

На основании тепловизионных исследований получены качественные картины распределения температур по внутренним поверхностям угловых стен, пола и потолка. В целом, проведенные исследования позволили довольно быстро и достаточно точно выявить места теплопотерь в НТМ здании. В ТМ здании пониженная температура поверхностей на последнем этаже по сравнению с первым указывает на наличие избыточных теплопотерь через покрытие, и это обстоятельство будет уточнено в проверке энергоэффективности всего здания при составлении энергетического паспорта здания.

Выводы и предложения

1. Для выявления термически однородных участков вентилируемых фасадных систем тепловизионную съемку следует проводить только внутри помещения, исключая влияние ламп накаливания и при обязательном экранировании имеющихся в помещении отопительных приборов.

2. Результаты расчетов показывают, что в ТМ здании эффект термомодернизации распространяется на все конструкции за исключением пола первого и потолка пятого (последнего) этажей. Что собственно и является доказательством того факта, что недостаточно утепления отдельных конструктивных элементов (стен и окон, как в рассматриваемом случае)

3. Методика проведения наблюдений за температурами внутренних поверхностей учтена при создании нормативного документа ДСТУ Б В.2.6-101.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Метод визначення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій: ДСТУ Б В.2.6-101:2010 – [Чинний від 2010-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008.– 83 с. – (Національний стандарт України).

2. Метод телевизионного контроля качества теплоизоляции ограждающих конструкций. Государственный стандарт: ГОСТ 26629-85. [Введен 05.10.1985]. – М.: Госстрой СССР, 1985. – 12с.

3. *Карапузов Є.К.* Утеплення фасадів: підручник. / Є.К. Карапузов, В.Г. Соха – К.: Вища освіта, 2007. – 319 с.

4. Теплова ефективність будинків. Якісне виявлення теплових відмов в огорожувальних конструкціях. Інфрачервоний метод (EN 13187:1998, IDT): ДСТУ Б EN 13187:2012 - [Чинний від 2013-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2013.– 27 с.

5. *Васильченко Г.М.* Натурные исследования в воздушной прослойке фасадной системы MARMAROK / Г.М. Васильченко. – К.: Научно-производственная конференция «Реконструкция жилья – 2010».

*Гаранжа И.М., канд. техн. наук, доц. кафедры металлических конструкций
Донбасская национальная академия строительства и архитектуры (Украина)*

МОДЕЛИРОВАНИЕ ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНОГО ХАРАКТЕРА РАБОТЫ СТАЛИ И БЕТОНА В СОСТАВЕ КОМПОЗИТНОЙ КОНСТРУКЦИИ

1. Актуальность темы

На сегодняшний день композитные строительные конструкции, представленные в виде стальных труб (с различной формой поперечного сечения), заполненных бетоном не являются инновационными, так как трубобетонные конструктивные решения

зданий и сооружений берут свои истоки еще с середины прошлого столетия, но, к сожалению, не приобрели в те годы достаточно широкого распространения [1-3]. В первую очередь это объясняется достаточно трудоемкой технологией их изготовления и недостаточно степенью изученности особенностей их работы под нагрузкой. Но спустя несколько десятилетий интерес к подобного рода композитным конструкциям резко возрос из-за повышенной прочности и долговечности, что дало толчок новому этапу их развития и популяризации как основных несущих элементов зданий и сооружений [4, 5]. Поэтому актуальными являются исследования, направленные на изучение их действительной работы под нагрузкой, поиск новых трубобетонных конструктивных решений с применением современных материалов, с целью повышения надежности и экономичности строительных объектов.

2. Способы моделирования поведения обжатого бетона при осевом сжатии

При расчете трубобетонных конструкций на действие различных силовых факторов, таких как сжатие, растяжение, изгиб, кручение, недостаточно использования физико-механических характеристик необжатого «свободного» бетона. В связи с чем, необходимо рассмотреть существующие способы учета объемного напряженного состояния бетона, возникающего за счет всестороннего обжатия стальной оболочкой (так называемые «модели деформирования бетона»), а также и их отличительные особенности, которые заключаются в особенностях работы замкнутого бетона под нагрузкой (см. рис. 1) [6-10]. Наиболее популярной, максимально точно описывающей поведение замкнутого бетона в трубе, считается модель американских ученых J.V. Mander, J.N. Priestley, R.N. Park, которая сегодня широко используется при определении параметров напряженно-деформированного состояния трубобетонных элементов, как аналитическими методиками, так и методом конечных элементов (Lira, ANSYS, ABACUS, NASTRAN и др.).

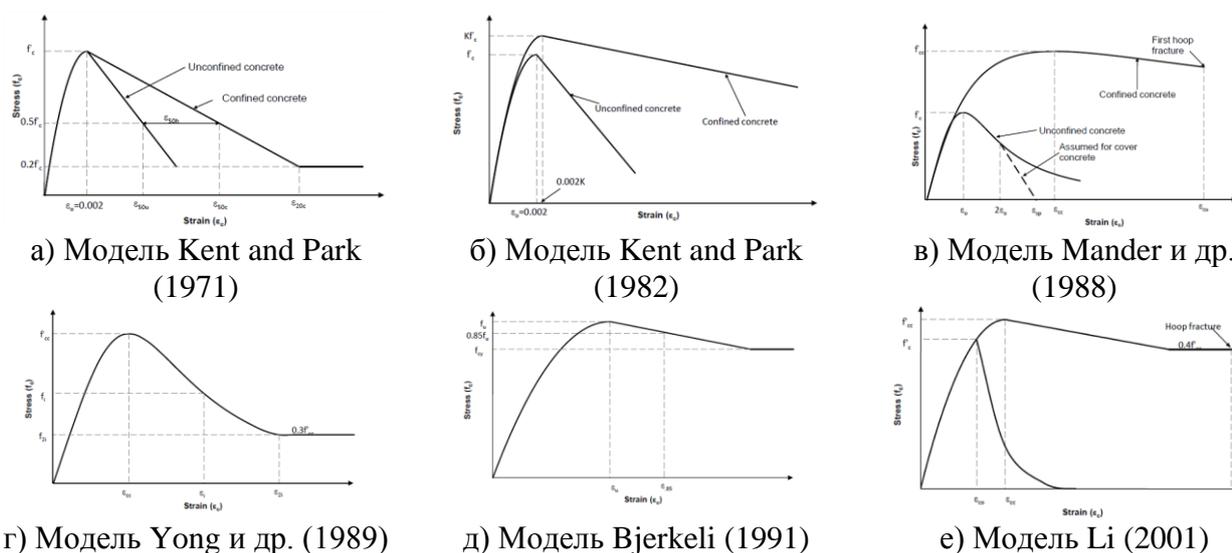


Рис. 1. Модели работы бетона в условиях обжатия стальной оболочкой

3. Возможности учета физически нелинейной работы стали

Помимо моделирования бетона, как нелинейного материала, для корректного численного описания работы трубобетонной конструкции под нагрузкой необходимо задать параметры физически нелинейного поведения стали. Это возможно реализо-

вать, используя методы аппроксимация диаграммы ее деформирования, которые могут быть применены в конечно элементном анализе строительных конструкций (и трубобетонных в частности) в специализированных программных комплексах, позволяющих учитывать в расчете рассматриваемое свойство стали [11-15]. Существует две основных модели физически нелинейного характера работы стали (два закона упрочнения):

- изотропное упрочнение (предполагается одинаковый механизм упрочнения, как при растяжении, так и при сжатии). Используется как при малых, так и при больших деформациях, однако не может использоваться для циклических нагрузок;

- кинематическое упрочнение (учитывает эффект Баушингера, который важен при расчетах циклических нагрузок, сопровождающихся пластическими деформациями; данный закон не приемлем при больших деформациях более 5-10%).

Наиболее популярными способами учета в расчетах конструкций нелинейного характера работы стали является применение кривых Рамберга-Осгуда и Банкина-Дзюбы-Хватана, которые могут использоваться как для высокопрочных, так и для сталей нормальной прочности. Данные кривые основаны на двух основных методах аппроксимации реальной кривой деформирования стали (рис.2):

- билинейной (используется при сравнительно небольших деформациях $\leq 5\%$);
- мультилинейной (используется при больших деформациях $> 5\%$).

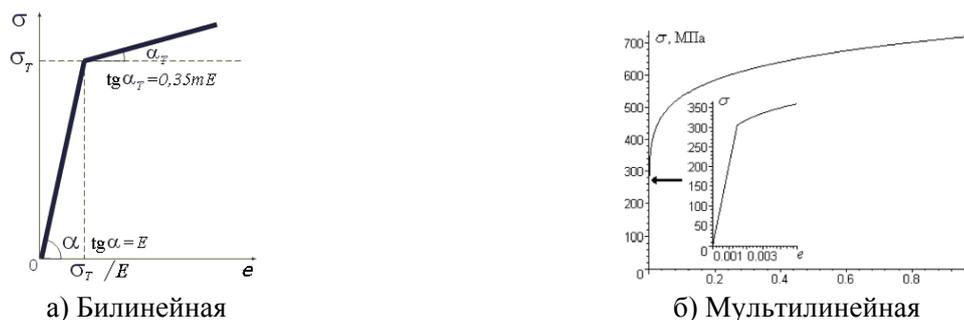


Рис. 2. Аппроксимации диаграмм деформирования стали

При билинейной и мультилинейной аппроксимации используются зависимости между напряжениями σ и деформациями ϵ , описанные выражениями (1) и (2) соответственно:

$$\sigma = \begin{cases} Ee & \text{– при } e < \sigma_T/E \\ \sigma_T + 0.35m(Ee - \sigma_T) & \text{– при } e \geq \sigma_T/E \end{cases} \quad (1);$$

$$\sigma = \begin{cases} Ee & \text{– при } e < \sigma_T/E \\ \sigma_T \left(\frac{e}{e_T}\right)^m & \text{– при } e \text{ от } \sigma_T/E \text{ до } 5 \sigma_T/E \end{cases} \quad (2),$$

4. Критерии пластичности бетона

Одним из способов моделирования бетона, как нелинейного материала, является введения в исходные данные для расчета критериев пластичности Друкера-Прагера (угол внутреннего трения φ и когезия c) [16-18], вычисляемые на основании данных, полученных по кривым (моделям) деформирования для бетона, обжатого металлической оболочкой, по формулам (3) и (4) соответственно:

$$\phi = \sin^{-1}\left(\frac{3}{1 + 2\frac{f_{cc}}{\sqrt{3}}}\right) \quad (3);$$

$$c = f_{cc} - 5\sqrt{3} \cdot \left(\frac{3 - \sin\phi}{6\cos\phi}\right) \quad (4),$$

где f_{cc} – расчетное сопротивление сжатию бетона в трубе.

Вывод: приведенные способы позволяют при численных исследованиях несущей способности трубобетонных конструкций корректно моделировать физически нелинейный характер работы стали и бетона (как составляющих композитной конструкции), что позволит повысить качество проектирования строительных объектов на их основе.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Стороженко Л.И.* Трубобетонные конструкции. – К: Будівельник, 1978. – 80 р.
2. *Стороженко Л.И.* Сталежелезобетонные конструкции / Л.И. Стороженко, А.В. Семко, В.Ф. Пенц // – Полтава: ПолНТУ, 2005. – 182 с.
3. *Duvanova I, Salmanov I.* Composite columns in a construction of tall buildings and structures. – Construction of Unique Buildings and Structures. – № 6 (21), 2014. – pp. 89–103.
4. *Cai S.H.* Modern Street Tube Confined Concrete Structures. – Communication Press, China. – 2003. – 358р.
5. *Гаранжа И.М.* Эффективные электросетевые конструкции на основе многогранных гнутых стоек – Сборник научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». – Одесса, 2013. – с. 45–50.
6. *Mander J.B.* Theoretical stress-strain model for confined concrete / J.B. Mander, J.N. Priestley, R. Park // Engineering Structures. – 116 (1989). – pp. 1804–1825.
7. *Mander J.B.* Observed stress-strain behavior of confined concrete / J.B. Mander, J.N. Priestley, R. Park // Engineering Structures. – 114 (1988). – pp. 1827–1849.
8. *Bresler B., Bereto V.* Influence of high strain rate and cyclic loading on behavior of unconfined and confined concrete in compression. – Proc. 2nd Can. Conf. on Earthquake Engrg., McMaster Univ, 1975. – pp. 1–32.
9. *Park R., Priestley M.J, and Gill W.D.* Ductility of square-confined concrete columns. – J. Struct. Div., ASCE. – №108 (4), 1982. – pp. 929–950.
10. *Popovics S.* A numerical approach to the complete stress-strain curves for concrete. – Cement and Concrete Researches. – № 3(5), 1973. – pp. 583–589.
11. *Garanzha I., Vatin N.* Analytical methods for determination a load capacity of concrete-filled tubes under axial compression. – Applied Mechanics and Materials. – vol. 633–634, 2014. – pp. 965–971.
12. *Ellobody E, Young B.* Nonlinear analysis of concrete-filled steel SHS and RHS columns. Thin-Walled Structures – № 44(8), 2006. – pp. 919–930.
13. *Johnson G. R. and Cook W. H.* Fracture characteristics of three metals subjected to various strains, strain rates, temperatures, and pressures // Eng. Fract. Mech. – № 21 (1985). – pp. 31–48.
14. *Dai X, Lam D.* Numerical modelling of the axial compressive behavior of short concrete-filled elliptical steel columns. – Construction Steel Researches. – № 66(4), 2010. – pp. 542–555.
15. *Portoles J.M, Romero M.L, Filippou F.C, Bonet J.L.* Simulation and design recommendations of eccentrically loaded slender concrete-filled tubular columns. – Engineering Structures. – № 33(5), 2013. – pp. 1576–1593.
16. *Drucker D.C., Prager, W.* Soil mechanics and plastic analysis for limit design. – Quarterly of Applied Mathematics. – vol. 10, №. 2, 1952.– pp. 157–165.
17. *Drucker D.C.* (1949) Relations of experiments to mathematical theories of plasticity, Journal of Applied Mechanics. – vol. 16, 1949. – pp. 349–357.
18. *Cazacu O. and Barlat F.* Generalization of Drucker’s yield criterion to orthotropy. Mathematics and Mechanics of Solids. – vol. 6, № 6 (2001), pp. 613–630.

Горячевский О.С., студент 4-го курса ИФО

Научный руководитель –

Кириянова Л.В., канд. физ.-мат. наук, доц.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

МОДЕЛИРОВАНИЕ КОЛЕБАНИЙ УПРУГОЙ СИСТЕМЫ ПОД ДЕЙСТВИЕМ СГЕНЕРИРОВАННОГО ПОЛЯ СЛУЧАЙНЫХ НАГРУЗОК

1. Применение случайных полей к динамическому расчету строительных конструкций

Зачастую, нагрузки в строительстве имеют вероятностный характер: ветровые, снеговые, гидродинамические и другие. Поведение таких нагрузок сложно описать аналитически без применения аппарата теории вероятностей. Рассмотрим, например, поведение тонкой прямоугольной пластины с шарнирным опиранием по контуру под действием поперечной случайной нагрузки. Уравнение колебаний тонкой пластин постоянной жесткости имеет вид [1]

$$D\nabla\nabla w(x, y, t) + m \frac{\partial w(x, y, t)}{\partial t} = q(x, y, t), \quad (1)$$

где m – масса единицы площади пластины, $D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu)}$, h – толщина пластины.

Для решения этого уравнения представим неизвестную функцию и нагрузку в виде разложения в двойные ряды Фурье по системе собственных функций однородного уравнения (1).

$$w(x, y, t) = \sum_{i,j} c_{ij}(t) W_{ij}(x, y), \quad (2)$$

$$q(x, y, t) = \sum_{i,j} b_{ij}(t) W_{ij}(x, y), \quad (3)$$

Коэффициенты $c_{ij}(t)$ и $b_{ij}(t)$ при нулевых начальных условиях определяются по формулам

$$c_{ij}(t) = \frac{1}{p_{ij}} \int_0^t b_{ij}(\tau) \sin[p_{ij}(t - \tau)] d\tau \quad (4)$$

$$b_{ij}(t) = \iint_S q(x, y, t) W_{ij}(x, y) dx dy, \quad (5)$$

где p_{ij} – частоты собственных колебаний пластины.

Для случая шарнирного опирания по контуру пластины известны собственные функции $W_{ij}(x, y) = \sin\left(\frac{i\pi x}{A}\right) \sin\left(\frac{j\pi y}{B}\right)$, а так же собственные частоты $p_{ij} = \left[\left(\frac{i\pi}{A}\right)^2 + \left(\frac{j\pi}{B}\right)^2 \right] \sqrt{\frac{D}{m}}$, где A и B – размеры пластинки вдоль осей x и y соответственно.

Нагрузка $q(x, y, t)$ имеет случайный характер, ее статистические характеристики и способ моделирования описываются в следующих главах.

2. Метод моделирования случайного стационарного однородного поля

Пусть $\xi(\vec{r}, t)$ – случайное поле. Если статистические характеристики поля $\xi(\vec{r}, t)$ зависят только от $\tau = t_1 - t_2$, то такое поле называется стационарным. Если зависят от $\bar{\rho} = \vec{r}_1 - \vec{r}_2$, то такое поле называют однородным.

Рассмотрим следующий метод моделирования [2] стационарных однородных скалярных нормальных случайных полей. Пусть $R(\bar{\rho}, \bar{\tau})$ – пространственно-временная корреляционная функция, полностью определяющая все характеристики таких полей. Пусть $G(\bar{s}, \omega)$ – функция спектральной плотности поля, также являющаяся характеристикой рассматриваемого класса случайных полей.

Так как рассматриваются две пространственные координаты, то

$$G(\bar{s}, \omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} R(\bar{\rho}, \tau) \cdot e^{-i(\bar{s} \cdot \bar{\rho} + \omega \cdot \tau)} d\bar{\rho} d\tau \quad (6)$$

трехмерное преобразование Фурье от корреляционной функции $R(\bar{\rho}, \bar{\tau})$ (обобщение теоремы Виннера-Хинчина)

Пространственно-временные фильтры (ПВФ) являются обобщением обычных временных фильтров. Линейные ПВФ описываются с помощью импульсной переходной характеристики.

Процесс линейной пространственно-временной фильтрации поля $\xi_1(\vec{r}, t)$ можно записать в виде трехмерной свертки

$$\xi_2(\vec{r}, t) = \xi_1(\vec{r}, t) * h(\vec{r}, t) \quad (7)$$

где

$$h(\vec{r}, t) = \frac{1}{(2\pi)^3} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} K(i\bar{s}, i\omega) \cdot e^{i(\bar{s} \cdot \bar{\rho} + \omega \cdot \tau)} d\bar{s} d\omega \quad (8)$$

Здесь $K(i\bar{s}, i\omega)$ – передаточная функция.

После процесса фильтрации получим

$$G_2(\bar{s}, \omega) = G_1(\bar{s}, \omega) |K(i\bar{s}, i\omega)|^2 \quad (9)$$

Таким образом, чтобы получить поле с заданной $G(\bar{s}, \omega)$ можно пропустить через ПВФ обобщенный белый шум с $\sigma = 1, m = 0$, а в качестве передаточной функции $K(i\bar{s}, i\omega)$ взять $\sqrt{G(\bar{s}, \omega)}$. Тогда $G_2(\bar{s}, \omega) = \sigma^2 \cdot \left| \sqrt{G(\bar{s}, \omega)} \right|^2 = G(\bar{s}, \omega)$, где $G_2(\bar{s}, \omega)$ – спектральная плотность мощности выходного поля.

3. Моделирование случайного поля с заданной корреляционной функцией методом формирующего фильтра

Рассмотрим реализации процесса для экспоненциальной корреляционной функции следующего вида:

$$K(\bar{\rho}, \tau) = e^{-a|\rho_x| - b|\rho_y| - c|\tau|}, \quad (10)$$

где $a > 0, b > 0, c > 0$ - параметры, которые можно определить экспериментально.

Тогда по формуле (1):

$$G(\bar{s}, \omega) = \frac{2a}{a^2 + s_1^2} \cdot \frac{2b}{b^2 + s_2^2} \cdot \frac{2c}{c^2 + \omega^2} \quad (11)$$

Используя формулы (3) и (2) получим

$$\xi(x, y, t) = \frac{\sqrt{8abc}}{\pi^3} \int_0^T K_0(c|t - \tau|) \int_0^B K_0(b|\varphi - \rho_y|) \int_0^A K_0(a|z - \rho_x|) \cdot D(\rho_x, \rho_y, \tau) d\rho_x d\rho_y d\tau, \quad (12)$$

где $K_0(|u|)$ – модифицированная функция Бесселя II-го рода [1], $D(\bar{r}, t)$ – обобщенный белый шум.

Так как корреляционная функция обобщенного белого шума

$$K(\bar{\rho}, \tau) = \delta(\rho_x) \delta(\rho_y) \delta(\tau),$$

где $\delta(x)$ – дельта функция Дирака, то это позволяет задавать $D(\bar{r}, t)$ на ограниченном множестве, оставляя неизменным $G(\bar{s}, \omega) = 1$. Данное обстоятельство существенно облегчает вычисления на ЭВМ, т.к. интегралы в формуле (7) преобразуются из несобственных 1 рода в обычные.

Т.к. функция $K_0(c|t|)$ имеет особенность в точке $t = 0$, то интеграл выше является несобственным второго рода. Докажем, что данный интеграл сходится, для этого рассмотрим следующий интеграл: $\int_{-a}^a K_0(|u|) \cdot \psi(u) du$, где произвольная функция $\psi(u) \in L_2[-q, q]$. Тогда в силу неравенства Коши-Буняковского [3]-[9] имеем [10]:

$$\int_{-q}^q K_0(|u|) \cdot \psi(u) du \leq \left(2 \int_0^q K_0^2(u) du\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\int_{-q}^q \psi^2(u) du\right)^{\frac{1}{2}} \leq \left(2 \int_0^\infty K_0^2(u) du\right)^{\frac{1}{2}} \cdot C = C \cdot \frac{\sqrt{2}\pi}{2},$$

где $C = const$. Из вышеуказанного очевидно следует и сходимость интеграла в (7).

Возьмем в качестве нагрузки на пластину $q(x, y, t) = k\xi(x, y, t)$, где k – некоторый коэффициент.

4. Реализация на ЭВМ

Для численной реализации были взяты следующие параметры, используемые в предыдущих главах:

$$E = 2 \cdot 10^{11}, \nu = 0.3, h = 0.02, m = 7800 \cdot 0.02 = 156, A = 4, B = 5, \\ T = 10, a = 2, b = 3, c = 1, k = 10^4.$$

Параметры дискретизации области решения: вдоль оси x – 80 точек, вдоль оси y – 100 точек, временная ось – 200 точек.

Численная реализация и визуализация результатов (рис. 1, 2) были проведены в программном пакете Matlab. Все интегралы вычислялись методом трапеций, ряды (2) и (3) вычислялись с точностью до $\max(i) \cdot \max(j) = 100 \cdot 100 = 10^4$ членов ряда.

5. Результаты расчета

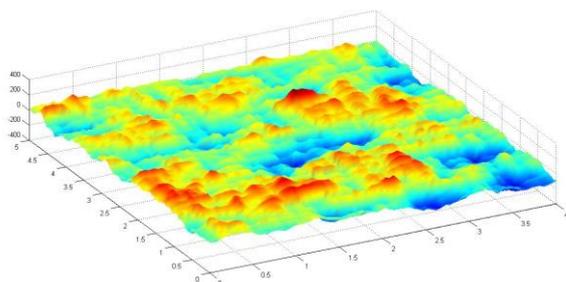


Рис 1. Реализация случайной нагрузки q в начальный момент времени

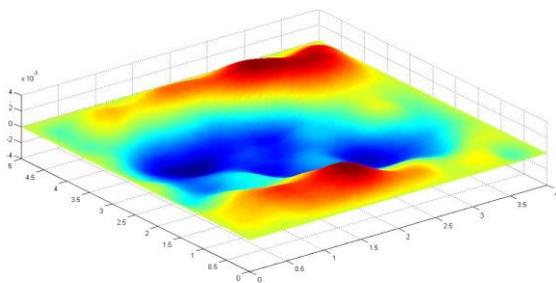


Рис. 2. Изополю перемещений пластины w в момент времени $t=1.96$

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Справочник по динамике сооружений / Под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. М., Стройиздат, 1972. 511 с.
2. Быков В.В. Цифровое моделирование в статистической радиотехнике. М.: Изд-во «Советское радио», 1971.
3. Колмогоров А.Н., Фомин С.В. Элементы теории функций и функционального анализа. М.: Главная редакция физико-математической литературы изд-ва «Наука», 1976.
4. Бондаренко В.М., Ларионов Е.А. Виброползучесть бетона // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2004, №3. С.4-8.
5. Ovchincev M.P. Best methods for approximating regular bounded function in an annulus by their values in given points // Известия высших учебных заведений. Математика. 1989, Т.5. С.32.
6. Фриштер Л.Ю. Анализ методов исследования локального напряженно-деформированного состояния конструкций в зонах концентрации напряжений // Вестник МГСУ. 2008, №3. С.38-44.
7. Савостьянов В.Н., Фриштер Л.Ю. Моделирование кусочно-однородной задачи механики деформируемого твердого тела // Известия Российской академии наук. Механика твердого тела. 1993, №6. С.38.
8. Smirnov M.I., Khajrullin R.Z. A control system for goods delivery with the use of intermediate warehouses // Известия Российской академии наук. Теория и системы управления. 2002, №5. С.146-152.
9. Смирнов М.И., Хайруллин Р.З. Математические модели, используемые в системе доставки товаров автотранспортом «Диспетчер». Препринты ИПМ им. М.В. Келдыша. 2002. №13. С. 22.
10. Градштейн И.С., Рыжик И.М. Таблицы интегралов, рядов и произведений / Под ред. А. Джеффри, Д. Цвиллингера. 7-е изд. СПб: БХВ-Петербург, 2011. 1232 с.

Григорьев В.А., аспирант ИСА

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ВЛИЯНИЕ УКРУПНЕНИЯ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТЬ МОНТАЖА ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ

Многолетняя практика показывает, что сокращение продолжительности возведения полносборных жилых зданий достигается в результате поточной организации строительства, обеспечивающей высокую ритмичность производства и равномерный выпуск готовой строительной продукции. При этом решающими становятся парамет-

ры непрерывности и совмещения работ [1-5]. Однако, высокие значения их показателей зависят, в первую очередь, от технологичности возводимых конструкций, которая по экспертным данным [6-9] составляет:

технологичность заводского производства панелей $\Theta_z = 65-80\%$

технологичность транспортную $\Theta_m = 5-6\%$

технологичность монтажную $\Theta_{м} = 15-30\%$

Одним из основных оценочных коэффициентов общей технологичности является степень укрупнения сборных элементов, устанавливающая прямопропорциональную зависимость «производительность – продолжительность» для каждого процесса строительного конвейера: завод – транспорт – строительная площадка.

Для рассматриваемых типовых серий жилых домов количество сборных элементов, формирующих здание, колеблется, например, для серии КОПЭ (блок – секций КТЖС) от 91 до 215 изделий, для серии ГМС-2001 (блок-секции БС-05-17М) от 87 до 126 изделий, для серии И-155НБ (башня) от 134 до 230 изделий на один этаж (таблица 1).

Коэффициент укрупнения сборных элементов для здания определяется как

$$\delta = \frac{N}{S}, \quad (1)$$

где N – количество сборных элементов;

S – общая площадь здания, тыс.м².

Показатель количества сборных элементов находится как

$$N = N_1 + N_2 + nN_3 + N_4, \quad (2)$$

где N_1, N_2, N_3, N_4 – количество сборных элементов соответственно при монтаже технического подполья, первого этажа, типовых этажей и технического этажа (включая машинное помещение для лифта);

n – количество этажей.

Для массовых серий жилых зданий коэффициент укрупнения сборных элементов составляет:

серия КОПЭ

блок-секция КТЖС-1 $\delta_1 = 498,7$

блок-секция КТЖС-2 $\delta_2 = 492,9$

блок-секция КТЖС-5 $\delta_5 = 442,3$

блок-секция КТЖС-13 $\delta_{13} = 485,7$

серия ГМС-2001

блок-секция БС-05-17М $\delta = 708,4$

серия И-155НБ

$\delta = 451,3$

Показатели количества изделий для типовых серий жилых зданий

Серия, блок-секция	Показатели		Количество изделий по монтажным процессам			
	площадь, тыс.м ²	этажность	технического подполья	первого этажа	типовой этаж	технического этажа (с машинным отделением)
КОПЭ						
КТЖС - 1	5,045	22	100	103	103	150
КТЖС - 2	5,105	22	100	103	103	150
КТЖС - 5	6,285	22	100	115	115	150
КТЖС - 13	10,336	22	140	215	215	150
ГМС						
	3,172	17	87	119	126	151
И-155НБ						
	8,400	25	188	157	134	230

Исследования показали, что влияние укрупнения сборных элементов на продолжительность монтажа жилых зданий может быть выражена линейной зависимостью:

$$T = a (N_1 + nN_2 + N_3), \quad (3)$$

где T – продолжительность монтажа жилого здания, мес.

В результате преобразований установлен явный вид выражения (3). Так, например, для серии КОПЭ он включает:

$$\text{Блок-секция КТЖС-1 } T = 0,30 + 0,12n \quad (4)$$

$$\text{Блок-секция КТЖС-5 } T = 0,32 + 0,14n \quad (5)$$

$$\text{Блок-секция КТЖС-13 } T = 0,33 + 0,19n \quad (6)$$

Полученные данные необходимы для исследования и установления устойчивых показателей продолжительности строительства основных переделов; определения коэффициентов совмещения основных переделов, что в свою очередь позволит повышать эффективность этапов планирования и проектирования жилых массивов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Афанасьев А.А., Арутюнов С.Г., Афонин И.А. и др. Технология возведения полносборных зданий. Изд. АСВ, 2000. С.361.
2. Лapidус А.А. Потенциал эффективности организационно-технологических решений строительного объекта//Вестник МГСУ. 2014. № 1. С. 175-180. 3. Ершов М.Н., Ширишиков Б.Ф. Реконструкция общественных зданий без остановки их эксплуатации//Промышленное и гражданское строительство. 2004. № 5. С. 57-58.
3. Олейник П.П., Григорьев В.А. Методология разработки укрупненных моделей возведения жилых зданий. Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 6. С. 52-54.
4. Жадановский Б.В., Синенко С.А., Кужин М.Ф. Рациональные организационно-технологические схемы производства строительно-монтажных работ в условиях реконструкции действующего предприятия// Технология и организация строительного производства. 2014. № 1. С. 38-40.3.

5. Олейник П.П., Бродский В.И. Методы определения продолжительности строительства объектов. Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 12. С. 30-32.
6. Кузьмина Т.К. Усиление функций финансирования, учета и отчетности в деятельности служб застройщика (заказчика) с переходом на рыночные отношения // Технология и организация строительного производства. 2012. № 1. С. 50-53.
7. Oleinik P.P., Grigoreva L.S., Brodsky V.I. Determining the degree of mobility of building systems. Applied Mechanics and Materials. 2014. Т. 580-583. С. 2253-2256.
8. Ширшиков Б.Ф., Акулич В.В. Модель выбора стратегии производства восстановительных работ//Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 8. С. 65-67.
9. Oleinik P.P., Grigorieva L.S., Brodsky V.I. Outstripping engineering preparation of construction sites. Applied Mechanics and Materials. 2014. Т. 580-583. С. 2294-2298.

Давидюк А.А., ст. преподаватель кафедры ЖКК ИИЭСМ

Научный руководитель –

Король Е.А., д-р техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ АНКЕРНОГО КРЕПЕЖА И ГИБКИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВЫХ СВЯЗЕЙ В КЛАДКЕ ИЗ ЛЕГКОБЕТОННЫХ БЛОКОВ НА СТЕКЛОВИДНЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ

Как известно, легкие бетоны для ограждающих стеновых конструкций на традиционных обжиговых заполнителях, таких как керамзит, шунгизит и другие, зачастую не удовлетворяют современным требованиям норм по тепловой защите зданий без применения эффективных утеплителей. В случае применения ячеистых и полистиролбетонов плотностью 600кг/м³ и менее, не всегда обеспечиваются требуемые деформативно-прочностные показатели, что создает ряд проблем при креплении навесных фасадных конструкций к наружным стенам.

В настоящее время все большее распространение получают легкие конструкционно-теплоизоляционные бетоны на пористых стекловидных заполнителях, обладающие повышенными физико-механическими свойствами в сравнении с равноплотными легкими и ячеистыми бетонами. В качестве заполнителей для таких бетонов могут применяться вспученный туфоаргиллитовый гравий, вспученный витрозитовый гравий, пеностеклогрануляты, трепельный гравий, а также любые другие заполнители на основе кремнеземистых пород, имеющие практически неограниченную сырьевую базу на территории страны. При проектировании наружных стен на основе легких бетонов на стекловидных заполнителях в климатических условиях Москвы можно полностью отказаться от дополнительного утепления при толщине стен не менее 450-500мм с $R_{тр}=2,8-3,1\text{ м}^2\text{°C/Вт}$. Кроме того, их высокие прочностные свойства обеспечивают повышенную несущую способность анкерных креплений в навесных фасадных конструкциях.

Впервые выполнены экспериментальные исследования несущей способности анкерного крепления и гибких связей, установленных в кладку стен из блоков из легких бетонов на основе стекловидных заполнителей.

Для проведения испытаний были отобраны распорные и химические анкеры швейцарской фирмы «Mungo», рекомендованные для крепления навесных фасадных конструкций, и гибкие связи из базальтопластиковой арматуры, предназначенные для соединения конструктивных слоев в стенах с облицовкой из кирпича. В качестве сте-

новых материалов использованы блоки из легкого бетона на основе заполнителей из гранулированного пеностекла марки «Неопорм». Размер блоков – 200x200x400мм, плотность бетона 600кг/м³ и 800кг/м³, класс по прочности на сжатие – В2,0(М25) и В5,0(М75) соответственно. В качестве кладочного раствора использованы готовые сухие цементно-песчаные смеси.

При проведении испытаний, усилие на анкер или гибкую связь подавалось ступенями с шагом 1/10-1/20 от предполагаемой разрушающей нагрузки. Для фиксации величины остаточных деформаций (перемещений) анкерного узла на этапах нагружения выполнялась разгрузка, что позволило оценить интервалы нагружения, при которых кладка работала в упругой или нелинейной стадиях. При проведении испытаний экспериментальные образцы-столбы помещались в гидравлический пресс, либо нагружались штучными грузами под нагрузку, составляющую до 1/3 от разрушающей по [6].

При вырыве химических анкеров из кладки экспериментальных столбов происходило разрушение блока в зоне заделки анкеров с образованием конуса вырыва. При испытаниях полиамидных фасадных дюбелей потеря несущей способности анкерного крепления, как правило, происходило без разрушения бетона.

Испытания металлических распорных анкеров проводилось в блоках плотностью D800, так как данный крепеж, в соответствии с каталогом фирмы Mungo, применяется в материалах высокой плотности, таких как высокоплотный легкий бетон, природный камень, кирпич или тяжелый бетон. В процессе установки анкеров в блоки кладки момент затяжки составил не более половины требуемого значения, указанного в техническом руководстве по монтажу (25Нм, 40Нм и 50Нм для анкеров диаметром Ø8мм, Ø10мм и Ø12мм соответственно).

Испытание гибких связей из базальтопластиковой арматуры производилось с помощью специально изготовленного захвата. При вырыве связи с глубиной заделки менее 100мм в растворных швах без арматурной сетки, происходило разрушение растворного шва с образованием конуса вырыва. В случае испытания связей в растворных швах с армированием или без армирования с глубиной заделки более 100мм разрушение анкерного узла происходило по цилиндрической поверхности связи без образования конуса вырыва. Связи, установленные в вертикальные швы кладки, выдерживались без видимых разрушений или вытаскивались руками, в основном, по причине отсутствия достаточной зоны контакта с цементно-песчаным раствором вследствие наличия пустот в вертикальных швах. Таким образом, при проектировании конструкций наружных стен на цементно-песчаном растворе марки М100 с использованием гибких базальтопластиковых связей рекомендуется анкеровку связей осуществлять только в горизонтальных швах, при этом глубина заделки должна составлять не менее 100мм.

Выводы:

1. Впервые, для блоков из легкого конструкционно-теплоизоляционного бетона на стекловидных заполнителях проведены экспериментальные испытания для определения вырывающих усилий анкерного крепежа и гибких базальтопластиковых связей, установленных в кладку из этих блоков.

2. Получены значения деформаций, возникающих при действии продольных сил на анкерный узел. Установлены схемы и характер деформаций рассмотренных анкерных узлов.

3. Полученные результаты свидетельствуют о том, что несущая способность исследованных анкеров, установленных в блоках легкого бетона на стекловидных за-

полнителях марки «Неопорм», до 2-х раз выше, чем аналогичных анкеров, установленных в равноплотных ячеистых бетонах.

4. Проведенные экспериментальные исследования будут способствовать более широкому использованию бетонов на стекловидных заполнителях в наружных стенах.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Давидюк А.Н., Давидюк А.А.* Прочностные свойства легких бетонов на стекловидных заполнителях для многослойных ограждающих конструкций. Журнал «Бетон и железобетон» №6(555), М., декабрь 2008 г., с.9-13.

2. *Давидюк А.Н., Давидюк А.А.* Деформативные свойства легких бетонов на стекловидных заполнителях. Журнал «Бетон и железобетон» №1(556), М., февраль 2009 г., с. 10-13.

3. *Король Е.А., Харькин Ю.А.* Технология возведения многослойных монолитных наружных стен с теплоизоляционным слоем из бетона низкой теплопроводности. Журнал «Жилищное строительство» №7, М., 2014г., с.32-35.

4. *Король Е.А., Харькин Ю.А.* Технологическая организационная эффективность возведения многослойных наружных стен в монолитном строительстве. // Строительство и реконструкция №6, М., 2013г., с. 3-8.

5. *Грановский А.В.* Пути повышения надежности анкерных креплений Журнал «Технологии строительства» 2008 №4 (59) / 2008 с. 13-14.

6. СП 15.13330.2012 "Каменные и армокаменные конструкции".

7. *Кустикова Ю.О.* Методы исследования коррозионной стойкости базальтопластиковой арматуры//Научное обозрение 2015г., №9, с.131-135.

8. *Кустикова Ю.О., Римшин В.И.* Напряженно-деформированное состояние базальтопластиковой арматуры в железобетонных конструкциях //Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 6. С. 6-9.

Деркач Е.А., аспирант

Научный руководитель –

Шалобыта Н.Н., канд. техн. наук, доц., зав. кафедрой строительных конструкций
УО «Брестский государственный технический университет» (Республика Беларусь)

МИНИМАЛЬНЫЙ ПРОЦЕНТ АРМИРОВАНИЯ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКЕЙ

Современная строительная индустрия предусматривает экономию ресурсов и материалов в процессе строительства. В связи с этим бурными темпами происходит развитие новых эффективных конструктивных решений возводимых зданий. Одним из возможных решений является в БрГТУ конструктивное решение перекрытия [1, 2], имеющего в своей структуре сферические пустотообразователи из дешевого вторичного пластика и элементы несъемной опалубки из ЦСП (цементно-стружечных плит). Новизной данного решения является то, что элементы ЦСП включаются в совместную работу совместно с бетоном, увеличивая жесткостные характеристики перекрытия за счет более высоких прочностных показателей ЦСП при изгибе.

По результатам проведенных испытаний [3] установлено, что важным вопросом является учет работы несъемной опалубки из ЦСП совместно с бетоном конструкции и конструктивные требования, предъявляемыми для данных конструкций. В первую

очередь назначение минимального процента для их армирования, позволит обеспечить требования эксплуатационной пригодности и требования по ее несущей способности.

Как показали проведенные экспериментальные исследования изгибаемых балочных и плитных железобетонных элементов с несъемной опалубкой из ЦСП, в зависимости от количества арматуры в сечении элемента, изменяется картина его трещинообразования и разрушения. При низком проценте армирования в момент появления первой трещины, которая появляется в ЦСП, происходит мгновенное хрупкое разрушение бетонного элемента, за счет значительного развития пластических деформаций в растянутой арматуре. Для элементов с более высоким процентом армирования до момента появления трещины в ЦСП, образуются «волосяные трещины» в теле бетона растянутой зоны, и после появления трещины в ЦСП, элемент разрушается аналогично обычному железобетонному элементу.

Для выяснения значения минимального процента армирования в испытательном цехе УО «Брестский государственный технический университет» выполнены испытания балочных образцов (таблица 1) с целью определения минимального процента армирования для элементов с несъемной опалубкой из ЦСП.

Результаты испытаний представлены на рисунках 2 и 3.

Таблица 1

Номенклатура опытных образцов

Серия	№ образца	Принятое армирование	Геометрические характеристики образцов $b \times h$, мм	Класс бетона	Процент армирования $\rho_l = A_{st}/b_d$ %
1	2	3	4	5	6
I	БП-I-I	2Ø8 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	0,56
	БП-I-II	2Ø12 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	1,2
II	Б-II-I	2Ø14 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	1,35
	Б-II-II	2Ø16 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	1,76
	Б-II-III	2Ø18 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	2,22



Рис. 1. Вид испытательной установки

Анализ графика средних относительных деформаций в бетоне растянутой зоны и в листе ЦСП (рисунок 2 и 3 соответственно), также находящихся в растянутой зоне показывает влияние процента и вида армирования на напряженно-деформированное состояние балки. До появления первых трещин в бетоне растянутой зоны, при уровнях нагрузки около $0,25 \cdot M_{cr}^{VST}$

материалы деформировались линейно. Средние относительные деформации, как в бетоне растянутой зоны, так и в ЦСП, имели практически линейный характер распределения.

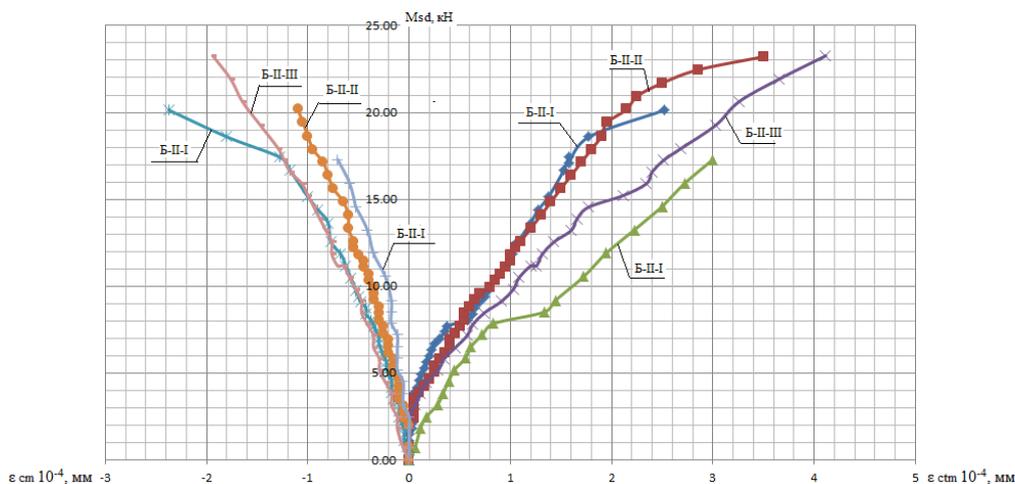


Рис. 2. График «момент – относительные деформации в бетоне»

Из анализа графика рисунок 8 установлено, что после появления трещины в бетоне средние относительные деформации в нем на участке между трещинами сдерживались деформативностью ЦСП, что отражается изменением угла наклона диаграммы после приложения усилия свыше 20 кН·м. $\epsilon_{fmt} 10^{-4}$, мм

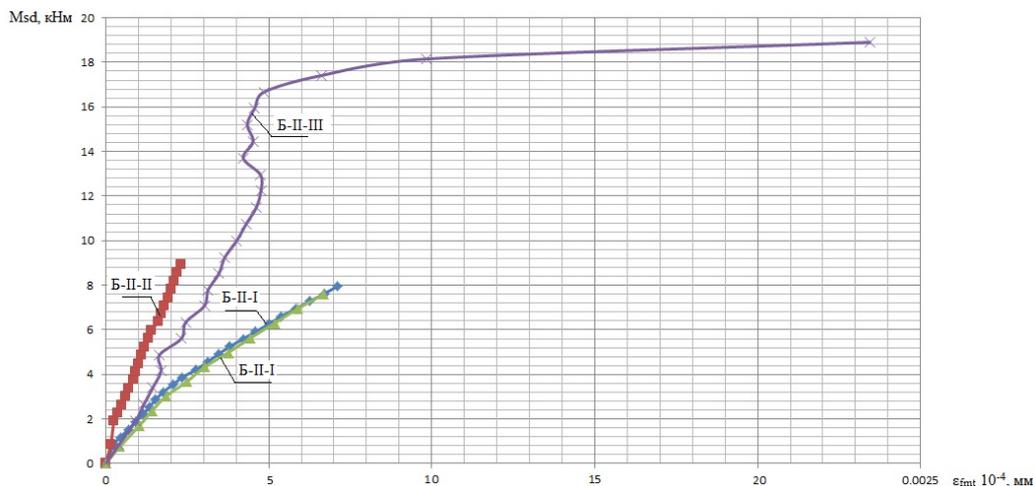


Рис. 3. График «момент – относительные деформации в ЦСП»

Исходя из графиков средних относительных деформаций в ЦСП установлена аналогичная картина деформирования, при этом очевидно, что при достижении средних относительных деформаций величины 9-13 % происходит разрушение листа ЦСП, что подтверждается экспериментальными исследованиями при испытании ЦСП на изгиб [3].

Заключение. Проведенные экспериментальные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Определение минимального процента армирования имеет важное значение при расчете композитных элементов с применением несъемной опалубки из ЦСП. Элементы с применением несъемной опалубки из ЦСП имеют более высокие прочностные показатели, в частности это касается трещиностойкости железобетонных элементов.

2. Применением стандартной методики норм [4] по определению минимального процента армирования данных композитных железобетонных элементов является некорректной.

3. Применение композитных перекрытий с применением несъемной опалубки из ЦСП с учетом минимального процента армирования, может позволить рационально применяться данные перекрытия, экономя материалы и ресурсы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Шалобыта Н.Н.* Плоское многпустотное безбалочное железобетонное перекрытие / Н.Н. Шалобыта, Т.П. Шалобыта, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28-29 нояб. 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол.: Д.Н. Лазовский [и др.]. Новополоцк, 2012. Ч.1. - С. 116–125.

2. *Шалобыта Н.Н.* Эффективное решение плоского безбалочного железобетонного перекрытия с применением элементов системы VST / Н.Н. Шалобыта, В.В. Тур, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28-29 нояб. 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол.: Д.Н. Лазовский [и др.]. Новополоцк, 2012. Ч.1. - С. 89–90.

3. *Шалобыта Н.Н., Деркач Е.А.* // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(85): Строительство и архитектура. – С. 97–102.

4. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 503.01-02. – С изменениями № 1, 2, 3, 4. - Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.

Домарова Е.В., аспирантка кафедры ЖБК ИСА

Научный руководитель –

Плотников А.И., канд. техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ВЛИЯНИЕ ПАРАМЕТРОВ КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ МОНОЛИТНЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ НА НДС НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ АВАРИЙНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

При проектировании и строительстве гражданских и промышленных объектов невозможно полностью исключить вероятность возникновения аварийных воздействий, связанных с деятельностью человека или природными явлениями. Поэтому конструкции несущих систем здания должны обладать достаточной степенью надежности и живучести. Для обеспечения безопасности людей и сохранности имущества в случае чрезвычайных ситуаций необходимо предотвратить переход локального разрушения в глобальное, т.е. не допустить прогрессирующего разрушения (ПР) конструкций здания [1].

К методам противодействия ПР монолитного каркасного железобетонного здания при возникновении аварийных ситуаций можно отнести следующие: повышение несущей способности всех элементов, допущение значительных пластических деформаций [2] или конструктивные мероприятия, направленные на обеспечение сопротивления эксплуатационным и аварийным воздействиям [3]. К последнему способу относятся устройство усиленных этажей, дискретно расположенных с определенным шагом по высоте здания и обладающих значительной жесткостью. При чрезвычайной ситуации, связанной с внезапным разрушением одной из колонн, сохранившиеся вер-

тикальные элементы, расположенные по одной вертикали с удаленным элементом, начинают работать на растяжение.

При режиме особых условий эксплуатационного периода, связанных с внезапным разрушением одной из колонн, напряженно-деформированное состояние (НДС) несущих конструкций отлично от условий нормальной эксплуатации здания и зависит от ряда факторов:

1) наличия или отсутствия усиленных этажей (носящих также название «связевых», «аутригерных»), которые в высотных зданиях используются в первую очередь для включения в работу периметральных колонн каркаса при восприятии изгибающего момента от ветровой нагрузки;

2) величины нагрузки, входящей в особое сочетание (при расчете на прогрессирующее обрушение учитываются только постоянные и временно длительные нагрузки), этажности несущей системы здания;

3) расположения очага локального разрушения вертикального элемента по высоте здания;

4) шага усиленных этажей по высоте здания;

5) жесткостей типовых и усиленных этажей;

6) наличия трещин в элементах несущей системы от действия эксплуатационных нагрузок при основных сочетаниях.

Для анализа каждого из этих факторов были проведены сравнительные расчеты моделей каркасного монолитного железобетонного здания с шестью пролетами $l=6$ м в каждом направлении с рядовыми перекрытиями безбалочной конструкции. Перекрытия толщиной 25 см запроектированы из бетона класса В30 с фоновой арматурой $\varnothing 10$ А500С с шагом 200 мм у верхней и нижней плоскостей плиты (площадь арматуры получена из расчета на основные сочетания нагрузок). В надколонных зонах предусматривается верхняя дополнительная арматура $\varnothing 16$ А500С с шагом 200 мм в обоих направлениях. Сечения и класс бетона колонн, площадь продольной арматуры класса А500 принимались по результатам предварительных расчетов конструкций на основные сочетания нагрузок. Полная статическая нагрузка для особого сочетания составляет $9,9 \text{ кН/м}^2$ (рис.1).

При назначении жесткостей материалам элементам конструкции использовались двухлинейные законы деформирования с учетом динамического упрочнения материалов и малой вероятности возникновения чрезвычайной ситуации.

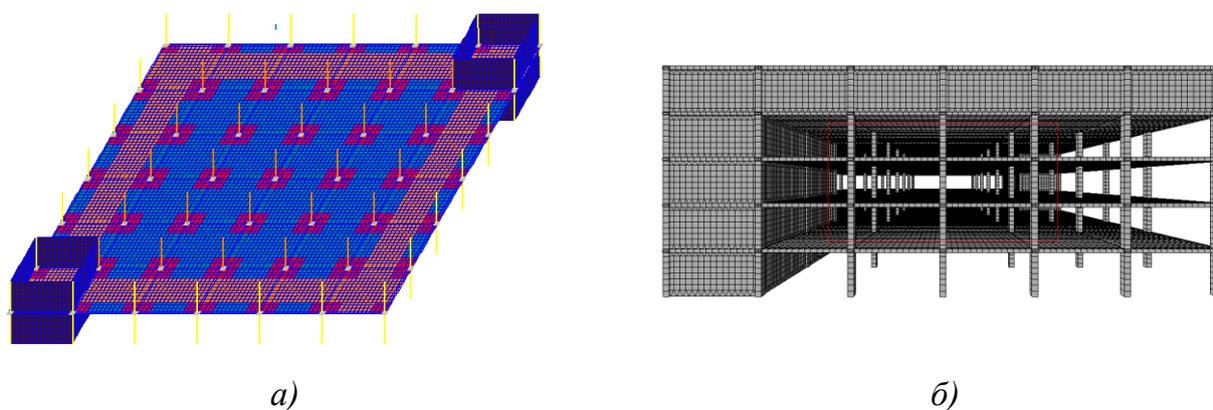


Рис. 1. а) - цветовое распределение жесткостей элементов типового этажа, б) - конечно-элементная 5-этажная модель с верхним усиленным этажом стеновой конструктивной системы

Аварийное воздействие связано с гипотетическим локальным разрушением средней колонны первого этажа, после чего пролеты перекрытия в данной ячейке соответственно увеличиваются до 12x12 м. Расчеты выполнялись шаговым методом в физически и геометрически нелинейной постановке с использованием программного комплекса «ЛИРА САПР 2014» и подсистемы «МОНТАЖ плюс».

В данной статье рассматриваются системы с усиленными этажами, обладающие большой устойчивостью к аварийным воздействиям вследствие работы колонн, находящихся в одном вертикальном створе с удаленным элементом, на растяжение, что уменьшает деформативность системы и повышает ее сопротивляемость к прогрессирующему разрушению.

В высотных зданиях усиленные этажи совмещают с техническими, поэтому шаг таких этажей должен составлять 15-20-этажей. Частое устройство связевых этажей является экономически необоснованным, приводящим к исключению из эксплуатации полезного объема здания. Однако для выявления влияния этажности здания на НДС элементов каркаса результаты расчета 15-этажной были сопоставлены с 5-этажной моделью с верхним усиленным этажом ферменного типа в обоих случаях.

В 5-этажной модели все колонны, подвешиваемые к связевому этажу, оказываются растянутыми. Максимальные растягивающие усилия возникают в колонне непосредственно под усиленным этажом. В 15-этажной модели вследствие увеличения числа типовых перекрытий и, как следствие, их сопротивляемости растяжению колонн в вертикальных элементах нижних этажей возникает сжатие, колонны, находящиеся под усиленным этажом, оказываются растянутыми.

Для высотных зданий НДС элементов колонн зависит также от шага усиленных этажей. В зданиях с более частым шагом установки связевых этажей в меньших конечных количествах элементов плит перекрытий образуются пластические шарниры. Однако рекомендации [1] не предъявляют требований по трещиностойкости элементов и допускают образование пластических шарниров, не приводящих к разрушению всего здания.

При наличии по высоте здания нескольких блоков с усиленными этажами наблюдается локализация разрушений в блоке, подверженном аварийному воздействию. Расположение очага локального разрушения также влияет на деформирование несущей системы. При удалении колонны в нижнем блоке высотного здания сохранившиеся колонны, находящиеся в одном вертикальном створе с разрушенным элементом, оказываются сжатыми. При разрушении колонны в верхнем блоке распределение продольных усилий по высоте подобно НДС колонн в здании высотой, равной высоте блока, т.е. в колоннах, находящихся непосредственно под усиленным этажом, возникает растяжение.

Влияния конструктивного решения усиленного этажа на сопротивляемость несущей системы аварийным воздействиям было рассмотрено в [4].

Для оценки жесткости рядовых перекрытий на устойчивость к ПР были выполнены сопоставительные расчеты 10-этажных моделей здания с верхним усиленным этажом ферменного типа с двумя вариантами конструктивного решения типовых перекрытий:

- 1) безбалочные перекрытия с характеристиками, указанными выше;

2) ребристые перекрытия с балочными плитами толщиной 10 см, второстепенные балки сечением 20x40 см с шагом 2 м, главные балки сечением 30x60 см выполнены из бетона класса В30. Площадь арматуры подобрана из расчета на основные сочетания нагрузок.

Результаты расчета показали, что модель с балочными плитами, обладающими большей жесткостью, имеет меньшие максимальные вертикальные перемещения плиты перекрытия над удаленным элементом при возникновении аварийной ситуации по сравнению с безбалочным вариантом. В модели с балочными плитами в колоннах, находящихся непосредственно под связевым этажом, возникает растяжение меньшее по значению, чем в колоннах в модели с плоскими перекрытиями. Количество растянутых колонн над удаленным элементом больше в безбалочном варианте. Таким образом, балочные перекрытия типовых этажей создают дополнительную отпорность при аварийных ситуациях, уменьшая растяжение в колоннах, «подвешиваемых» к усиленному этажу.

Возникновение аварийных ситуаций происходит после периода нормальной эксплуатации, в течение которого складывается исходное НДС конструкций. Поэтому расчет зданий на ПР необходимо производить с учетом разного режима работы несущих конструкций и снижения жесткости железобетонных конструкций в результате трещинообразования. Для получения достоверных данных об устойчивости здания к ПР необходимо учитывать предшествующие процессы жизненного цикла.

Несущие системы зданий с усиленными этажами обладают большим резервом несущей способности, что обеспечивает их живучесть и приводит к меньшим экономическим затратам на восстановление зданий, подвергшихся аварийным воздействиям. НДС таких систем зависит главным образом от шага усиленных этажей по высоте здания и конструктивного решения как усиленных, так и рядовых этажей.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СТО 008-02495342-2009 Предотвращение прогрессирующего обрушения железобетонных монолитных конструкций зданий. Проектирование и расчет. М., ЦНИИПромзданий, МНИИТЭП, 2009.

2. *Расторгуев Б.С., Плотников А.И.* Расчет несущих конструкций монолитных железобетонных зданий на прогрессирующее разрушение с учетом динамических эффектов // Сборник научных трудов института строительства и архитектуры. -М.: МГСУ, 2008. - С.68-75.

3. *Алмазов В.О., Плотников А.И., Расторгуев Б.С.* Проблемы сопротивления зданий прогрессирующему разрушению // Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С. 16-20.

4. *Домарова Е.В.* Влияние конструктивного решения усиленных этажей на устойчивость к прогрессирующему разрушению монолитных железобетонных каркасных зданий // Строительство — формирование среды жизнедеятельности: сборник трудов... / М-во образования и науки Росс. Федерации, Московский гос. строит. ун-т. Москва: МГСУ, 2014.

Дроздов А.А., аспирант кафедры металлических конструкций

Научный руководитель –

Горохов Е.В., д-р техн. наук, проф.,

зав. кафедрой металлических конструкций, ректор

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры (Украина)

ПОИСК РАЦИОНАЛЬНЫХ ФОРМ ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ СО ВСТРОЕННЫМИ ВЕТРОГЕНЕРИРУЮЩИМИ УСТАНОВКАМИ

1. Актуальность темы

Совмещение ветроэнергетики с высотным строительством является одной из самых актуальных тем современного строительства. Сложность данной комбинации отраслей заключается в том, что необходимо учесть большое количество разносторонних факторов для обеспечения корректной работы ветрогенераторов в пределах сложной архитектурной формы высотного здания. Исходя из этого, возникает необходимость исследования оптимального месторасположения ветрогенерирующих установок.

2. Моделирование ветрового потока

Среди существующих вариантов высотных зданий со встроенными ветрогенераторами (установка на кровле, установка между двумя высотными зданиями и т.д.), особый интерес вызывает вариант, когда последние установлены на техническом этаже здания. Среди множества факторов, которые необходимо учесть при проектировании такого рода зданий, одним из основных является минимальная оптимальная высота расположения технического этажа h (см. рис. 1). Данную задачу можно решить путем определения вертикального размера зоны ветрового подпора (см. рис. 2) посредством визуализации ветрового потока в аэродинамической трубе.

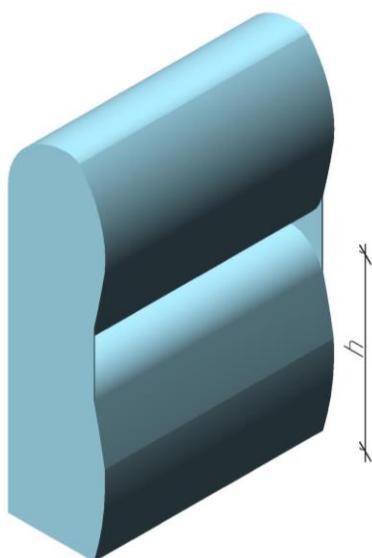


Рис. 1. Минимальная оптимальная высота расположения технического этажа

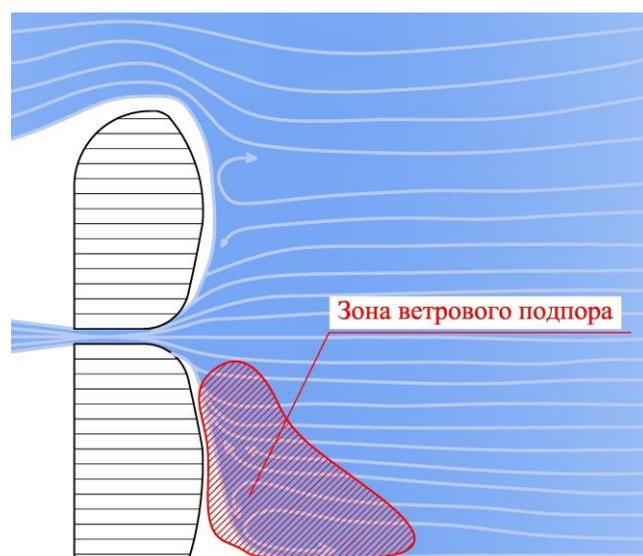


Рис. 2. Зона ветрового подпора с наветренной стороны высотного здания

2. Способы моделирование ветрового потока

Визуализацию ветрового потока осуществляют двумя основными способами: численное (компьютерное) моделирование и физическое моделирование ветрового потока в аэродинамической трубе (см. рис. 3, 4). Численное моделирование осуществляют с помощью таких программных комплексов, как FLUENT, STAR-CD, VP2/3, FLOW3D, ANSYS-CFX и др. Наиболее распространенными методами получения визуализации воздушных потоков являются метод шелковинок, метод саже-масляных покрытий, метод получения воздушных спектров и метод дымовых струек. Последний метод наиболее качественно показывает картину обтекания высотного здания ветровым потоком.

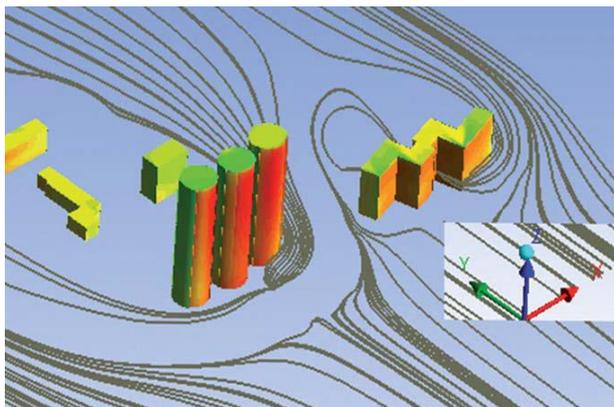


Рис. 3. Численное моделирование ветрового потока.

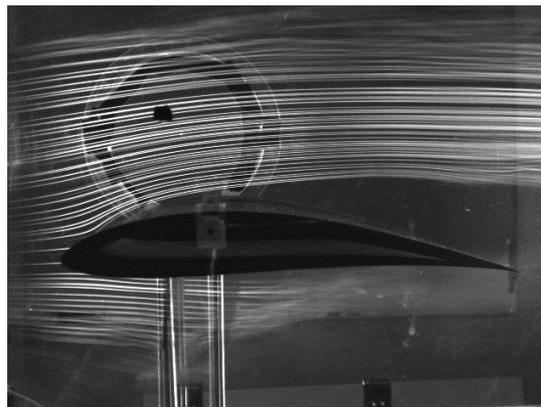


Рис. 4. Визуализация ветрового потока методом дымовых струек.

Современные программные комплексы для численного моделирования ветрового потока выполняют множество задач, стоящих перед строительной аэродинамикой. Однако, на данный момент, они не способны стать тотальной альтернативой методам физического моделирования (в аэродинамических трубах) и традиционным нормативным методикам [2].

3. Метод источников и стоков

Для численного определения аэродинамических параметров зданий и сооружений, в рамках упрощенной газодинамической модели, применяется метод источников и стоков (МИС). МИС – это метод исследования обтекания тела потенциальным потоком идеальной несжимаемой жидкости (газа), путем замены его системой дискретно или непрерывно распределенных источников и стоков, суммарная интенсивность которых равна нулю и которые обеспечивают получение замкнутой линии тока или поверхности тока, имеющей форму рассматриваемого тела. Данный метод основан на том, что потенциал скорости удовлетворяет линейному уравнению Лапласа и, следовательно, справедлив принцип суперпозиции решений, то есть векторного сложения двух или большего числа течений.

Источником называется элементарная точка, из которой происходит вытекание воздуха во всех направлениях (при этом расход воздуха $Q > 0$), а стоком называется точка, в которую происходит втекание воздуха ($Q < 0$, см. рис. 5). Потенциал течения определяется по формуле (1).

$$\varphi = -\frac{Q}{4\pi r} \quad (1)$$

где $r = \sqrt{x^2 \cdot y^2 \cdot z^2}$.

Согласно теории Эйлера, складывая потенциалы скорости источника и стока, можно получить значение скорости в какой-то заданной точке [4].

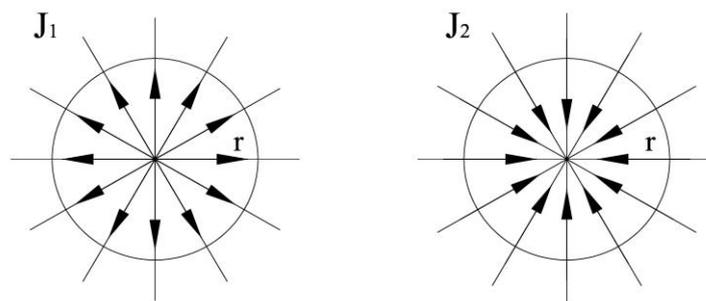


Рис. 5. Течения от точечного источника и стока

Вывод: таким образом, с помощью визуализации ветрового потока можно определить минимальную оптимальную высоту технического этажа, на котором будет расположен ветрогенератор. А с помощью метода источников и стоков можно определить скорость ветрового потока в полученной точке. Данные параметры необходимы для дальнейшего поиска рациональной формы кривизны фасада высотного здания с целью обеспечения корректной работы встроенной ветрогенерирующей установки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Аэродинамические испытания макетов высотных зданий и комплексов / С.В. Николаев [и др.] // Уникальные и специальные технологии в строительстве (UST_Build 2005). – М.: Дом на Брестской. – 2005. – С. 82 - 84.
2. Гагарин В.Г., Гувернюк С.В., Кубенин А.С. О достоверности компьютерных прогнозов при определении ветровых воздействий на здания и комплексы //Жилищное строительство. — 2014. — № 7. — С. 3–8.
3. Горохов Е.В. Уплотнение существующей жилой застройки высотным зданием с учетом ветрового подпора на вентиляционные системы низких зданий / Е.В. Горохов, В.Н. Васылев, С.Г. Кузнецов, Э.А. Лозинский // Журнал Донбасской национальной академии строительства и архитектуры «Металлические конструкции» УАМК. – 2012. – Том 18, Вып. № 1. – С. 49-60.
4. Кузнецов С.Г. Эффекты волнообразования при обтекании ветровым потоком высотных зданий и сооружений / С.Г. Кузнецов. – Донецк: Норд-Пресс, 2009. – 200 с.
5. Реттер, Э.И. Архитектурно-строительная аэродинамика / Реттер Э.И. – Москва: Стройиздат, 1984. – 294 с.
6. Реттер Э.И. Ветровая нагрузка на сооружения / Реттер Э.И. – Москва: ОНТИ, 1936. – 216 с.
7. Турбулентное смешение газовых струй / С.Ю. Крашениников [и др.]; под ред. Г.Н. Абрамовича. – М., «Наука», 1974. – 272с.
8. Harries A., Stankovic S., Campbell N.. Urban Wind Energy. Sterling, VA: Earthscan, 2009.
9. Baker C.J. Wind engineering – Past, present and future. / C.J. Baker // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. – 2007. – Vol. 95 – pp. 843-870.
10. Francesco Ricciardelli. Some characteristics of the wind flow in the lower Urban Boundary Layer. / Francesco Ricciardelli, Santo Polimeno. // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. – 2006. – Vol. 94 – pp. 815-832.
11. Guoqing Huang. Wind load effects and equivalent static wind loads of tall buildings based on synchronous pressure measurements. / Guoqing Huang, Xinzhong Chen. // Journal Engineering Structures. – 2007. – Vol. 29 – pp. 2641-2653.

12. *Hee Chang Lim*. Flow around a cube in a turbulent boundary layer: LES and experiment. / Hee ChangLim, Thomas T.G., Ian P. Castro. // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. – 2009. – Vol. 97 – pp. 96-109.
13. *Holmes J.D.* Effective static load distributions in wind engineering. / Holmes J.D. // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. – 2002. – Vol. 90 – pp. 91-109.
14. *Jensen N.O.* Engineering meteorology / N.O. Jensen, N.E. Busch // Atmospheric turbulence. – Amsterdam; Oxford; N.-Y., – 1982. – Vol. 1. – pp. 179-232.
15. *Blanch M.J., Duuton A.G., Halliday J.A.*. The Feasibility of Building-Mounted/Integrated Wind Turbines (BUWTs): Achieving their potential for carbon emission reductions. Energy Research Unit, CCLRC, 2005.
16. *Robert K. W. Dannecker and Andrew D. Grant*. Integrated Ducted Wind Turbine Module. University of Strathclyde, Glasgow, UK, 2002.
17. *Sorensen J. N.*, "Aerodynamic aspects of wind energy conversion," Annu. Rev. Fluid Mech. 43, pp. 427–48, 2011.

Ещенко Т.В., аспирант, ст. преподаватель

Научный руководитель –

Скибин Г.М., д-р техн. наук, проф.

Каменский институт (филиал) ФГБОУ ВПО «Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) им. М.И. Платова»

МОНИТОРИНГ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ПОПАДАЮЩИХ В ЗОНУ ВЛИЯНИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ПРИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОМ СОСТОЯНИИ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ

Для безопасной эксплуатации зданий и сооружений необходимо периодически проводить их мониторинг.

Реализация целей мониторинга технического состояния зданий и сооружений, попадающих в зону влияния нового строительства и природно-техногенных воздействий, осуществляется на основе:

- определения абсолютных и относительных значений деформаций конструкций зданий и сооружений и сравнения их с расчетными и допустимыми значениями;
- выявления причин возникновения и степени опасности деформаций для нормальной эксплуатации объектов;
- принятия своевременных мер по борьбе с возникающими деформациями или по устранению их последствий;
- уточнения расчетных данных и физико-механических характеристик грунтов;
- уточнения расчетных схем для различных типов зданий, сооружений и коммуникаций;
- установления эффективности принимаемых профилактических и защитных мероприятий;
- уточнения закономерностей процесса сдвижения грунтовых пород и зависимости его параметров от основных влияющих факторов.

Мониторинг технического состояния зданий и сооружений, входящие в зону влияния нового строительства и природно-техногенных воздействий, планируют до начала процесса строительства или ожидания природно-техногенной реакции.

При мониторинге технического состояния зданий и сооружений, которые попадают в зону действия строительства или реконструкции объектов, используя подзем-

ный метод их возведения, проведение геодезически-маркшейдерских работ, выполняющиеся в процессе полного производственного цикла возведения до ослабления процесса деформирования как самого объекта, так и массива грунтовых пород в соответствии с согласованной в установленном режиме проектной документации.

Оценку геомеханического положения до начала строительных работ вследствие геологических данных и инженерных изысканий. При этом большое значение играет определение природного поля напряжений, свойств тектонических нарушений, трещиноватости, слоистости, водообильности, карстообразованию и прочим свойствам массива.

Прогноз будущих изменений геомеханического состояния породного массива под воздействием горных работ как для заданных условий строительства и дальнейшее использование объекта, так и для чрезвычайных и аварийных состояний (развал крепи котлованов, прорыв в низ плавунов, формирование карстовых образований, активирование древних оползней и т.д.) Данный прогноз по определению предстоящих норм развития геомеханических действий.

Инструментальный контроль за сдвижением земной поверхности и находящимися на нее объектами проводят для получения достоверной информации о происходящих изменениях геомеханического характера породного массива, благодаря которым принимаются самые важные и необходимые профилактические и защитные меры.

Мониторинг деформаций оснований зданий и сооружений проходят в соответствии с ГОСТом 24846. Во время наблюдения за зданиями уделяют внимание неравномерности оседаний фундаментов, фиксирование трещин и прочих повреждений конструкций, надежность узлов на которые они опираются, присутствие нужных зазоров в швах и шарнирных опорах. К промышленным зданиям применяются относительное горизонтальное движение отдельно стоящих фундаментов колонн, крены фундаментов различного технологического оборудования, а при присутствии мостовых кранов – отход от нормы проектного положения подкрановых путей: поперечные и продольные уклоны, изменения ширины колеи и подход крана к строениям.

Нахождение точности измерений вертикальных и горизонтальных деформаций используют в соответствии от прогнозирования расчетного значения движения. При нехватке требуемых меридианом для расчетных значений деформаций оснований и фундаментов разрешается использование классов точности измерений вертикальных и горизонтальных перемещений:

I – для зданий и сооружений: уникальные, которые находятся в эксплуатации более полу века, при этом возводятся на скальных и полускальных грунтах;

II - для зданий и сооружений, местом возведения которых являются песчаные, глинистые и прочие сжимаемые грунты.

III – для зданий и сооружений, которые возводятся на грунтах песчаного, глинистого и других сжимаемых видов грунтов.

IV – для земляных сооружений

Идеи повышения эксплуатационной надежности оснований современных зданий и сооружений начали находить возможности своего приложения в практику проектирования достаточно давно. Одно из направлений – увеличение несущей способности грунтового основания за счет армирования грунта. Сама идея об использовании различных разновидностей вертикального и горизонтального армирования слабого грунтового основания в принципе была известна. Так, имели определенное распространение методы глубинной стабилизации слабых грунтов цементными и цементнопесчаными растворами [1, 5, 6]. Увеличение несущей способности горизонтальным армированием основания предложено французскими учеными J. Binguet, K. Lee [7]. Авто-

рами [7] показано, что горизонтальное армирование основания при трех слоях армирования синтетическими материалами в 1,6 раза увеличило несущую способность основания. Исследования горизонтально армированных оснований проводились также в университете штата Сан-Диего. Авторами было доказано, что несущая способность горизонтально армированного песчаного основания в зависимости от его плотности увеличивается от 1,2 до 1,6 раз. Перечисленные выше сведения об армировании грунтового основания можно отнести к «пассивным» системам повышения несущей способности оснований. В работах [2, 3] ставится вопрос об «активных» методах управления эксплуатационной надежностью и напряженно-деформированным состоянием основания. Идея активности методов управления эксплуатационной надежностью строительных конструкций вообще и оснований зданий и сооружений в частности неразрывно связана с теорией автоматического управления, методология которого применительно к регулированию напряженно-деформированного состояния (НДС) строительных конструкций существует только в виде отдельных положений.

В работах Землянского А.А. принцип активности методов управления предлагается осуществлять за счет активного горизонтального армирования грунта с помощью шпунтовой стенки или полых рабочих свай с обеспечением возможности перемещений их боковых поверхностей. Активное армирование основания за счет давления преднапряжения в армирующей системе позволяет, повысить прочность и устойчивость слабых грунтов.

Таким образом, напряженно-деформируемое состояние системы определяется многими факторами. В частности, при формулировке граничных условий необходимым является учет сил трения между грунтом и армирующим элементом, отражающий характер их взаимодействия. Также необходимым является учет неупругих свойств, грунтовой среды, что дает повод для дальнейшего изучения вопросов математического моделирования, прочности и устойчивости преднапряженных оснований и их совместной работы с сооружениями.

Воздействие вновь возводимых сооружений вызывает трансформацию напряженно-деформированного состояния оснований близ расположенных зданий, что влечет за собой изменение их несущей способности и возникновение дополнительных осадок. Это может негативно отразиться на техническом состоянии строительных конструкций и привести к невозможности дальнейшей эксплуатации этих зданий.

Безопасность ведения работ в стесненных условиях обусловлена также целым рядом факторов, многие из которых недостаточно изучены.

Выделена одна из наиболее сложных геотехнических задач при возведении зданий в стесненных условиях-задача прогноза дополнительных деформаций существующих зданий на этапе нагружения основания весом вновь возводимого объекта.

В результате проведенной работы получены графические зависимости и их аналитические аппроксимации, которые позволяют при необходимости подобрать корректировочные коэффициенты к формулам для того, чтобы использовать данные при прогнозировании дополнительных осадок в том случае, когда расчетные параметры не входят в диапазон рассмотренных

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Абелев М.Ю.* Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 247 с.

2. Землянский А.А. Активное управление эксплуатационной надежностью современных зданий и сооружений Кибернетика и технологии XXI века: сборник трудов V Междунар. науч.-техн. конф. – Воронеж, 2004. – С. 48–53.

3. Землянский А.А. Мониторинг и управление надежностью зданий и сооружений различного назначения Промышленное и гражданское строительство. – 2004. – № 9. – С. 39.

4. Землянский А.А. Новое поколение свайных и анкерных фундаментов с управляемой несущей способностью Нелинейная динамика механических и биологических систем. – Саратов, 2004. – № 2.

5. Иванов Ю.К., Коновалов П.А., Мангушев Р.А., Сотников С.Н. Основания и фундаменты резервуаров / под ред. П.А. Коновалова. – М.: Стройиздат, 1989. – 223 с.

6. Сотников С.Н., Мангушев Р.А. Проектирование и строительство оснований и фундаментов стальных вертикальных цилиндрических резервуаров за рубежом. – М.: ВНИИОЭНГ, 1979. – 64 с.

7. Binquet J., Lee K.L. Bearing capacity tests on reinforced earth slabs // Proc. ASCE, J. of the geotechnical engineering division. – 1981. – № GT12. – P. 1241–1255.

Жданов Д.А., аспирант кафедры строительных конструкций

Научный руководитель –

Уласевич В.П., канд. техн. наук, проф. кафедры строительных конструкций

УО «Брестский государственный технический университет» (Республика Беларусь)

ДЕФОРМАЦИОННЫЙ РАСЧЕТ ПОЛОГИХ БЕСКАРКАСНЫХ АРОЧНЫХ ПОКРЫТИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

Введение. Бескаркасные арочные покрытия зданий и сооружений, выполненные из стальных тонкостенных холодногнутых профилей (СТХП) – это легкие быстро-возводимые кровельные системы, совмещающие в себе несущие и ограждающие функции. Хотя проблеме расчета таких конструкций посвящено немало исследований, она по-прежнему остается актуальной и сложной как в теоретическом, так и практическом отношении.

Оценка напряженно-деформированного состояния. Существует два разных подхода к расчету бескаркасных арочных покрытий из СТХП, а именно: на основе трехмерной модели с использованием метода конечных элементов и на основе двухмерной стержневой модели – при помощи численных или аналитических методов. Первый подход, по сравнению со вторым, как правило, обеспечивает более высокую точность расчетов, но связан со значительно большими трудовыми и временными затратами как для создания самой модели, так и для ее расчета и оценки полученных результатов [1, 2]. В этой связи, актуальной является задача разработки эффективного метода расчета на основе двухмерной стержневой модели, не уступающего по точности трехмерному моделированию.

Деформационный расчет пологих бескаркасных арочных покрытий. Предлагаемый деформационный метод расчета позволяет в максимальной степени учесть основные особенности поведения бескаркасных арочных покрытий из СТХП – геометрическую нелинейность и закритическую работу тонкостенных элементов – путем построения двухмерной деформационной расчетной модели и модели сопротивления соответственно.

Деформационная модель статического расчета. В основу модели положена теория деформационного расчета пологих распорных систем [3], в соответствии с кото-

рой пролетная часть распорной системы рассматривается как гибкий стержень, закрепленный на упруго-податливых опорах и находящийся в равновесии под действием нагрузки заданного *исходного состояния* $g_0(x)$ (рис. 1). Все равновесные состояния, отличные от исходного, принимаются за *рассчитываемые*.

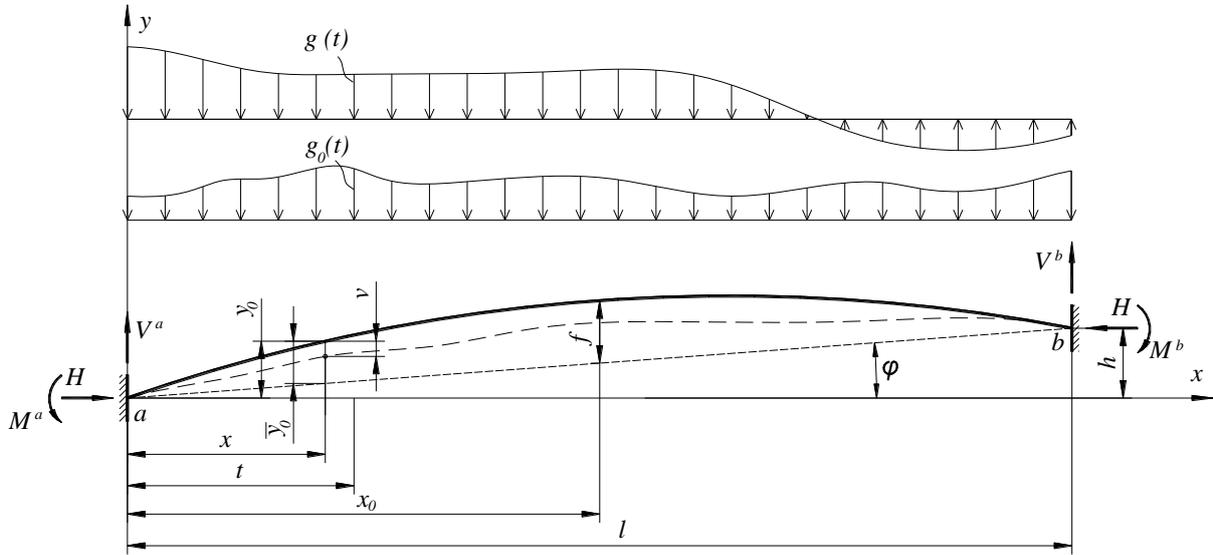


Рис. 1. Расчетная модель гибкого стержня

Уравнение равновесия стержня в рассчитываемом состоянии имеет следующий вид:

$$\frac{d^4 v}{dx^4} - \frac{H}{EI} \cdot \frac{d^2 v}{dx^2} = \frac{H - H_0}{EI} \cdot \frac{d^2 y_0}{dx^2} - \frac{g(x)}{EI}, \quad (1)$$

где: EI – изгибная жесткость гибкого стержня; H_0, H – распор в исходном и рассчитываемом состояниях равновесия соответственно; y_0 – форма оси арки в исходном деформированном состоянии, v – смещение оси арки.

Общее решение уравнения (1), совместно с условиями, учитывающими продольные и угловые деформации, позволяет сформировать нелинейную *систему основных разрешающих уравнений* относительно неизвестных H, M^a и M^b :

$$\left. \begin{aligned} & \frac{H \cdot l}{EA \cdot \cos^2(\varphi)} + \left(\frac{H}{EA} - \frac{\cos^3(\varphi)}{2} \right) \frac{D(p, H)}{H^2} + \frac{1}{\cos(\varphi)} \left[(H - H_0)(c_h^a - c_h^b) + \left(\alpha \cdot l \cdot \Delta t - \frac{P_n \cdot l}{EA} \right) \right] + J_0 = 0 \\ & \left(\frac{\operatorname{tg}(a \cdot l) - a \cdot l}{H \cdot l \cdot \operatorname{tg}(a \cdot l)} - c_y^a \left[1 + \left(\frac{dy_0}{dx} \right)_{x=0}^2 \right] \right) M^a - \frac{\sin(a \cdot l) - a \cdot l}{H \cdot l \cdot \sin(a \cdot l)} M^b = - \frac{dv}{dx}_{x=0; M^a=0; M^b=0;} \\ & \frac{\sin(a \cdot l) - a \cdot l}{H \cdot l \cdot \sin(a \cdot l)} M^a - \left(\frac{\operatorname{tg}(a \cdot l) - a \cdot l}{H \cdot l \cdot \operatorname{tg}(a \cdot l)} - c_y^b \left[1 + \left(\frac{dy_0}{dx} \right)_{x=l}^2 \right] \right) M^b = - \frac{dv}{dx}_{x=l; M^a=0; M^b=0;} \end{aligned} \right\}, \quad (5)$$

где: α – коэффициент линейного температурного расширения; Δt – температурный перепад по отношению к исходному состоянию; P_n – усилие предварительного натяжения; c_y, c_h – коэффициенты угловой и линейной податливости опорных концов арки; EA – продольная жесткость арки в рассчитываемом состоянии; $J_0, D(p, H), a$ – характеристики нагрузки и внутренних усилий, определенные в [4].

Расчетная модель сопротивления. За критическая работа тонкостенных элементов в модели сопротивления рассматриваемой конструкции учитывается путем использования в расчетах так называемых «эффективных» характеристик поперечных сечений, вместо номинальных геометрических.

Учет потери местной устойчивости элементами поперечных сечений, не имеющих промежуточных элементов жесткости, достигается путем уменьшения ширины плоских элементов сечения, а учет потери устойчивости элементами жесткости – редуцированием толщины элемента жесткости и прилегающих к нему эффективных плоских частей [5]. Блок-схема определения эффективных характеристик для профиля с элементами жесткости на полках и стенках показана на рис. 2, а.

Алгоритмы определения эффективных характеристик полки и стенки, основанные на положениях Еврокода (EN 1993-1-3, EN 1993-1-5), приведены в [5]. В общем случае, величина сжимающих напряжений при определении эффективных сечений определяется от фактических усилий, получаемых из статического расчета, что требует использования итерационной процедуры решения (рис. 2, б).

Заключение. Расчет бескаркасных арочных покрытий из СТП связан с выбором методов расчета, которые, как правило, характеризуются либо простотой и малозатратностью расчета, но относительно невысокой точностью, либо высокой точностью, но требующих значительных затрат времени и усилий.

Предлагаемый деформационный метод расчета на основе двух функционально увязанных между собой моделей – деформационной модели статического расчета и модели сопротивления – позволяет, в случае реализации его в соответствующей компьютерной программе, значительно сократить временные и трудовые затраты со стороны исследователя и инженера-конструктора при проектировании пологих бескаркасных арочных покрытий из СТП, удовлетворяющих требованиям надежности и экономичности.

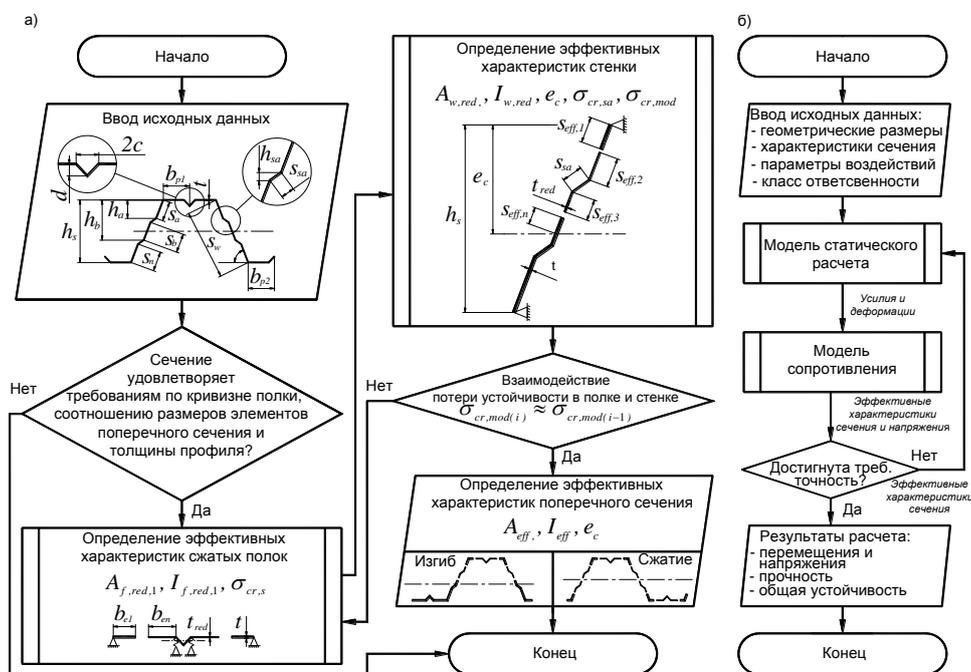


Рис. 2. Укрупненные блок-схемы алгоритмов:

- а) блок-схема модели сопротивления для определения эффективных характеристик поперечного сечения с элементами жесткости в полках и стенках; б) принципиальная блок-схема деформационного расчета бескаркасных арочных покрытий

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Casariago P., Casafont M.* Failure Mechanisms of Curved Trapezoildal Steel Sheeting // Eurosteel. – Budapest, 2011. – P. 63–68.
2. *Жданов Д.А., Уласевич В.П.* Теоретические исследования пологих бескаркасных арочных покрытий из стальных тонкостенных холодногнутых профилей // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров: сборник науч. статей XIX Междунар. науч.-метод. семинара. – Брест, 2014. – С. 68–75.
3. *Уласевич В.П.* Деформационный расчет и исследование напряженно-деформированных состояний пологих однопоясных распорных систем: автореф. дис. ...канд. техн. наук: 01.02.03 / В.П. Уласевич; ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1984. – 24 с.
4. *Уласевич В.П., Жданов Д.А.* Деформационный расчет бескаркасных арочных покрытий из стальных тонкостенных холодногнутых профилей // Вестник БрГТУ. – 2015. – №1 Строительство и архитектура. – С. 66–72.
5. *Жданов Д.А., Уласевич В.П.* К определению эффективных сечений стальных бескаркасных арочных покрытий по Еврокоду // Строительная наука и техника. – 2013. – № 2(43). – С. 22–26.

Золотухина Н.В., студентка 6-го курса

Научный руководитель –

Дмитриева Н.В., канд. техн. наук, зав. кафедрой ПГС

БПФ «Приднестровский государственный университет им. Т.Г. Шевченко» (Молдова)

ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ

При зарождении только мысли о строительстве какого-либо объекта, обязательно нужно помнить, что в основе любого производственного процесса лежит проект. Проект является главной гарантией предотвращения всех потенциальных ошибок, которые можно допустить во время осуществления тех или иных строительных работ. Умное проектирование позволяет повысить безопасность и снизить издержки. Естественно, все это возможно, если проектированием занимаются профессионалы. Строительство любого здания или сооружения представляет собой серьезную многопрофильную работу, которую нельзя довести до успешного завершения без предварительной тщательной подготовки. Создание проекта здания или сооружения и есть та самая подготовительная работа, без которой не может обойтись процесс строительства.

Проект создается с учетом множества факторов, которые обеспечивают надежность и устойчивость здания. Это климатическая зона строительства (нагрузка от снега, ветра сейсмичности), физические характеристики грунта основания под фундамент сооружения (несущая способность, уровень грунтовых вод), условия конфигураций стройплощадки (ее уклон, стесненность зоны строительства), условия других непредвиденных факторов (близость к техническим магистралям и тр.), выбор материала строительства конструкций здания. Как раз для определения данных факторов и необходимы инженерные изыскания.

Инженерные изыскания для строительства — работы, проводимые для комплексного изучения природных условий района, площадки, участка, трассы проектируемого строительства, местных строительных материалов и источников водоснабжения и получения необходимых и достаточных материалов для разработки экономически целесообразных и технически обоснованных решений при проектировании и строитель-

стве объектов с учетом рационального использования и охраны природной среды, а также получения данных для составления прогноза изменений природной среды под воздействием строительства и эксплуатации предприятий, зданий и сооружений.

Инженерные изыскания являются одним из важнейших видов строительной деятельности, с них начинается любой процесс строительства и эксплуатации объектов. Комплексный подход, объединяющий различные виды инженерных изысканий позволяет проводить разностороннее и своевременное обследование строительных площадок, зданий и сооружений.

Виды инженерных изысканий в строительстве разнообразны: инженерно-топографические; инженерно-геодезические изыскания; инженерно-геологические; инженерно-геофизические; инженерно-гидрометеорологические; инженерно-экологические (мобилизационные, полевые, лабораторные и камеральные работы); инженерно-геотехнические; изыскания грунтовых строительных материалов (опытные полевые работы; обследование земляных сооружений при их реконструкции); почвенно-геоботанические; археологические; геофизические работы; землеустроительные и кадастровые работы.

Инженерные изыскания выполняются для подготовки проектной документации, строительства, реконструкции объектов капитального строительства. Не допускаются подготовка и реализация проектной документации без выполнения соответствующих инженерных изысканий.

Виды работ по инженерным изысканиям, которые оказывают влияние на безопасность объектов капитального строительства, должны выполняться только индивидуальными предпринимателями или юридическими лицами, имеющими выданные саморегулируемой организацией свидетельства о допуске к таким видам работ. Инженерные изыскания для строительства выполняются в целях получения:

1) материалов о природных условиях территории, на которой будут осуществляться строительство, реконструкция объектов капитального строительства, и факторах техногенного воздействия на окружающую среду, о прогнозе их изменения, необходимых для разработки решений относительно такой территории;

2) материалов, необходимых для обоснования компоновки зданий, строений, сооружений, принятия конструктивных и объемно-планировочных решений в отношении этих зданий, строений, сооружений, проектирования инженерной защиты таких объектов, разработки мероприятий по охране окружающей среды, проекта организации строительства, реконструкции объектов капитального строительства;

3) материалов, необходимых для проведения расчетов оснований, фундаментов и конструкций зданий, строений, сооружений, их инженерной защиты, разработки решений о проведении профилактических и других необходимых мероприятий, выполнения земляных работ, а также для подготовки решений по вопросам, возникшим при подготовке проектной документации, ее согласовании или утверждении.

Результаты инженерных изысканий представляют собой документ о выполненных инженерных изысканиях, содержащий материалы в текстовой форме и в виде карт (схем) и отражающий сведения о задачах инженерных изысканий, о местоположении территории, на которой планируется осуществлять строительство, реконструкцию объекта капитального строительства, о видах, об объеме, о способах и о сроках проведения работ по выполнению инженерных изысканий в соответствии с программой инженерных изысканий, о качестве выполненных инженерных изысканий, о результатах комплексного изучения природных и техногенных условий указанной террито-

рии, в том числе о результатах изучения, оценки и прогноза возможных изменений природных и техногенных условий указанной территории применительно к объекту капитального строительства при осуществлении строительства, реконструкции такого объекта и после их завершения и о результатах оценки влияния строительства, реконструкции такого объекта на другие объекты капитального строительства.

Необходимость выполнения отдельных видов инженерных изысканий, состав, объем и метод их выполнения устанавливаются с учетом требований технических регламентов программой инженерных изысканий, разработанной на основе задания застройщика или заказчика, в зависимости от вида и назначения объектов капитального строительства, их конструктивных особенностей, технической сложности и потенциальной опасности, стадии архитектурно-строительного проектирования, а также от сложности топографических, инженерно-геологических, экологических, гидрологических, метеорологических и климатических условий территории, на которой будут осуществляться строительство, реконструкция объектов капитального строительства, степени изученности указанных условий.

Более подробно раскрою инженерно-геологические изыскания, т.к. они особо важную роль занимают в нашем регионе. Грунты в Приднестровье относятся к специфическим грунтам - просадочные грунты 1 и 2 типов. Отличительная особенность просадочных грунтов заключается в их способности в напряженном состоянии от собственного веса или внешней нагрузки от фундамента при повышении влажности - замачивании давать дополнительные осадки, называемые просадками. К просадочным грунтам относятся лессы, лессовидные супеси, суглинки и глины, некоторые виды покровных суглинков и супесей, а также в отдельных случаях мелкие и пылеватые пески с повышенной структурной прочностью, насыпные глинистые грунты, отходы промышленных производств (колосниковая пыль, зола и т. п.), пепловые отложения и др.

Инженерно-геологические изыскания должны обеспечивать комплексное изучение инженерно-геологических условий района (площадки, участка, трассы) проектируемого строительства, включая рельеф, геологическое строение, геоморфологические и гидрогеологические условия, состав, состояние и свойства грунтов, геологические и инженерно-геологические процессы, изменение условий освоенных (застроенных) территорий, составление прогноза возможных изменений инженерно-геологических условий в сфере взаимодействия проектируемых объектов с геологической средой с целью получения необходимых и достаточных материалов для проектирования, строительства и эксплуатации объектов.

В состав инженерно-геологических изысканий входят: сбор и обработка материалов изысканий прошлых лет; дешифрирование космо-, аэрофотоматериалов и аэровизуальные наблюдения; маршрутные наблюдения (рекогносцировочное обследование); проходка горных выработок; геофизические исследования; полевые исследования грунтов; гидрогеологические исследования; сейсмологические исследования; сейсмическое микрорайонирование; стационарные наблюдения; лабораторные исследования грунтов и подземных вод; обследование грунтов оснований существующих зданий и сооружений; камеральная обработка материалов; составление прогноза изменений инженерно-геологических условий; оценка опасности и риска от геологических и инженерно-геологических процессов; составление технического отчета.

Инженерные-геологические изыскания на площадках объектов перспективного строительства в Приднестровье проводит на сегодняшний день только Государственное Унитарное Предприятие "Проектный институт "Приднестровский", хотя в неда-

легкие времена подобных институтов с оснащенными лабораториями для исследования грунтов было несколько. В ПИ мне посчастливилось проходить преддипломную практику, где я узнала много нового об инженерном проектировании зданий и инженерных изысканиях площадок строительства.

Сотрудники ПИ "Приднестровский" проводили доработку проектов социальных объектов, строящихся в нашей республике при поддержке Евразийской интеграции. Проекты российских инженеров и архитекторов были выполнены на высшем уровне, но запроектированные конструкции не соответствовали нашим нормам проектирования с учетом нашей региональной геологии и сейсмической зоны района строительства. Территория Приднестровья находится в районе с сейсмичностью 7 баллов, согласно сейсмическому районированию. Просадочные грунты в некоторых районах влияют на повышение сейсмического воздействия до 8 баллов. Проектирование зданий и сооружений производится также согласно СНиП ПМР 22-03-2009 «Строительство в сейсмических районах». ПИ провел инженерно-геологические изыскания всех площадок строительства социальных объектов, инженеры внесли изменения в проекты с заменой некоторых конструкций фундаментов, корректировки чертежей несущих конструкций зданий.

Прихожу к выводу, что ни одно строительство здания или сооружения, не важно в каком регионе, а тем более в Приднестровье, не может обойтись без проведения инженерных изысканий. Для любого уважающего себя инженера строительные нормы и правила для проектирования и строительства должны стать настольной книгой. Сейчас уже нельзя, как это могло быть раньше, построить (спроектировать) все что угодно, а потом продать. Главное, нужно всегда знать и помнить, что качество и безопасность – основные задачи архитекторов и инженеров при проектировании объектов промышленности и гражданского назначения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 11.02.96 «Инженерные изыскания для строительства».
2. СП 11-105-97 «Инженерно-геологические изыскания для строительства. ч. I. Общие правила производства работ».
3. СП 47.13330.2012 "Инженерные изыскания для строительства".
4. СНиП 2.01.09-91 «Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах».

Иванникова Н.А., ст. преподаватель ТОСЭУН

Каширский Д.П., Прокофьев А.Ю., студенты 4-го курса ТОСЭУН

Иванников А.А., студент 5-го курса ПГС

Научный руководитель –

Жолобов А.Л., канд. техн. наук, проф.

ГАОУ ВПО «Астраханский инженерно-строительный институт»

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ ОШТУКАТУРЕННЫХ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Современные методы работы по обследованию оштукатуренных каменных конструкций ведутся в два этапа: первый - предварительное обследование; второй - детальное обследование [1, 2]. Тип проведения обследования зависит от поставленной

задачи перед специалистом, проводящим обследование [3]. В том случае, когда конструкциям не требуется капитальный ремонт или реставрация, чаще всего используется предварительное обследование, или обследование с помощью неразрушающих методов контроля. Детальное обследование занимает много времени и труда, а так же обходится очень дорого, поэтому лучше всего, когда обследование может быть обосновано при общем или же предварительном осмотре.

Предварительное (общее визуальное) обследование включает в себя:

- осмотр здания либо сооружения;
- выполнение обмерочных чертежей;
- изучение проектной и исполнительной документации;
- визуальное обследование конструкций;
- выполнение ориентировочных поверочных расчетов;
- предварительную оценку состояния конструкций или объекта;
- составление заключения.

Общее и предварительное обследование всегда начинается с визуального осмотра конструкций объекта. Далее следует этап ознакомления с технической документацией и сопутствующими материалами, с целью составления общей картины состояния конструкций исследуемого здания или сооружения. Изучение проектно-технической и исполнительной документации делается в целях определения качества и периода времени строительства, времени, затраченного на проведение предшествующих ремонтов, конструктивных и инженерных решений, расчетные нагрузки и воздействия на конструктивные элементы, схема установка оборудования, инженерно-геологические условия строительства и условия эксплуатации объекта [4, 5].

Чаще всего, при составлении дефектных ведомостей, большой удельный вес занимают оштукатуренные поверхности, в особенности при наличии на обследуемом объекте кирпичных и каменных конструкций (Рисунок 1,2). Задачей осмотра таких стен является выявление в них дефектов и установление причин их образования.

При осмотре оштукатуренных кирпичных стен должны выявляться и фиксироваться трещины и участки с повышенной влажностью, толщина швов, качество перевязки швов, отвесность и прямолинейность углов кирпичной кладки, откосов дверных и оконных проемов, вдавливание и искривление стен, армированные швы, участки стен с расслоением по вертикали, выкрашивание кирпичной кладки и цементного раствора, разрушение из-за вымораживания нижней части цоколя, а также качество нанесения штукатурного раствора и облицовки стен [6, 7].

Все трещины в кирпичной кладке можно представить в тремя видами:

- трещины, вызванные неравномерной нагрузки на стены;
- трещины, образовавшиеся в результате естественной осадки фундамента;
- трещины, вызванные температурными деформациями.



Рис.1. Поверхность плоской кирпичной стены, подлежащая ремонту



Рис. 2. Поверхность оштукатуренного архитектурного элемента кирпичной кладки, подлежащая ремонту

Каждый вид трещин по-разному оказывает воздействие на несущую способность каменных конструкций, а так же влияет на долговечность здания. Трещины от неравномерной осадки фундаментов влияют на места сопряжения отдельных элементов, нарушая при этом пространственную жесткость здания, что приводит к увеличению воздухопроницаемость стен. Трещины температурного происхождения влияют на участки стен под опорами балок и перемычек, а так же оказывают влияние на торцевые участки здания. Трещины, которые образовались от неравномерной осадки, фундамента, чаще всего имеют наклонное направление, вследствие чего стена наклоняется под опасным углом, что в дальнейшем может привести к ее обрушению. Трещины, температурного происхождения обычно возникают у торцовой части здания, так же могут возникнуть в торцовых перемычках и заходить в наклонных направлениях, в простенок и в перемычный пояс кладки. В результате чего многократное повторение температурного воздействия может оказать воздействия в виде раскрытия стен до нескольких сантиметров.

Современные методы обследования помогают выявлять множество дефектов в оштукатуренных кирпичных конструкциях и способствовать их устранению, что бы продлить эксплуатационные качества здания или сооружения [8].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ГОСТ Р 53778–2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – М. Стандартинформ, 2010.
2. СП 13-102–2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений.
3. Техническая эксплуатация и обследование строительных конструкций» / В.С. Абраш-итов – М.: Издательство АСВ, 2002.
4. *Добромыслов А.Н.* Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам» / – М. : Изд-во АСВ, 2007.
5. Диагностика повреждений и восстановление эксплуатационных качеств конструкций / И.С. Гучкин – М.: Издательство АСВ, 2001.
6. Обследование и испытание зданий и сооружений / А.А. Землянский – М.: Издательство АСВ, 2012.
7. *Добромыслов А.Н.*, «Ошибки проектирования строительных конструкций» /-М.: Изд-во АСВ, 2008.
8. *Габриель И.*, Реконструкция зданий по стандартам энергоэффективного дома: Пер. с нем./ И. Габриель, Х. Ладенер.- СПб; БХВ - Петербург, 2011, 480 с.: ил. – (Строительство и архитектура).

Игнатов П.В., Космодемьянов В.А., студенты 3-го курса Мытищинского филиала
Научный руководитель –
Агапов В.П., д-р техн. наук, проф.
ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

РАЗРАБОТКА ПРОГРАММЫ ДЛЯ РАСЧЕТА СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПРОЧНОСТЬ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЭФФЕКТИВНЫХ АЛГОРИТМОВ РЕШЕНИЯ СЛАУ

Основным методом расчета конструкций на прочность, применяемым в настоящее время в большинстве проектных и научно-исследовательских организаций при проектировании строительных сооружений, является метод конечных элементов. Этот метод в последние годы активно внедряется в учебный процесс во многих вузах, в том числе и в МГСУ, при этом используются коммерческие программы, реализующие этот метод. Однако документация коммерческих программ, как правило, содержит лишь инструкции для пользователей и не содержит информацию о реализованных в программе методах и алгоритмах. Незнание же этих методов может привести к неправильному использованию программ и получению, вследствие этого, неверных результатов. Поэтому использование коммерческих программ мало способствует изучению метода конечных элементов как такового. Данная работа предпринята с целью исправить ситуацию и разработать программу метода конечных элементов с открытым кодом, которую можно было бы использовать как учебное пособие при изучении метода конечных элементов, с одной стороны, и как основу для выполнения студентами и аспирантами научных исследований.

В разработанной программе, названной авторами ПОЛИГОН, реализован метод перемещений. Блок-схема программы приведена на рис.1. В первой версии программы ПОЛИГОН библиотека элементов содержит только один тип элементов - шарнирный стержень. Однако алгоритм программы допускает возможность расширения библиотеки. Обратим особое внимание на метод решения СЛАУ, реализованный в программе.

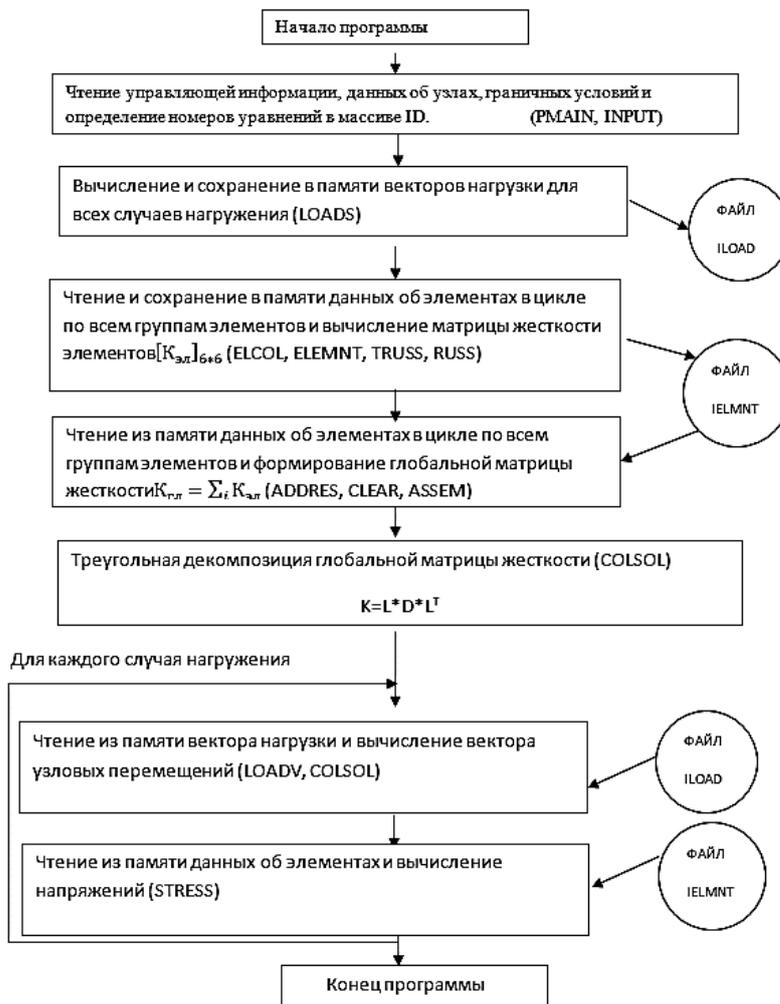
В программе реализован метод исключения Гаусса, который предпочтительней для расчета строительных так как при конечно-элементном анализе, матрица жесткости конструкции является положительно определенной, симметричной и абсолютной (конечной, окаймленной). В тоже время все не нулевые элементы группируются вокруг диагонали матрицы, что значительно сокращает общее число операций, то есть затрачиваемой оперативной памяти, требуемой для решения. Однако это зависит от способа хранения матриц и наша задача ввести наиболее эффективный способ хранения и обработки элементов матрицы. В нашей программе алгоритм исключения реализован в подпрограмме COLSOL которая и осуществляет приведение матрицы к виду LDL^T

Теоретические основы алгоритма заимствованы авторами из работы профессора, доктора технических наук В.П.Агапова [1].

Основные этапы расчета конструкций методом перемещений в матричной форме заключаются в следующем.

1. В глобальной системе координат определяются координаты узловых точек; осуществляется их нумерация.

2. Вычисляются матрицы жесткости всех элементов конструкции в местных осях элементов. Для пространственных шарнирных стержней используется формула (1):



Формула (1)

$$[K_{эл,m}] = \frac{EF}{l} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

где E - модуль упругости материала, F - площадь поперечного сечения, l - длина стержня.

3. Вычисляются матрицы жесткости элементов конструкции в глобальных осях по формуле:

$$[K_{эл,гп}] = [T]^T [K_m] [T],$$

где $[T]$ - матрица направляющих косинусов элемента.

4. Суммированием матриц жесткости элементов находится матрица жесткости конструкции:

$$[K] = \sum [K_{эл,гп}].$$

5. Осуществляется треугольная декомпозиция матрицы жесткости конструкции:

$$[K] = LDL^T,$$

где $[L]$ - левая треугольная, а $[D]$ - диагональная матрицы.

6. Для каждого случая нагружения решается система уравнений:

$$[L][D][L^T] \{U\} = \{P\},$$

где $\{U\}$ - вектор узловых перемещений, $\{P\}$ - вектор узловых нагрузок.

7. По узловым перемещениям находятся усилия в стержнях.

Так как в строительных конструкциях происходит работа с разреженной матрицей, задача усложняется необходимостью тривиальной работы с нулевыми. Поэтому наряду с применением новых способов компьютерного решения необходимо вводить дополнительные алгоритмы для хранения только ненулевых элементов и информации о их нахождение в матрице. Такая форма хранения называется **упакованной**.

Правда при упаковке необходимо учитывать, что при решение появляются новые ненулевые элементы и необходимо учесть возможность их добавления. Так связанные списки и массивы хранения в двух массивах ненулевых и диагональных значений матрицы позволяют без труда добавить новый ненулевой элемент в массив. Так же нужно понимать, что память и время понятия несовместные и необходим компромисс.

В нашей программе реализован упакованный метод хранения матриц немного отличный от простого хранения ненулевых элементов. Это профильный метод хранения матрицы. В памяти машины сохраняется полоса значений в виде массива, начиная от первого ненулевого элемента до диагонального в каждом столбце.

Исследование скорости работы программы.

Для определения выигрыша во времени при использовании профильного метода обработки матрицы нами была взята пространственная параллельная ферма с 3 тысячами узлов, что давало более 9 тысяч уравнений. Сравнение проводилось с программой ПРИНС В.П. Агапова на компьютере с характеристиками: Intel Core I7 4700HQ 2.40 ГГц 12 Гб RAM windows 8.1 64-бит. В результате замера времени решения, были получены результаты, которые показывают общий выигрыш по времени в 4 раза (1,79 против 7,85 сек.). Данный выигрыш складывается как из-за увеличения скорости решения уравнений, так и из-за работы программы только в оперативной памяти машины с применением упакованного хранения.

Размеры данной статьи не позволяют привести текст программы, написанной на языке ФОРТРАН, и документацию к ней. Подробности можно узнать по адресу электронной почты *kosmodVA@mail.ru*. *peter.ignatow@yandex.ru*

Заключение

Современные конструкции зданий и сооружений становятся все более масштабными и сложными в реализации. При этом они должны быть долговечными, удобными и безопасны в эксплуатации и быть экономичными в строительстве и эксплуатации. Для этого нужен очень точный расчет, который можно реализовать только на компьютерных моделях в различных программах. Для повышения качества расчета нужно понимать принцип работы программы, для этого и была создана программа ПОЛИГОН с открытым кодом, которая так же дает представление о реализации необходимого для быстрого расчета больших конструкций метода скайлайн и упакованного способа хранения матриц.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Агапов В.П.* Метод конечных элементов в статике, динамике и устойчивости конструкций. – Изд-во АСВ, М., 2005.
2. *Bathe K.J.* Finite Element Procedures.

Истомин А.С., студент 4-го курса группы ПГС

Научный руководитель –

Присяжной Н.В., ст. преподаватель кафедры ПГС

ФГБОУ ВПО «Северо-Восточный государственный университет»

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ОБСЛЕДОВАНИЯ ЖИЛЫХ ДОМОВ ИСТОРИЧЕСКОЙ ЗАСТРОЙКИ В Г. МАГАДАНЕ

Сохранение исторического наследия, капитальный ремонт и усиление исторических зданий, их приспособление для полноценного функционирования в современных условиях крайне важная задача не только для Магадана, но и для городов всего мира. Для разработки проекта усиления и капитального ремонта необходимо выполнение комплекса научно-исследовательских и изыскательских работ по выявлению фактического технического состояния здания и мероприятий по его восстановлению.

Новейшие методики технического обследования зданий позволяют получить необходимую информацию в максимально полном объеме, выявить соответствие параметров здания документации, уровень его изношенности. Техническое обследование зданий и сооружений дает возможность составить точное заключение о том, в каком состоянии на текущий момент находится строение, требуется ли ремонт или полная реконструкция, насколько безопасна дальнейшая эксплуатация здания. Обследование зданий предполагает проведение целого комплекса инженерных работ по выяснению несущей способности конструкций здания, определению состояния инженерных коммуникаций и общего технического состояния здания. При этом в процессе обследования зданий производится сравнение проектной документации по данному объекту с данными осмотра. Комплекс мероприятий состоит из целого набора методов контроля строительных конструкций, которые определяют соответствие текущего состояния объекта проектным характеристикам.

Цель данной работы: получение данных о техническом состоянии основных несущих и ограждающих конструкций и оценка возможности дальнейшей эксплуатации жилых домов №3, №5, №7, №9 по улице Портовая в г. Магадане.

Здания запроектированы 4-х этажными с подвальными помещениями. В доме №3 стены выполнены из керамзитобетонных камней, в остальных домах из керамического кирпича. Фундаменты - ленточные бутобетонные. Кровля - чердачная, вальмовая по наклонным дощатым стропилам с кровлей из: волнистых асбестоцементных листов. Сейсмичность площадки – 7 баллов на момент строительства и 8 баллов на момент обследования [2]. Расчетная снеговая нагрузка на покрытие: 210 кгс/м² на момент строительства и 320 кгс/м² на момент обследования [3]. Конструктивная схема зданий – с несущими продольными и поперечными стенами. Общая устойчивость зданий обеспечена совместной работой продольных, поперечных несущих стен и перекрытий, создавая единую пространственную конструкцию. Основные показатели следующие: год постройки – 1954 г., 1958 г., 1959 г., 1960 г.; строительный объем - 13079 м³, 22194 м³, 15379 м³, 16758 м³; площадь здания - 778,5 м², 3801,9 м², 879,5 м², 1064 м², соответственно для домов №3, №5, №7, №9.

Обследование строительных конструкций домов выполнено в два этапа [1,4].

Первый этап – подготовка к проведению обследования (подготовительные работы): ознакомление с объектом обследования в натуре, его объемно-планировочным и конструктивным решением; подбор и анализ проектно-технической документации, анализа результатов периодических осмотров, документов о текущих и капитальных ремонтах, отчетов специализированных организаций о ранее выполненных обследо-

ваниях с оценкой их влияния на надежность эксплуатации объекта; составление программы работ.

Второй этап – сплошное визуальное обследование конструкций здания и выявление дефектов и повреждений по внешним признакам с необходимыми измерениями и их фиксацией: контрольные обмеры (замеры) основных геометрических параметров обследуемого объекта и несущих конструкций, фактических сечений несущих конструкций, их узлов и соединений; визуальное обследование строительных конструкций с выявлением дефектов и повреждений по внешним характерным признакам; фотофиксация дефектов и повреждений; проверка наличия характерных деформаций здания и его отдельных строительных конструкций (прогибы, крены, перекосы, разломы и т.д.); установление аварийных участков; освидетельствование конструкций.

Результатом обмерных работ стали планы стропил, разрезы и узлы стропильной системы. Прочность железобетонных конструкций определялась неразрушающим методом при помощи прибора Пульсар-1.1. По результатам измерений установлен класс бетона – В35. Прочность стен определялась разрушающим методом путем вырубки цельного камня из несущей стены и дальнейшего испытания в исследовательской лаборатории при помощи прессы П-10 и прессы П-250. По результатам испытаний установлено: марка кирпича – М125, М25, М35, М25 соответственно для домов №3, №5, №7, №9.

Для определения постоянной нагрузки от утеплителя на чердачное перекрытие здания было произведено по 15 вскрытий в каждом обследуемом объекте. По результатам измерений среднее значение равномерно-распределенной нагрузки от утеплителя составляет 250 кгс/м^2 .

Влагосодержание конструкций и их элементов определялось неразрушающим методом с помощью прибора ВСМ. По результатам измерений установлено, что % содержания варьируется от 0,5 до 14 %.

По результатам анализа соответствия конструктивных решений требованиям [2] установлено, что конструктивные решения, принятые в жилых домах не отвечают требованиям нормативного документа по следующим пунктам: в жилом доме № 3 – по п. 6.14.4. не соответствует марка кирпича, по п.6.14.17. отсутствует железобетонное обрамление; в жилом доме № 5 – по п. 6.1.5. табл.8. п.п. 8. высота здания на 2,8 м выше требуемого, по п. 6.14.10. 5 простенков на первом этаже не соответствуют требованиям; в жилом доме № 7 – по п. 6.1.5. табл.8. п.п. 8. высота здания на 2,45 м выше требуемого, по п. 6.14.10. два проема на первом этаже не соответствуют требованиям; жилом доме № 9 – по п. 6.1.5. табл.8. п.п. 8. высота здания на 2,5 м выше требуемого, по п. 6.14.10. – 6 простенков на первом этаже не соответствуют требованиям.

Выявлены следующие характерные дефекты и повреждения: разрушение штукатурного слоя стен фасадов; разрушение штукатурного слоя архитектурных решений фасадов здания; разрушение окрасочного слоя стен фасадов; разрушение окрасочного слоя архитектурных решений фасадов здания; отсутствие (разрушение) архитектурных решений (обломов, балясин, фигурных деталей в виде чаши, перил); разрушение мауэрлата: продольные трещины шириной раскрытия более 15 мм, глубина трещин до 7,5 мм, намокание и гниение на глубину до 5 мм; разрушение стоек: продольные трещины шириной раскрытия более 20 мм, глубина трещин до 9,5 мм; разрушение подкосов и связей: продольные трещины шириной раскрытия более 8 мм, глубина трещин до 4 мм; разрушение стропильных ног: продольные трещины шириной раскрытия более 15 мм, глубина трещин до 8,5 мм.

По результатам обследования сделаны выводы: значительная часть дефектов и повреждений связана с замачиванием строительных конструкций, происходящим по

следующим причинам - протечки кровли и инженерных сетей, приведшие к поражению гнилью деревянных конструкций стропильной системы, а также разрушению отделочных слоев помещений; некачественный водоотвод отдельных участков кровель и повреждения системы наружного водоотлива, что в свою очередь приводит к повреждению отделочных слоев, декоративных элементов наружных стен. Часть элементов стропильной системы подвергалась воздействию пожара; в стропильных ногах, стойках, подкосах, связях, мауэрлате обнаружены продольные трещины шириной раскрытия более 15 мм, глубиной до 8 мм; несоблюдение технологий изготовления и нанесения отделочных слоев фасадов, что привело к растрескиванию, вследствие усадки штукатурной растворной смеси.

На основе материалов проведенных исследований фасадов и крыш домов, анализа полученных результатов состояние конструкций здания можно классифицировать следующим образом: стены, деревянные конструкции крыши и кровля - ограниченно-работоспособное состояние; перекрытия - работоспособное состояние. Техническое состояние всех жилых домов в целом классифицируется как ограниченно-работоспособное [4].

Для обеспечения нормальной безопасной эксплуатации здания необходимо выполнение ряда мероприятий, а именно: разработать проект капитального ремонта, включающий в себя мероприятия по повышению сейсмостойкости до требуемого уровня и приведение конструктивных решений в соответствие с действующими нормами.

Материалы проведенных исследований были использованы при разработке проектной документации на ремонт и усиление строительных конструкций крыш и фасадов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений / Госстрой России, 2003.
2. СП 14.13330.2011. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81* / ОАО НИЦ «Строительство».
3. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* / ОАО НИЦ «Строительство».
4. ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния».

Калмыков С.А., студент 2-го курса СФ

Научный руководитель –

Кашарина Т.П., д-р техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова»

НЕРАЗРУШАЮЩИЕ МЕТОДЫ ФИЗИЧЕСКОГО ИСПЫТАНИЯ И ДИАГНОСТИКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ

Одной из главнейших задач, которые приходится решать при обследовании зданий и сооружений, выполненных из каменной кладки, является определение достоверных механических характеристик кладки, как композитного материала, состоящего из кирпича и раствора.

Особенно остро стоит проблема обследования прочностных характеристик кладки старых зданий, состоящих преимущественно из керамического кирпича на глиняном известковом растворе. Данные о прочностных характеристиках таких зданий затруднительно найти в научно-технической документации [1]. Также нельзя оставлять без внимания проблему зданий с отделкой лицевым кирпичом а Большая часть из него является пустотелым, а он, при неправильной его подборке, теряет под воздействием окружающих факторов свои декоративные и механические свойства.

При диагностики состояния кирпичной кладки необходимо знать основные дефекты раствора и кирпичной кладки а так же, какие воздействия могут быть оказаны на них (Рис 1).

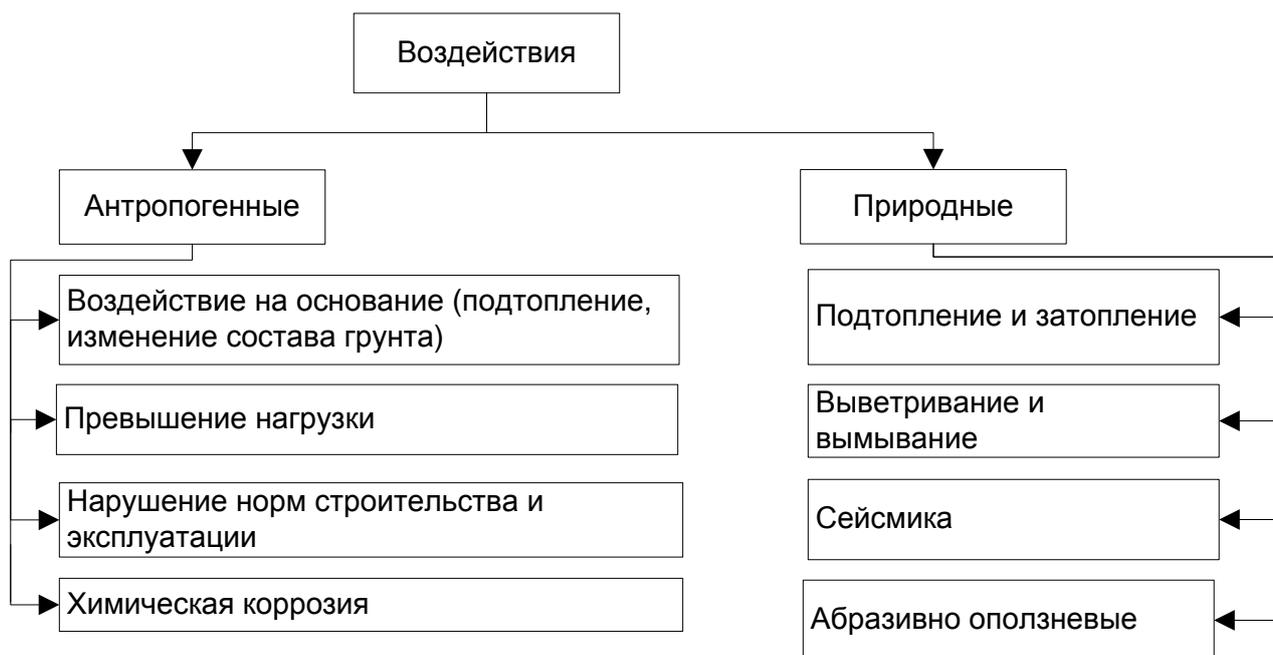


Рис. 1. Виды воздействия на кирпичную кладку

Обследование как правило состоит из трех основных этапов:

1. Ознакомление с проектной документацией
2. Визуальное обследование объекта т.е установление соответствия проекту, наличие трещин, отслоений и др;
3. Составление плана детального или инструментального обследования, проведение испытаний неразрушающими методами контроля то есть испытание образцов в лабораторных условиях, составление рекомендаций по устранению[2].

Для испытания конструкций на прочность используются неразрушающие методы контроля, в т.ч механический который подходит только для испытания швов в кирпичной кладке. Для испытания кирпича требуется физические методы , представленные ниже(Рис 2).

Эти методы позволяют выявить действительное состояние объекта, прогнозировать эксплуатационный ресурс без нарушения несущей способности.

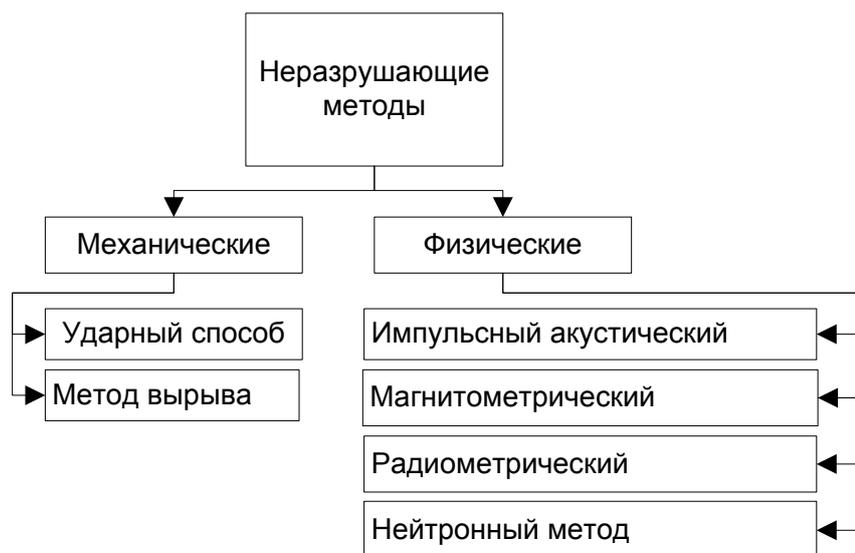


Рис. 2. Типы неразрушающих методов

Проверка состояния каменной кладки проводится следующим образом (Рис 3):



Рис. 3. Методы проверки кирпичной кладки

Но необходимо учитывать, что некоторые методы, в частности разрушающего действия, неприменимы по отношению к зданиям, имеющим историческую ценность и относящихся к памятникам архитектуры, Согласно Федеральному Закону [3].

Характерные признаки выветривания и вымывания раствора из кладки и кирпичей представлены на (Рис 4)



Рис. 4. Характерные признаки выветривания и вымывания раствора из кладки, вываливание кирпичей

Результаты испытания шва кладки представлены на (Рис 5).[2] Диапазон полученной тарировочной кривой замерялась через каждые 3 мм.

Перед испытаниями склерометром проверяется его тарировка, при этом мы получаем большую точность и достоверность испытаний .

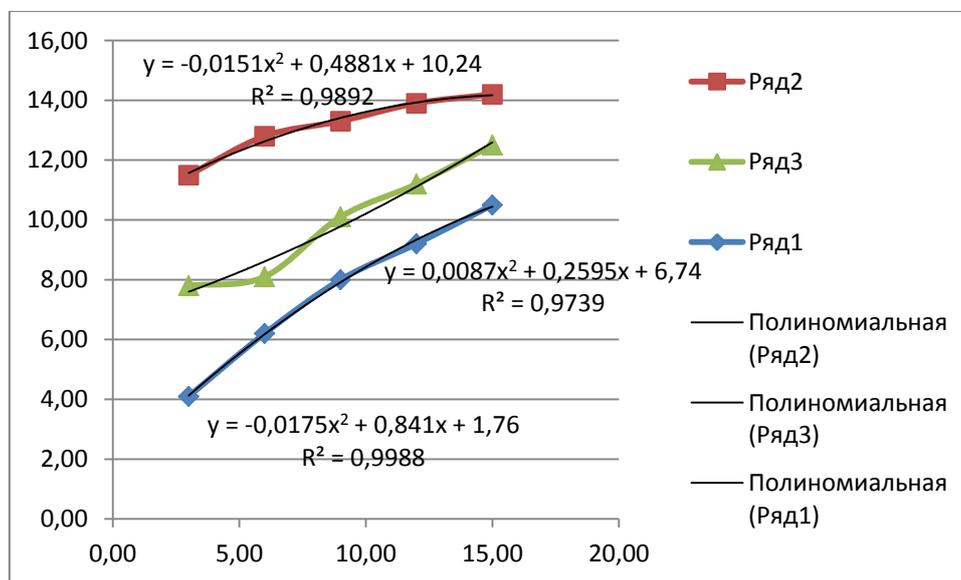


Рис. 5. Зависимость отпечатков от толщины шва

К примеру, отклонение при толщине шва в 11 мм, в пределах доверительного интервала, 6,4%, зная истинное значение прочности применяемого раствора можно с большой точностью определять значения данного склерометра для данной толщины шва, и допустить его использование в натуре.

Таблица 1

№	Название дефекта	Причина возникновения	Методы определения	Общие рекомендации к решению
1	Высолы на кирпичной кладке	Некачественная обработка швов кирпичной кладки, намокание поля стены	Визуальный (имеют белый цвет)	Создание ливнеотводящей системы, улучшение контроля за качеством поставляемых строительных материалов, специальные добавки в цементный раствор и обработка кирпича, контроль за качеством выполняемых работ, в том числе квалификация рабочих.
2	Разрушение кирпича в отделочном слое (расслаивание отколы)	Некачественный материал, ошибка проектирования, некачественное выполнение работ, замачивание	Визуальный	
3	Уменьшение количества раствора в швах	Выветривание и вымывание раствора из кладки	Визуальный	
4	Коррозия раствора в швах кладки	Вымывание, кислотные дожди, биокоррозия	Ударный (СД-2), радиометрический (ИП-3)	
5	Трещины в облицовочном кирпиче	Неправильное расположение или отсутствие деформационных швов, опирание лицевого слоя на консоли а не на спец кронштейны	Визуальный	
6	Трещины в кирпиче	Подтопление, изменение состава грунта, ошибки при проектировании строительстве, сейсмика	Импульсный акустический, (УКВ-1) радиометрический (ИП-3)	

Заключительная часть: Результатами проведенной выше работы является анализ разрушительных воздействий на каменную кладку, эмпирические зависимости для шва кирпичной кладки, обзор методов испытания и диагностики и составление рекомендаций по способам диагностики дефектов представлены в таблице 1.

Полученные результаты могут быть применены при обследовании кирпичной кладки в зданиях и сооружениях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Инженерно-строительный журнал №7, 2011 . Стр 3.
2. Скибин Г.М., Каширина Т.П., Галашев Ю.В.; Юж.-Рос.гос.техн.ун-т (НПИ). – Новочеркасск: ЮРГТУ (НПИ), 2012. -367 с.
3. Федеральный закон от 25.06.2002 73-ФЗ об объектах культурного наследия.
4. СНиП 3.03.01-87 несущие и ограждающие конструкции.
5. Лужин О.В. Обследование и испытание сооружений : учеб. Пособие для вузов / О.В. Лужин, А.Б. Горбунов.-М.: Стройиздат, 1987 . -263 с.

Каменчуков А.В., канд. техн. наук, доц. кафедры автомобильных дорог

Кондратенко Т.Е., ст. преподаватель кафедры автомобильных дорог

ФГБОУ ВПО «Тихоокеанский государственный университет»

Научный руководитель –

Ярмолинский В.А., д-р техн. наук, проф.

кафедры строительства и эксплуатации дорог

ФГБОУ ВПО «Московский автомобильно-дорожный государственный технический университет»

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ЛОКАЛЬНОГО РЕМОНТА ПОКРЫТИЙ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ ХОЛОДНЫМИ И ГОРЯЧИМИ АСФАЛЬТОБЕТОННЫМИ СМЕСЯМИ

Автомобильная дорога, как сложный инженерно-технический комплекс, должна на протяжении всего срока службы удовлетворять техническим и эксплуатационным требованиям и обеспечивать безопасное движение транспортных средств. Покрытие дорожной одежды является наиболее важным элементом системы земляное полотно – дорожная одежда отвечающим за уровень удобства и безопасности движения. Однако, добиться безотказной работы именно этого элемента дороги, как правило, не возможно.

На протяжении всего срока службы дороги именно покрытие дороги подвергается атмосферному воздействию, сопротивляется физико-механическому влиянию и передает нагрузку от автомобиля, кроме этого на дорожную одежду действует поверхностная и грунтовая влага. Под влиянием всех этих факторов на покрытия постепенно образуются и развиваются дефекты и деформации, приводящие к преждевременному отказу.

Основными дефектами покрытия являются трещины и колеи. Под влиянием постоянной динамической нагрузки в сочетании с циклическим замораживанием-оттаиванием водонасыщенного покрытия (вода в трещинах) трещины развиваются в выбоины. Так же, вследствие осеннего водонасыщения грунта развиваются деформации морозного пучения и нарушается водно-тепловой режим земляного полотна, который пагубно влияет на работоспособность дорожной одежды в период весеннего оттаивания.

Ремонт покрытия дороги является весьма дорогостоящим мероприятием и требует применения специализированных технических средств. В зависимости от уровня технико-эксплуатационного состояния покрытия ремонтные работы могут осуществляться различными методами, но необходимо применять только наиболее эффективные методы с учетом всесторонней экономико-математической оценки [1]. Так как дефекты развиваются постепенно необходимо регулярно проводить работы по диагностике дорог с целью выявления участков с дефектами на ранней стадии формирования.

Согласно проведенным исследованиям [1] используя методику балльной оценки покрытия по коэффициентам обеспечения расчетной скорости (по K_{PC} 8), разработанной проф. Ю.М. Яковлевым [2], покрытие дороги по уровню дефектов можно разделить на: отличное (4 ÷ 5 баллов), хорошее (3 ÷ 4 балла), удовлетворительное (2 ÷ 3 баллов), неудовлетворительное. Наиболее эксплуатационно и экономически целесообразным является ремонт покрытия в хорошем состоянии. Однако, в связи с ограниченностью ремонтного периода и необходимостями производства экстренных ремонтных работ не всегда есть возможность своевременно устранить дефекты на покрытии.

Для таких работ обычно применяют локальные методы ремонта покрытия с частичным удалением существующего покрытия. Новое покрытие устраивают из горячих или холодных асфальтобетонных смесей. В холодный период времени применение горячих смесей возможно только с использованием стабилизирующих добавок, но наиболее экономически оправданным является применение холодных асфальтобетонных смесей. Исследования Бахрах Г.С. [3] показали, что применение локальных методов ремонта покрытия с удалением 5 см существующего асфальтобетона позволяет продлить срок службы дороги на 2,6 года.

На дорогах г. Хабаровск авторы провели ряд исследований [4] по оценке скорости развития дефектов на покрытиях с учетом толщины снимаемого слоя, материалов устройства нового покрытия, интенсивности и состава движения. Так как динамика образования дефектов (трещин) практически идентична для покрытий из холодных и горячих асфальтобетонных смесей, то на графиках 1 представлена обобщенная информация.

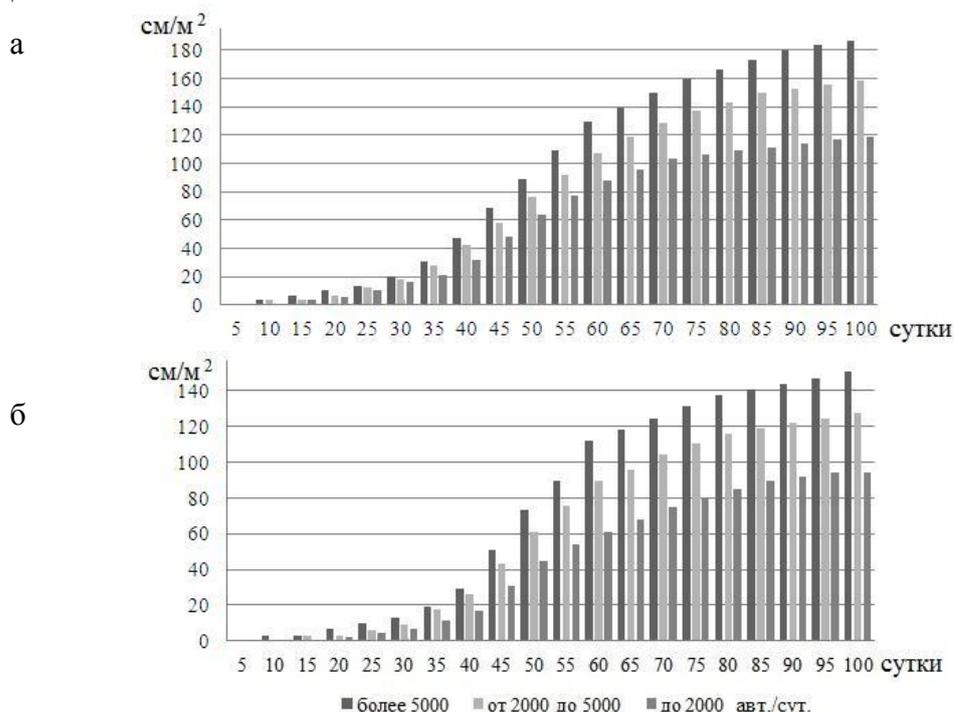


Рис. 1. Динамика образования трещин на покрытии в весенне-осенний период:
а – при удалении разрушенного покрытия на 5 см; б – удаление на 7 см.

Кроме оценки динамики образования трещин были выполнены работы:

1. Оценка прочности покрытия до и после ремонта.
2. Расчет срока службы отремонтированного покрытия;
3. Определение времени работы покрытия в каждом уровне транспортно-эксплуатационного состояния;
4. Расчет среднесуточной скорости роста трещин;

Прочность покрытия определялась методом статического нагружения покрытия расчетной нагрузкой до и после ремонтных работ. Для устройства нового покрытия применяют два материала: горячая мелкозернистая асфальтобетонная смесь тип Б марка I (№1); холодная асфальтобетонная смесь тип Б_х (№2). Результаты исследований приведены в таблице 1.

Типы конструкций усиления дорожной одежды зависят от толщины снимаемого слоя и числу проездов расчетного автомобиля по дороге (интенсивности и составу движения). Учитывая, что число проездов автомобилей по дороге пропорционально сроку службы дорожной одежды, то срок службы отремонтированного покрытия рассчитывается по формуле (4 [3]):

$$\lg T_y = (E_p - E_k) \lg T_{сл} / (E_o - E_k), \quad (1)$$

где T_y и $T_{сл}$ – расчетный срок службы соответственно: слоя усиления или пакета монолитных слоев на растрескавшемся слое и усиленной дорожной одежды с неповрежденными монолитными слоями, годы; E_p , E_k и E_o – общий модуль упругости дорожной конструкции соответственно: после ее усиления, критический (отвечающий предельному состоянию дорожной одежды, когда все ее монолитные слои растрескались), и расчетный для усиленной дорожной конструкции с неповрежденными слоями, МПа.

При обследовании участков ремонта (каждые 5 дней) выполнялись работы по оценке технико-эксплуатационного состояния покрытия (до 5 баллов) с записью статистических данных по показателям: количество трещин, суммарная длина трещин, средняя ширина раскрытия трещин. Продолжительность наблюдений составляет 100 дней и укладывается в весенне-осенний период времени при среднесуточной температуре воздуха более 5°C.

В результате систематизации и обработки данных была рассчитана среднесуточная скорость роста трещин, зависящая от типа покрытия, интенсивности и состава движения транспортных средств. Скорость роста трещин определяется для участка единичной площади покрытия дороги в сантиметрах.

В результате проведенных исследований было установлено, что локальные методы ремонта практически не способны повысить прочность дорожной одежды до минимально требуемого значения (200 МПа для III категории дороги), а на дорогах с низкой интенсивностью движения более целесообразно применять холодные асфальтобетонные смеси. Срок службы и динамика растрескивания покрытий из холодных и горячих асфальтобетонов равно пропорционально увеличению интенсивности движения.

Локальные методы ремонта не рекомендуется применять для восстановления сильно растрескавшихся покрытий с оценкой уровня ТЭС 3 балла и менее.

Оценка состояния покрытия дорог при локальном ремонте

Толщина снимаемого слоя существующего покрытия	5 см						7 см					
	до 2000		от 2000 до 5000		более 5000		до 2000		от 2000 до 5000		более 5000	
Интенсивность движения, авт./сут												
Материал покрытия	№1	№2	№1	№2	№1	№2	№1	№2	№1	№2	№1	№2
Среднестатистическая прочность покрытия, МПа:												
- до ремонта	182	184	176	180	179	181	168	170	170	172	172	175
- после ремонта	198	198	195	195	198	197	205	205	202	200	202	200
Срок службы, лет	2,75	2,75	2,72	2,70	2,65	2,60	2,68	2,62	2,60	2,58	2,60	2,55
Время до образования первого дефекта, сут	15	20	10	10	10	10	20	25	15	15	10	10
в том числе до каждого уровня ТЭС покрытия:												
- отличное	30	35	25	25	25	20	35	40	30	30	30	30
- хорошее	55	55	50	50	50	45	65	70	55	55	55	55
- удовлетворительное	>100	>100	85	85	80	75	>100	>100	>100	>100	>100	95
- не удовлетворительное	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Среднесуточная скорость роста трещин, см / сут.	1,3	1,3	1,7	1,7	2,0	2,1	1,1	1,0	1,3	1,3	1,6	1,6
Среднестатистическая ширина раскрытия трещин, мм												
- через 50 дней	2	2	2	2	2	2	1	1	2	2	2	3
- через 100 дней	3	3	3	4	4	4	2	2	2	3	4	5

Примечание: - дата наступления соответствующего уровня ТЭС покрытия более 100 дней от начала изменений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ярмолинский В.А. Повышение эффективности ремонта автомобильных дорог с учетом их эксплуатационного состояния / В.А. Ярмолинский, А. В. Каменчуков. – Хабаровск: Изд-во Тихоокеан. гос. ун-та, 2013. – 147 с.
2. Коганзон М.С., Яковлев Ю.М. Оценка и обеспечение прочности дорожных одежд нежесткого типа: Учебное пособие / МАДИ. – М., 1990. – 50 с.
3. Подход к определению срока службы асфальтобетонного покрытия / Бахрах Г.С.// ДОРОГИ И МОСТЫ. Сборник ст. / ФГУП РОСДОРНИИ. – М., 2014, вып. 32/2 – С.250-263.
4. Оценка эффективности ремонта автомобильных дорог г. Хабаровск / А.В Каменчуков, В.А. Ярмолинский // Дальний Восток. Автомобильные дороги и безопасность движения: межвузовский сборник научных трудов. - Хабаровск: Изд-во Тихоокеан. гос. ун-та, 2014. - №14.

Карпов И.А., аспирант

Научный руководитель –

Демьянушко И.В., д-р техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский автомобильно-дорожный государственный
технический университет»

КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ И ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИКИ ТРОСОВЫХ ДОРОЖНЫХ ОГРАЖДЕНИЙ

Безопасность - это один из основных параметров дорожного движения, а дорожные ограждения являются эффективным способом ее повышения. Перспективным видом ограждений являются тросовые ограждения. В работе описан опыт применения программных комплексов MSC.Nastran для моделирования ударных воздействий на тросовое ограждение и его элементы. Дается сравнение различных моделей троса, моделирование взаимодействия стойки и грунта, также рассматривается модель самого ограждения.

1. Введение

Среди всех видов дорожно–транспортных происшествий (ДТП) наиболее опасными являются лобовые столкновения транспортных средств и съезды автомобилей с проезжей части. Одним из эффективных способов снижения тяжести такого рода ДТП является установка дорожных удерживающих ограждений. В отечественной практике дорожного строительства наиболее широко применяются барьерные (Рис. 1 (а)) и парапетные дорожные ограждения (Рис. 1 (б)). В то же время за рубежом (США, Канада, Австралия, Скандинавские страны) на протяжении последних 15 лет все более широкое распространение получают тросовые ограждения (Рис. 1(в)). С недавнего времени эти ограждения стали устанавливать и в России. Опыт установки и применения этого вида ограждений в нашей стране описан в [1].

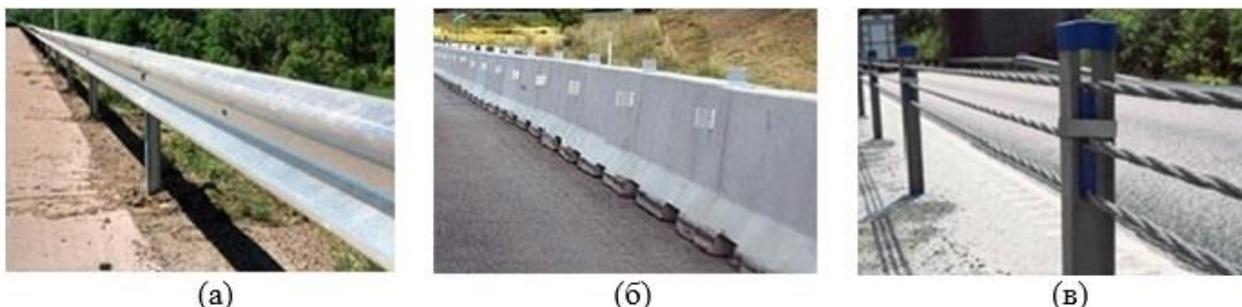


Рис. 1. Дорожные ограждения: (а) – барьерные; (б) – парапетные; (в) – тросовые

2. Моделирование работы тросовых ограждений и их элементов

Тросовые ограждения представляют собой 3 или 4 троса, проходящих через стойки, устанавливаемые в цилиндрические бетонные гильзы, находящиеся в грунте. Принцип работы этих ограждений заключается в следующем: при соударении автомобиля с ограждением, автомобиль начинает взаимодействовать с главным рабочим элементом ограждения (тросом), последний деформируется и передает усилия на стойки, которые, в свою очередь, передают его на грунт. Основное гашение энергии происходит за счет работы внутренних сил в тросе, стойках и грунте, в которые переходит кинетическая энергия ударяющего объекта.

Все ограждения, в том числе тросовые, требуют проведения сертификационных испытаний, одно из которых заключается в проведении дорогостоящих полномасштабных краш-тестов. Для того, чтобы снизить расходы на эти испытания и оптимизировать работу ограждений была предпринята попытка создания их конечно-элементной модели. Основными элементами моделирования выступали троса, стойки и грунт. Рассмотрим каждый из элементов по отдельности.

3. Модель троса

Создание конечно-элементной модели троса осуществлялось в несколько этапов. В начале были выявлены основные физико-механические свойства троса, затем на их основе были созданы несколько моделей, и в заключении, работу полученных моделей сравнили с работой реальных тросов на ударное воздействие.

3.1. Лабораторные испытания тросов

Лабораторные испытания тросов проходили в два этапа. На первом этапе трос закреплялся в специальных захватах и к нему прикладывалась продольная статическая нагрузка до разрушения. Результатом этих испытаний стала диаграмма деформирования троса из которой был получен его модуль упругости.

На следующем этапе испытаний трос подвергался действию поперечной ударной нагрузки. Трос закреплялся на специальном стенде (Рис. 2 а) и на него несколько раз сбрасывался груз в 900 кг с высоты 380 мм и 0 мм. Для того, чтобы условия работы троса были наиболее близки к реальным, трос крепился к стенду с помощью стяжных устройств, которые позволяли создавать начальное натяжение. Результаты испытаний представлены в таблице 1 и использовались для проверки точности КЭ модели.

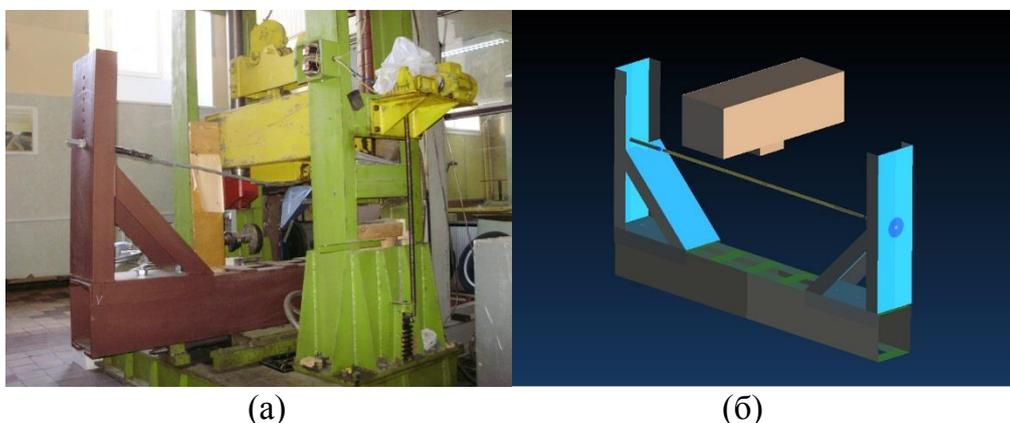


Рис.2. Испытательный стенд: (а)- реальный; (б) – КЭ модель

3.2 Конечно-элементные модели тросов

На основе экспериментов были разработаны две конечно-элементные модели. Первая модель балочно-оболочечная. Она состоит из балок в формулировке Huges-Lui с применением упругого материала MAT_ELASTIC (MAT_001). Поверх балочных элементов моделировались оболочки с применением MAT_NULL (MAT_009), которые связывались с тросом NODAL_RIGID_BODY элементами. Вторая модель состоит из Discrete Beam (Type 6) балок с применением MAT_CABLE_DISCRETE_BEAM (MAT_069) и внешних твердотельных элементов из MAT_PIECEWISE_LINEAR_PLASTICITY (MAT_024).

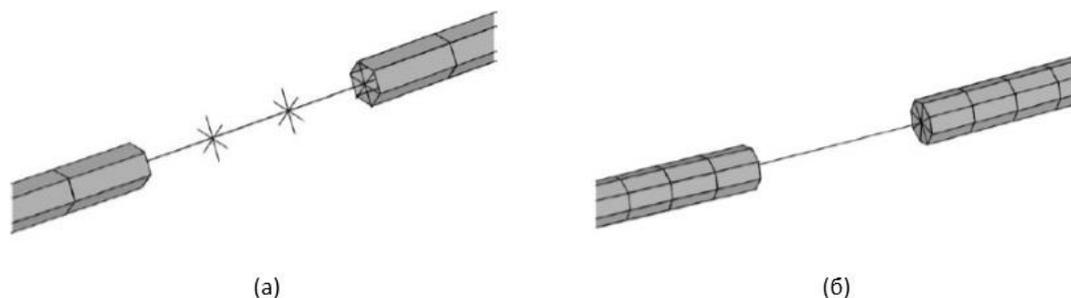


Рис. 3. КЭ модели тросов: (а) балочно-оболочечная; (б) балочно-твердотельная

Сравнение результатов экспериментов и моделирования приведено в таблице 1.

Таблица 1

Сравнение результатов эксперимента и расчета испытаний тросов

Высота падения груза, мм	Эксперимент, мм	Расчет, мм		Погрешность, %	
		Оболочки+балки	Твердотелы+балки	Оболочки+балки	Твердотелы+балки
381 мм	146	122	140	16.4%	4.1%
0 мм	118	102	112	13.6%	5.1%
			Средняя погрешность	15.0%	4.6%

Как можно видеть из таблицы 1, балочно-оболочечная модель дает значения ниже экспериментальных. Это можно объяснить тем, что во-первых реальная площадь троса (154.84 мм^2) меньше, чем площадь балки, которой ее моделировали ($283,53 \text{ мм}^2$), во-вторых жесткость троса на изгиб меньше, чем жесткость балки такого же сечения. Вторая модель показала лучшую сходимость с экспериментом, но применение ее при моделировании краш-тестов всего ограждения показало, что она теряет устойчивость при контакте с гранями оболочек (к примеру гранями стоек) из-за «слабых» внешних твердотельных элементов.

3. Модели стойки

Стойки - один из основных элементов ограждения, от конструкции которого во многом и будет зависеть удовлетворение всего ограждения требованиям безопасности. К стойкам тросового ограждения применяют следующие требования:

- Стойки должны быть легкодеформируемыми, чтобы не создавать сопротивления движению автомобиля.
- Стойки должны быть как можно более жесткие, чтобы обеспечить минимальный прогиб.
- Основания стоек не должны поворачиваться в грунте. Это требование является необходимым для обеспечения ремонтпригодности ограждения после удара.

Первые два требования находятся в противоречии, поэтому подбор оптимальной конструкции стойки сложен и требует проведения множества испытаний. По причине того, что стойка находится в грунте, рабочие параметры системы стойка-грунт, во многом будут определяться именно грунтом. Но известно, что характеристики грунта существенно изменяются в зависимости от погодных условий, географического положе-

ния и множества других факторов. Поэтому для каждой конструкции стоек необходимо проводить испытания для большого количества грунтов. Для того, чтобы узнать рабочие характеристики стойки без проведения дорогостоящих натурных испытаний, была предпринята попытка моделирования системы стойка-грунта численно.

Для описания геометрии стойки были использованы полностью интегрируемые элементы с 5 точками интегрирования по толщине, чтобы предотвратить hourglassing и обеспечить максимальную точность (Рис. 4). Для описания других металлических частей использовались оболочечные элементы в формулировке Belytschko-Tsay с 3 точками интегрирования по толщине. В качестве модели материала для стальных деталей был выбран из MAT_PIECEWISE_LINEAR_PLASTICITY (MAT_024), позволяющий задавать кривую деформирования с возможностью разрушения объекта моделирования.

Для описания грунта использовалась модель материала FHWA_SOIL_MAT (MAT_147), которая специально разрабатывалась для моделирования ударных взаимодействий грунта и дорожных конструкций. Основным достоинством материала является то, что, несмотря на нелинейную постановку, требуемые параметры модели совпадают с основными параметрами механических свойств грунтов (угол внутреннего трения, удельное сцепление и т.д.), и поэтому могут быть найдены в справочниках. Рекомендуемые значения остальных параметров можно найти в [2]. Недостаток этой модели заключается в том, что она остается стабильной только при небольших деформациях, т.к. обычно грунты, в которые устанавливаются дорожные конструкции сильно уплотнены. Более подробно применение моделей грунтов с учетом больших деформаций описано в [3,4].

Для того, чтобы установить справедливость модели была проведена серия испытаний (Рис. 5). Во время испытаний снимали такие показания, как силы на тросе, который создавал тянущее усилие и максимальные перемещения грунта. В результате при сравнении испытаний и работы модели было получено, что погрешность сил составила 7%, а погрешность перемещений грунта 14%.

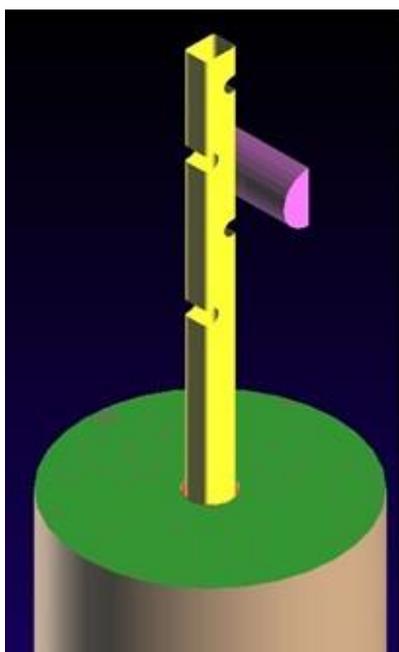


Рис. 4 КЭ модель стойки

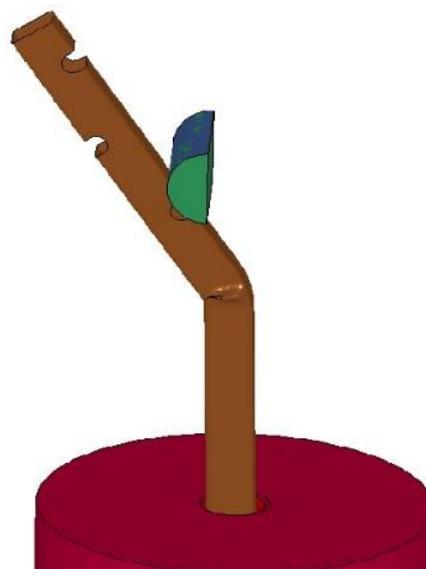


Рис. 5 Результат испытаний и результат работы модели

3. Модель ограждения

Модель всего ограждения состоит из трех основных компонентов: троса, стоек и автомобиля. Первые два были рассмотрены в предыдущих разделах. Модель грунта не включалась в общую модель, т.к. в при нормальной работе ограждения гильза почти неподвижна (см. раздел 3). Автомобиль в общей модели рассматривался как абсолютно твердое тело. Такая модель идет в «запас» ограждения, так как деформируемый кузов автомобиля поглотил бы часть энергии. Примеры работы модели показаны на Рис. 6. Сравнение натуральных испытаний и работы модели показали, что погрешность прогиба составляет около 13 %.

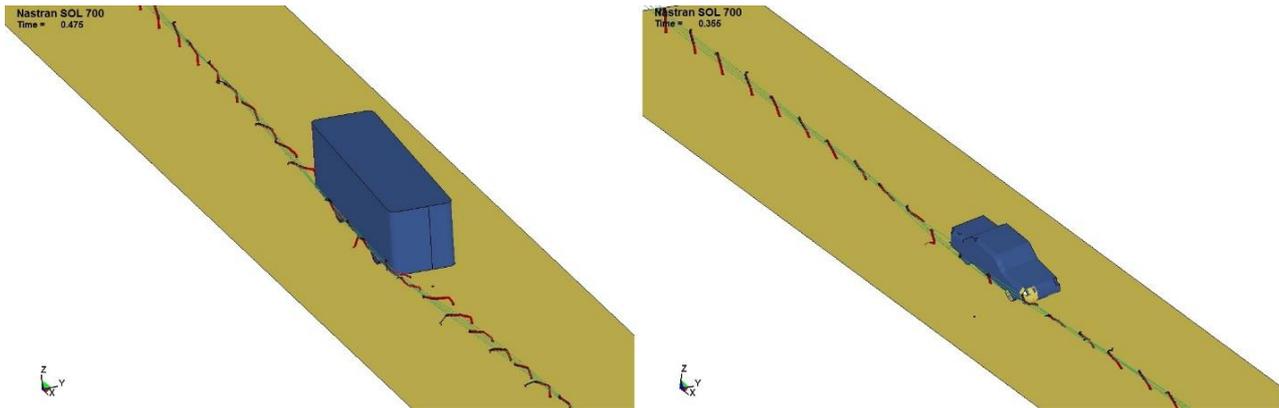


Рис. 6. Модели ограждений во время наезда: (а) автобуса; (б) автомобиля

4. Заключение

Метод конечных элементов с учетом нелинейностей использовался для описания столкновения автомобиля и тросовых ограждений. Сравнение результатов экспериментов и результатов работы моделей позволяют сказать, что модели достаточно точно описывают процесс столкновения автомобиля и ограждения, что сокращает расходы на проведение натуральных испытаний и снижает общую стоимость проектирования ограждений и их элементов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Важная роль тросовых ограждений / И.В. Демьянушко; А.Г. Обцев; С.А. Сторожев // Автомобильные дороги.- 2012.- №3, с.
2. Reid J.D., Coon B.A. - Evaluation of LS-DYNA Soil Material Model 147. - 2004.
3. Карпов И.А., Демьянушко И.В. - Моделирование наезда автомобиля на стойку дорожного ограждения // Транспортное строительство.- 2013.- №10, с.
4. Kulak R.F. and Bojanowski C., Modeling of Soil-Structure Interaction in Presence of Large Deformations in Soil, Paper No. 11-2287, 90th Transportation Research Board Annual Meeting, Washington, D.C., January 23-27, 2011

Карпова Е.В., аспирантка кафедры ГСцХ

Научный руководитель –

Турков А.В., д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой ГСцХ

ФГБОУ ВПО «Государственный университет -
учебно-научно-производственный комплекс»

ИССЛЕДОВАНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ЖЕСТКОСТИ ШВА СОСТАВНЫХ ТРЕУГОЛЬНЫХ ИЗОТРОПНЫХ ПЛАСТИН В ЗАВИСИМОСТИ ОТ КОЛИЧЕСТВА СИММЕТРИЧНО РАСПОЛОЖЕННЫХ СВЯЗЕЙ СДВИГА

В статье рассматривается двухслойная изотропная составная пластина на податливых связях, для которой принята теория расчета составных пластин А.Р. Ржаницына. Вычисляется коэффициент жесткости шва с помощью найденных численным методом изгибающих моментов M_x (M_y). Численное исследование было проведено на треугольной двухслойной пластине при жестком и шарнирном опирании пластины по контуру. Показано, что коэффициент жесткости шва ξ зависит от основной частоты колебаний ω . Построены кривые изменение частот собственных колебаний (ω) и коэффициента жесткости шва (ξ) от количества связей сдвига ($n_{св.сдв.}/n_{КЭ}$).

В настоящее время расчет составных пластин в основном выполняется по теории А.Р. Ржаницына. В данной работе определение жесткости связей сдвига проводится путем введения в расчет коэффициента жесткости шва ξ с определением этого параметра по результатам динамических испытаний составных пластинок, что в значительной степени упрощает оценку жесткости конструкции при экспериментальных исследованиях.

В качестве расчетной конструкции была принята двухслойная составная пластина в виде правильного треугольника в плане со стороной 1 м (рисунок 1,а). Исследование проводилось методом конечных элементов, для чего обе пластины были разбиты сеткой по 21 конечному элементу по стороне пластины. Такая разбивка позволяет с достаточной степенью точности оценивать напряженно-деформированное состояние пластинки. Было рассмотрено два условия опирания пластин по контуру – шарнирное и жесткое защемление. Опоры по контуру плиты располагались в узлах конечных элементов слоев, при этом их граничные условия были одинаковыми.

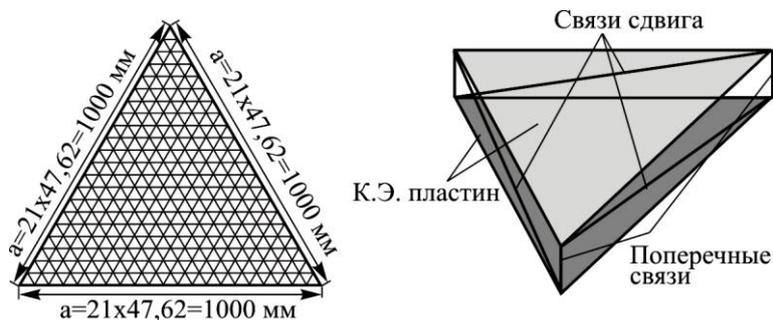


Рис. 1. Разбивка составной треугольной пластины на конечные элементы (а); конечные элементы слоев с поперечными связями и связями сдвига (б)

Сами пластинки описывались треугольными пластинчатыми конечными элементами, а поперечные связи и связи сдвига – стержневыми элементами жесткостью соответственно $E_{АПС}$ и $E_{АСС}$ (рисунок 1,б). В рамках настоящего исследования решалась задача исследования коэффициента жесткости шва ξ в зависимости от граничных

условий слоев и количества связей сдвига, симметрично расположенных по площади пластинки. Мы по очереди симметрично вводим в нашу сетку КЭ связи сдвига, согласно схемам а-е (рисунок 2), причем жесткость связей сдвига во всех случаях постоянна и равна $E A_{cc} = 10$ кН. Расстояние между слоями принималось равным расстоянию между центрами тяжести слоев.

В качестве слоев принят композитный материал на основе древесины (древесностружечная плита). Все характеристики приняты из паспорта изделия: толщина $\delta = 10$ мм, средняя плотность $\rho = 740$ кг/м³, модуль упругости при изгибе $E = 2600$ МПа. Для динамического расчета массы в узлах собирались в соответствии с объемным весом и грузовой площадью узла. При статическом расчете к верхнему слою прикладывалась равномерно распределенная нагрузка интенсивностью 1 кН/м².

Расчет выполнялся в программном комплексе SCAD. В результате расчета определялась частота основного тона поперечных колебаний и значение распределенных моментов. Коэффициент жесткости связей сдвига определяется по формуле (10):

Рассмотрим составную пластину из двух слоев. Изгибающие моменты M_x и M_y будем считать равными суммарным изгибающим моментам в составной пластинке, лишенной связей сдвига:

$$\sum_{i=1}^{n+1} M_x^i = M_x; \sum_{i=1}^{n+1} M_y^i = M_y; \sum_{i=1}^{n+1} M_{xy}^i = M_{xy}; \sum_{i=1}^{n+1} q_i = q \quad (1)$$

$$M = \frac{M_x + M_y}{1 + \mu_{yсл}}, \quad (2)$$

где $\mu_{yсл}$ – коэффициент Пуассона условной сплошной пластинки.

Для этого положим $n = 1$ для уравнений (1) и (2). Имеем систему уравнений:

$$\begin{cases} \frac{\nabla^2 T}{\xi} = \delta T + \frac{N_1}{E_1^* h_1} - \frac{N_2}{E_2^* h_2} - \frac{cM}{D_0}; \\ D_0 \nabla^2 W = -M + cT. \end{cases} \quad (3)$$

где D_0 – фактическая цилиндрическая жесткость, равная:

$$D_0 = \sum_{i=1}^n D_i; D_i = \frac{E_i h_i^3}{12(1 - \mu_i^2)} \quad (i = 1, 2), \quad \delta = \frac{c^2}{D} + \frac{1}{E_1^* h_1} + \frac{1}{E_2^* h_2}, \quad E_i^* = \frac{E_i}{1 - \mu_i^2} \quad (i = 1, 2). \quad (4)$$

где E_i^* – модуль упругости слоев в составе составной пластины, при этом индексы швов опускаем, так как шов один.

Исключая из системы уравнений (3) параметр T , преобразовав ее получим:

$$\nabla^2 \nabla^2 W - \xi \delta \nabla^2 W = -\frac{\nabla^2 M}{D_0} + \frac{\xi \delta}{D_0} M + \frac{c \xi}{D_0} \left(\frac{N_1}{E_1^* h_1} - \frac{N_2}{E_2^* h_2} \right) - \frac{\xi c^2 M}{D_0^2}. \quad (5)$$

Зная, что:

$$\nabla^2 M = -q, \quad \nabla^2 \nabla^2 W = -\frac{\nabla^2 M}{D_{yсл}} = \frac{q}{D_{yсл}}, \quad \nabla^2 W = -\frac{M}{D_{yсл}}. \quad (6)$$

где $D_{yсл}$ – цилиндрическая жесткость некоторой условной сплошной пластинки.

После преобразований получим:

$$\frac{q}{D_{yсл}} + \xi \delta \frac{M}{D_{yсл}} = \frac{q}{D_0} + \xi M \delta \frac{\delta D_0 - c^2}{\delta D_0^2}. \quad (7)$$

Для пластинки:

$$D_M = \frac{\delta D_0^2}{(\delta D_0 - c^2)}. \quad (8)$$

где D_M – цилиндрическая жесткость монолитной пластинки с продольным модулем упругости в зоне шва, равным нулю.

Тогда:

$$\frac{q}{D_{\acute{o}\grave{n}\grave{e}}} + \xi\delta \frac{M}{D_{\acute{o}\grave{n}\grave{e}}} = \frac{q}{D_0} + \xi\delta \frac{M}{D_M}. \quad (9)$$

Выразим из этого уравнения коэффициент жесткости шва:

$$\xi = \frac{q \cdot \left(\frac{1}{D_0} - \frac{1}{D_{\acute{o}\grave{n}\grave{e}}} \right)}{\delta \cdot M \left(\frac{1}{D_{\acute{o}\grave{n}\grave{e}}} - \frac{1}{D_M} \right)}, \quad (10)$$

где D_0 – фактическая цилиндрическая жесткость, $D_{\text{всл}}$ – цилиндрическая жесткость некоторой условной сплошной пластинки, D_M – цилиндрическая жесткость монолитной пластинки с продольным модулем упругости в зоне шва, M – максимальный момент.

Результаты расчета жестко защемленной и шарнирно опертой пластины приведены в таблицах 1 и 2 соответственно. По данным таблиц построены графики изменение частот собственных колебаний (ω) и коэффициента жесткости шва (ξ) от количества связей сдвига (рисунки 3 и 4).

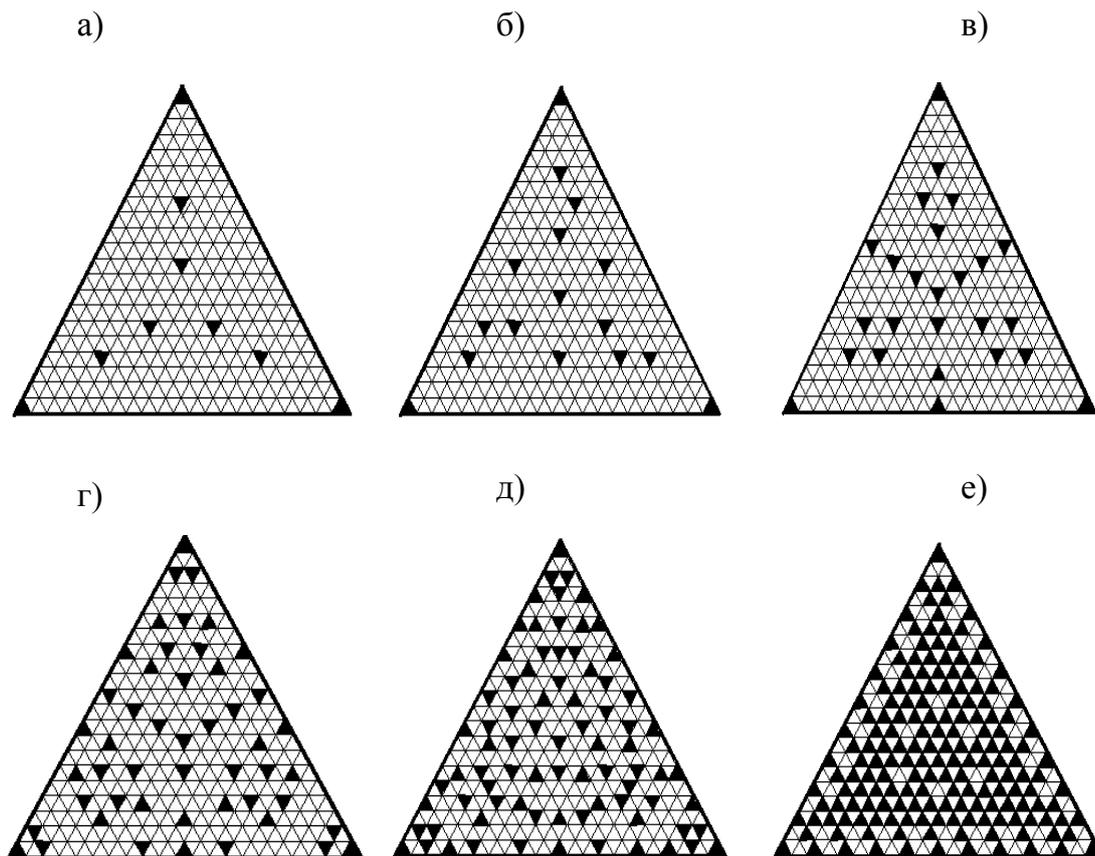


Рис. 2. Схема расстановки связей сдвига в треугольных пластинках (а – 9 конечных элементов с связями сдвига ($n_{\text{св.сдвига}}/n_{\text{кэ}}=0,015$); б – 16 конечных элементов с связями сдвига ($n_{\text{св.сдвига}}/n_{\text{кэ}}=0,025$); в – 25 конечных элементов с связями сдвига ($n_{\text{св.сдвига}}/n_{\text{кэ}}=0,04$); г – 49 конечных элементов с связями сдвига ($n_{\text{св.сдвига}}/n_{\text{кэ}}=0,078$); д – 81 конечный элемент с связями сдвига ($n_{\text{св.сдвига}}/n_{\text{кэ}}=0,130$); е – 169 конечных элементов с связями сдвига ($n_{\text{св.сдвига}}/n_{\text{кэ}}=0,270$))

Таблица 1

**Частоты собственных колебаний и коэффициент жесткости шва
в жестко защемленной по контуру составной пластины при изменении количества
симметрично расположенных связей сдвига**

№ № п/п	Кол-во КЭ с связями сдвига, ($n_{св.сдв.}/n_{КЭ}$)	Круговая частота ос- новного то- на, ω (c^{-1})	Распределенный момент, M_x (M_y) ($H \times M/M$)	Максимальный момент, по ф- ле (15), M ($H \times M/M$)	Коэффициент жесткости шва, $\xi \times 10^6$ (H/M^3)
1	0 (0,000)	147,6249	8,811737	15,1679	88,57731
2	9 (0,015)	147,693	8,801927	15,15281	88,65643
3	16 (0,025)	148,9421	8,537138	14,74544	90,84477
4	25 (0,040)	150,3808	8,39984	14,53422	92,02101
5	49 (0,078)	154,173	7,791806	13,59878	97,60423
6	81 (0,130)	159,0767	7,066088	12,48229	105,1891
7	169 (0,270)	171,2258	5,546003	10,1437	125,4649
8	625 (1,000)	210,7685	2,505833	5,466512	202,3491

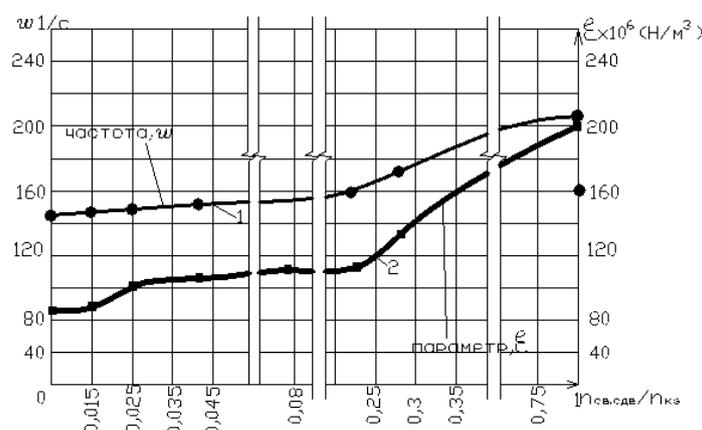


Рис. 3. Изменение частот собственных колебаний (ω) и коэффициента жесткости шва (ξ) от количества связей сдвига ($n_{св.сдв.}/n_{КЭ}$) при жестком защемлении (1 - зависимость “ $\omega - n_{св.сдв.}/n_{КЭ}$ ” при жестком защемлении; 2 - зависимость “ $\xi - n_{св.сдв.}/n_{КЭ}$ ” при жестком защемлении.)

Таблица 2

**Частоты собственных колебаний и коэффициент жесткости шва
в шарнирно опертой по контуру составной пластины при изменении
количества симметрично расположенных связей сдвига**

№ № п./п.	Кол-во КЭ с связями сдвига ($n_{св.сдв.}/n_{КЭ}$)	Круговая частота ос- новного то- на, ω (c^{-1})	Распределенный момент, M_x (M_y) ($H \times M/M$)	Максимальный момент, по ф- ле (15), M ($H \times M/M$)	Коэффициент жесткости шва, $\xi \times 10^6$ (H/M^3)
1	0 (0,000)	92,30544	26,45319	38,69122	46,27615
2	9 (0,015)	94,40174	25,63924	37,43899	47,82267
3	16 (0,025)	96,21276	24,58993	35,82466	49,9851
4	25 (0,040)	98,42252	23,72694	34,49699	51,92433
5	49 (0,078)	103,7962	21,41258	30,93642	58,00214
6	81 (0,130)	110,0284	19,11782	27,40603	65,70737
7	169 (0,270)	123,5413	15,36187	21,62765	84,28621
8	625 (1,000)	160,5008	10,03686	13,43532	142,6778

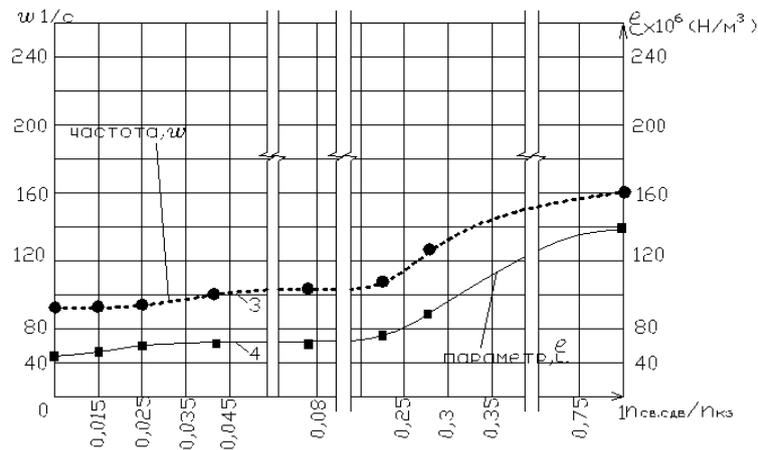


Рис. 4. Изменение частот собственных колебаний (ω) и коэффициента жесткости шва (ξ) от количества связей сдвига ($n_{св.сдв.}/n_{кз}$) при шарнирном опирании по контуру (3 - зависимость “ ω - $n_{св.сдв.}/n_{кз}$ ” при шарнирном опирании; 4 - зависимость “ ξ - $n_{св.сдв.}/n_{кз}$ ” при шарнирном опирании)

Анализ данных показывает, что с ростом количества симметрично расположенных связей сдвига в двухслойной пластине возрастает как частота ее собственных колебаний, так и коэффициент жесткости шва.

Заключение

В результате численных исследований составных изотропных пластин на податливых связях была доказана взаимосвязь между основной частотой колебаний и коэффициентом жесткости шва при изменении количества симметрично расположенных связей сдвига для жестко защемленных и шарнирно опертых по контуру пластин. Полученные результаты дают возможность определить коэффициент жесткости связей сдвига по основной частоте собственных колебаний составной пластинки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки [Текст] / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.
2. Турков А.В. Определение коэффициента жесткости шва круглой составной изотропной пластины по ее основной частоте колебаний [Текст] / А.В. Турков, К.В. Марфин // Строительная механика и расчет сооружений. – №4. – 2013. – С. 58-62.

Кириллов И.Е., аспирант 2-го года обучения ПГС

Научный руководитель –

Притыкин А.И., д-р техн. наук

ФГБОУ ВПО «Калининградский государственный технический университет»

ОПТИМИЗАЦИЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ БАЛКИ С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

Все большую популярность в последнее время в нашей стране набирают такие облегченные металлические конструкции, как балки с гибкой и гофрированной стенками.

Как известно к балкам с гибкой (тонкой) стенкой (рис. 1,а) относятся конструкции, которые могут нормально эксплуатироваться после потери местной устойчивости стенки, если последняя остается упругой. Толщина стенки в таких балках в 2...3

раза меньше по сравнению с обычными сварными балками и в 4...6 раз по сравнению с прокатными. Таким образом, за счет уменьшения толщины стенки происходит сокращение расхода металла на изготовление балки, а также повышается хладостойкость стенки балки [1]. Главным недостатком балки с гибкой стенкой является малая несущая способность на сдвиг, ограниченная потерей устойчивости стенки на опорных участках балки с характерным диагональным видом полуволн, подтверждающим, что причиной потери устойчивости является деформация сдвига [2, 3]. С целью повышения местной устойчивости применяют подкрепляющие поперечные ребра жесткости, которые могут воспринимать сосредоточенные нагрузки, ограничивать длины отсеков, а также повышать крутильную жесткость балок [4].

Выполнить требование повышения местной устойчивости стенки можно не только с помощью установки поперечных ребер жесткости, но и путем гофрирования тонкой стенки балки. Таким образом, к балкам с гофрированной стенкой (рис. 1,б) относятся балки, у которых в стенке для повышения ее местной устойчивости созданы гофры различного очертания [1].

Гофрированная стенка, как и гибкая, имеет малую толщину и, следовательно, обладает всеми преимуществами связанными с тонкостенностью. Если сравнивать балки с гибкой и гофрированной стенкой при одинаковой их гибкости, то отмечается, что последняя будет иметь более высокую критическую нагрузку до потери местной устойчивости, при этом расход металла на ее изготовление будет меньше [1].

Установлено, что в балках с гофрированной стенкой нормальные напряжения, которые обусловлены изгибом, наблюдаются в стенке только у поясов и очень быстро падают практически до нуля, ибо гофрированная стенка имеет гораздо большую податливость поперек гофров, чем полки, и сопротивляться растяжению не может.касательные напряжения распределяются по высоте стенки почти равномерно. Таким образом, волнистая стенка не воспринимает напряжений в продольном направлении, а работает только на сдвиг. Изгибающий момент воспринимается только поясами.

Однако на фоне большого количества преимуществ балок с гофрированной стенкой не стоит забывать о таком ее существенном и очевидном недостатке, как трудоемкость изготовления. Гофрирование стенки приводит к увеличению длины листовой заготовки стенки, и соответственно, увеличивается длина сварных швов, прикрепляющих стенку к поясам. Стоит отметить, что для выполнения качественных сварных швов необходимо использовать дорогостоящие сварочные автоматы, приспособленные для перемещения по ломаным и волнистым линиям, что в итоге сильно повышает стоимость конечного продукта и тем самым ограничивает применение таких балок на практике.

Известна также металлическая балка с гофрированной стенкой (US Patent № 4251973), представляющая собой двутавровую балку, состоящую из двух плоских прямоугольных полок, разделенных стенкой, имеющей ограниченную поперечную гофрировку, выполненную только на средней части стенки и не продолжающуюся до полок (рис. 2). Гофры располагаются поперек центральной продольной оси стенки и могут выполняться либо штамповкой, либо прокаткой, при этом части стенки, прилегающие к полкам, остаются плоскими, что существенно снижает трудоемкость изготовления. Кроме того, плоские участки стенки включаются в работу балки при изгибе, разгружая тем самым полки.

Однако данная балка обладает существенным недостатком конструктивного оформления, который заключается в высокой концентрации напряжений в зоне перехода гофра в плоскую часть стенки, что в итоге снижает ее несущую способность и ограничивает область применения.

На основе анализа конструктивных решений приведенных облегченных балочных конструкций, а также опираясь на совместные с А.И. Притыкиным расчеты, выполненные МКЭ с помощью программного комплекса ANSYS, было предложено в металлической двутавровой балке с гофрированной стенкой производить гофрирование по всей высоте стенки с высотой профиля гофра, изменяющейся по синусоиде от нуля у кромки стыка стенки с полкой до максимума у нейтральной оси балки (рис. 1,в). При этом профиль гофров может быть различным: волнистый (синусоидальный, параболический, эллипсоидный) или трапецеидальный (в частном случае - прямоугольный). Технология изготовления такой балки заключается в прокатке между валками шестеренчатого типа или штамповке листовой заготовки, шириной равной высоте стенки балки, с последующей ручной или автоматической сварки по прямой линии стенки с полками с помощью непрерывных, односторонних или двусторонних сварных швов, выбор которых зависит от конкретных геометрических характеристик материалов, а также от критериев их свариваемости и условий эксплуатации.

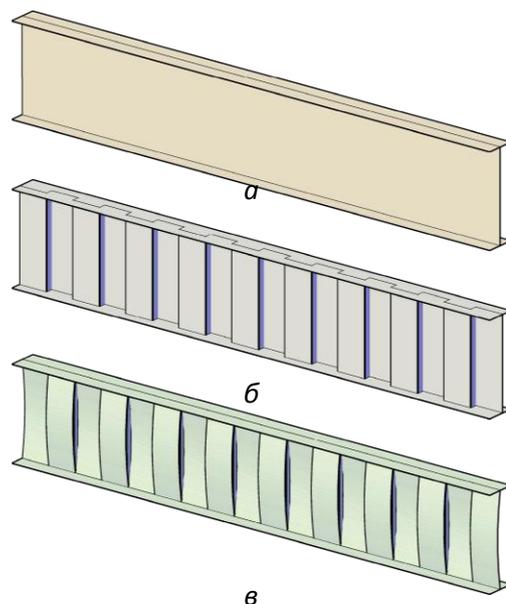


Рис. 1. Схематическое изображение балок: а) с гибкой стенкой; б) с гофрированной стенкой (прямоугольный профиль гофров); в) с гофрированной стенкой с изменяющейся высотой профиля гофра по высоте стенки

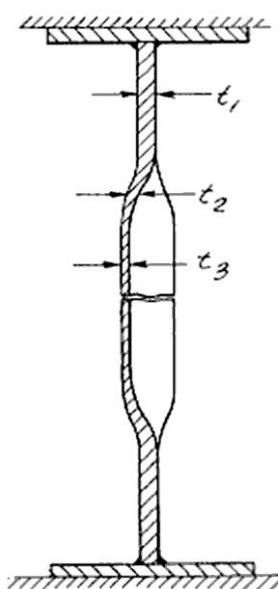


Рис. 2. Балка с ограниченной поперечной гофрировкой стенки (US Patent № 4251973)

Эффективность металлической двутавровой балки с гофрированной стенкой, высота гофра которой изменяется по синусоидальному закону, обосновывается характером ее работы, который заключается в следующем: при нагружении балки внешней нагрузкой, действующей на одну или две полки и направленной в продольной плоскости симметрии балки, наблюдается поперечный изгиб конструкции. Поперечные силы воспринимаются практически полностью гофрированной стенкой, а изгибающие моменты воспринимаются полками и участками стенки вблизи полок. Эти участки стенки включаются в работу балки при изгибе за счет минимальной высоты профиля гофров у стыка стенки с полкой. Включение этих участков стенки в работу на изгиб разгружает полки (рис. 3).

Таким образом, металлическая двутавровая балки с гофрированной стенкой, высота гофра которой изменяется по синусоидальному закону, сочетает в себе до-

стоинства всех рассмотренных выше облегченных балочных конструкций, при относительной простоте технологического процесса изготовления, что в свою очередь снижает стоимость конечного продукта.

Для моделирования и расчета обычной балки с гофрированной стенкой, а также балки с гофрированной стенкой с переменной высотой гофров были написаны программы (Свидетельства № 2014616337, № 2014617510 и № 2015612734), которые являются препроцессором программного комплекса ANSYS. Выполненные расчеты показали, что несущая способность предлагаемой балки на 10–12% выше несущей способности балки имеющей ограниченную поперечную гофрировку (US Patent № 4251973).

DMX =20.038

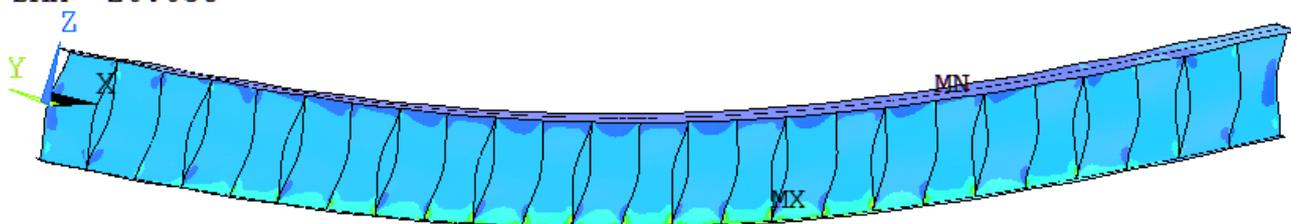


Рис. 3. Схема деформирования и напряженного состояния шарнирно опертой балки с гофрированной стенкой с переменной высотой гофров размерами

$$l-H-t_w-b_f-t_f-b_g-t_g=150-10-0.1-3-0.15-6-1 \text{ см при } q=10\text{Н/мм}, \Delta_{кЭ}=3\text{мм}$$

На представленную двутавровую балку оформлена заявка на полезную модель и получен положительный ответ о выдаче патента Российской Федерации.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бирюлев В.В. Проектирование металлических конструкций: Специальный курс / В.В. Бирюлев, И.И. Кошин, И.И. Крылов, А.В. Сильвестров; под ред. В.В. Бирюлева. – Л.: Стройиздат, 1990. – 432 с.
2. Притыкин А.И. Местная устойчивость балок с гибкой стенкой и способы ее повышения / А.И. Притыкин // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – № 4. – С. 25-31.
3. Притыкин А.И. К вопросу проектирования балок с гибкой стенкой / А.И. Притыкин // Строительная механика и расчет сооружений. – 2013. – № 3 – С.21-26.
4. Притыкин А.И., Кириллов И.Е. Влияние расположения и параметров ребра жесткости на устойчивость квадратной пластины при сдвиге / А.И. Притыкин, И.Е. Кириллов // Вестник МГСУ. – 2014. – № 12. – С. 77-87.

Козлов Ю.Э., Куренков О.Г., Кошкарров М.М., студенты 3-го курса ИСА, группа 16с
Научный руководитель –

Дмитриев И.К., канд. техн. наук, доц. кафедры КДиП

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ИСПЫТАНИЯ ДВУХШАРНИРНОЙ СТЕРЖНЕ-ВАНТОВОЙ АРКИ

Во всех проведенных экспериментах исследовалась двухшарнирная арка, состоящая из небольших, трапециевидных в ее плоскости, деревянных элементов, нанизанных на два стальных троса. Вне натяжения, данная арка представляла собой

стержне-вантовую гирлянду, свободно провисающую между 2-мя точками закрепления и внешне похожую на бусы. Все сечения ее деревянных брусков имели размер 80x80 мм, длина основных элементов по верхней грани составляла 269 мм, два опорных элемента имели длину 199 мм, а коньковый – 339 мм. Диаметры тросов принимались по 6 мм каждый. Элементы соединялись друг с другом из плоскости при помощи шпунтового соединения по типу шип-паз. Это способствовало работе арки в этом направлении как единого целого. При натяжении тросов из опорной зоны, все деревянные бруски плотно соединялись друг с другом и образовывали 2-х шарнирную арку. Натяжение выполнялось двумя домкратами «Ермак», рассчитанных на усилие до 1т. Для восприятия распора опорные части арки соединялись затяжкой в виде 2-х тросов по 4 мм каждый. Их натяжение регулировалось талрепом.

Во всех проведенных экспериментах нагружение арки осуществлялось сосредоточенной силой, приложенной в зоне конька. В качестве нагрузки применялись пакеты, весом по 5 кгс. Загружение выполнялось ступенчато нагрузкой в 10 кгс, двумя пакетами, с интервалами в 5 мин. Результаты прогиба арки в зоне конька фиксировались прогибомером с проволоочной связью Н.Н.Максимова.

В первом эксперименте вышеописанная двухшарнирная арка исследовалась без усиления и дополнительных межэлементных шпонок. По результатам испытаний был построен график усилия-деформации (Р - Δ). Пролет арки составлял $L_{пр}=330$ см, а стрела подъема $f=184$ см.

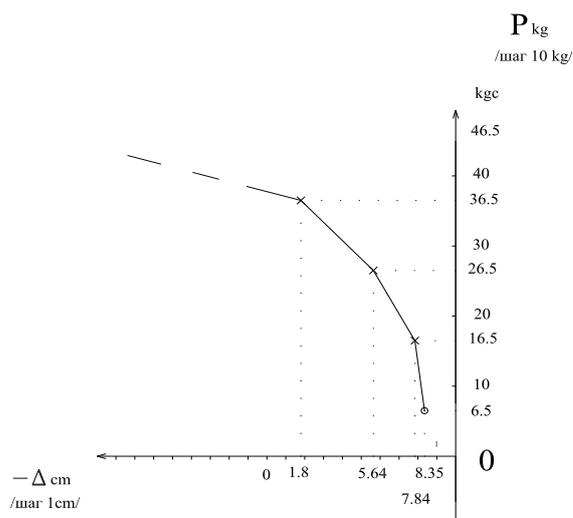


Рис. 1. Общий вид простой арки Рис 2. График усилие-деф. для простой арки. При нагрузке 36.5 кгс макс. деформация 6.55 см.

Или $1/50 L_{прол.} > 1/150 L_{прол.}$

Потеря несущей способности арки происходила в результате потери устойчивости из плоскости при усилении около 50 кгс. Ее деформация, при нагрузке в 36.5 кгс, оказалась примерно в 3 раза больше нормативной, равной $1/150 L_{прол.}$ [1]

Во втором эксперименте эта же арка усиливалась двумя оцинкованными лентами, толщиной $\delta=0.5$ мм, натянутыми по ее верхней грани. Ширина лент составляла 2 см. Ленты прикреплялись одним саморезом к каждому деревянному бруску, проходили под опорными брусками арки и крепились к ее третьему элементу изнутри. По результатам испытаний также построен график усилия-деформации (Р - Δ). Пролет арки в этом эксперименте составлял $L_{пр}=332$ см, а стрела подъема $f=184$ см.

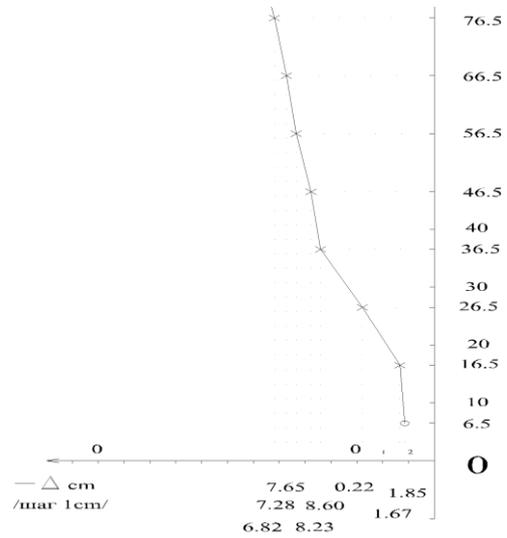
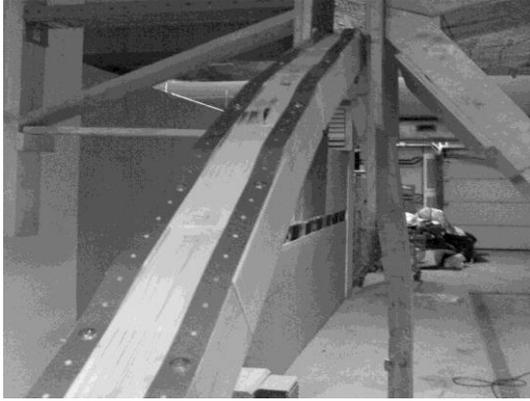


Рис. 3. Общий вид арки усиленной лентами Рис 4. График усилие-деф. для арки усиленной лентами

Потери несущей способности этой арки не произошло даже при нагружении ее усилием в 80 кгс. Примерно до 36.5 кгс график усилие-деформация имеет параболический характер и соответствует арке из мелкогабаритных деревянных элементов без усиления, рассмотренной выше. А с 36.5 кгс становится линейным и соответствует уже упругой работе растянутых металлических элементов. Деформация арки на участке от 0 до 36.5 кгс составляет 3.25 см и равна $1/102 L_{\text{прол.}}$, что больше нормативной $1/150 L_{\text{прол.}}$ в 1.47 раз. А на участке от 36.5 кгс до 73 кгс, т.е. при увеличении усилия еще на 36.5 кгс, деформация уменьшается до 1.62 см и соответствует уже величине $1/205 L_{\text{прол.}}$. Это меньше нормативной величины в 1.37 раз, что вполне удовлетворяет требованиям СНиПа.[1] Таким образом после окончания «рыхлой деформации» деревянных элементов, конструкция данной «усиленной» арки удовлетворяет требованиям II пред. состояния. [1]

В третьем эксперименте в исходную стержне-вантовую арку, между деревянными брусками, вставлялись резиновые шпонки. При этом шпонки имели разную перфорацию, а следовательно разную жесткость на сжатие. Это осуществлялось для преднапряжения арки и создания «строительного подъема» - выгиба конструкции, противоположного последующей ее деформации под действием внешней силы. Размеры резиновых перфорированных межэлементных шпонок составляли 8x4 см, а толщина $b=1$ см. При натяжении тросов из зоны опор параболическая ось каждой полуарки, менялась и приобретала вид буквы S или лука. А вся арка становилась похожа на два лука, соединенных в коньке. При последующем загрузении конструкции, ее ось упруго изменялась и возвращалась к первоначальному параболическому виду. По результатам проведенного испытания был построен график усилия-деформации (P - Δ). Пролет арки составлял $L_{\text{прол.}}=335.5$ см, ее стрела подъема $f=198.5$ см.

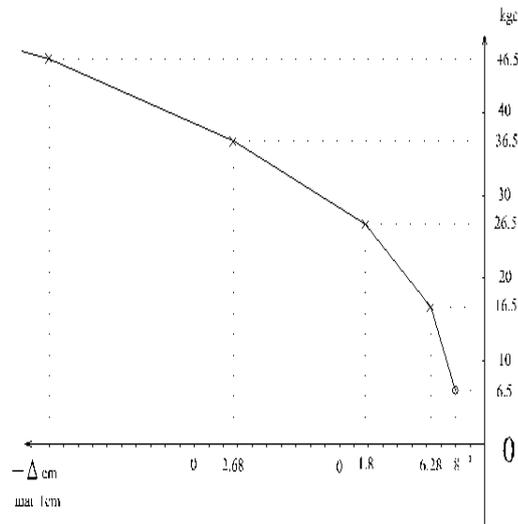
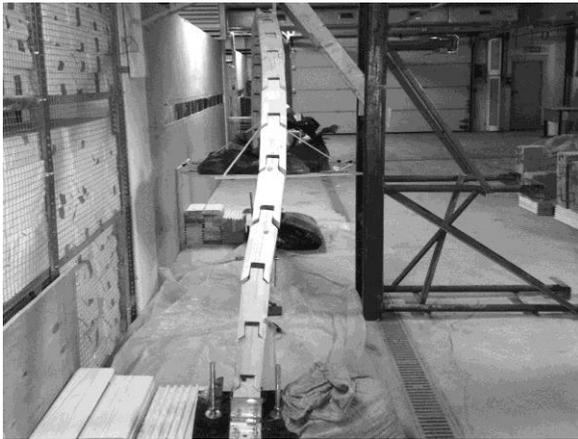


Рис. 5. Разрушение арки с резиновыми шпонками Рис 6. График усилие-деф. для арки в результате потери устойчивости из плоскости с резиновыми шпонками

Потеря несущей способности арки произошла в результате потери устойчивости из плоскости при нагрузке ~ 50 кгс. Ее максимальная деформация составила 15.32 см, что ~ на порядок больше нормативной величины в 1/150 $L_{\text{прол.}}$ [1] Однако необходимо учитывать первоначальный выгиб конструкции, противоположный ее последующей деформации и увеличивающий стрелу ее подъема в коньке ~ на 8-9 см. Тогда максимальная деформация арки при усилии 36.5 кгс. составит ~ 6.8 см, или ~ 1/49 $L_{\text{прол.}}$ что > нормативной 1/150 $L_{\text{прол.}}$ в 3 раза. Сопоставляя результаты этого испытания с результатами первого эксперимента, можно отметить, что они примерно совпадают. Из этого следует, что введение в конструкцию межэлементных резиновых шпонок и создание первоначального выгиба не ведет к увеличению несущей способности арки, уменьшению ее деформативности.

В четвертом эксперименте все деревянные бруски склеивались эпоксидной смолой с отвердителем для получения уже цельно-клееной арки. Проклейка проводилась по боковой поверхности каждого шипа и внутри паза всех деревянных элементов. После чего, в короткое время, до схватывания клея, проводилось натяжение тросов с выведением конструкции в рабочее вертикальное положение. Загружение арки велось только после 24 часов после нанесения клея - времени его полного отверждения, в соответствии с инструкцией. По результатам испытания был построен график усилия-деформации (Р - □).

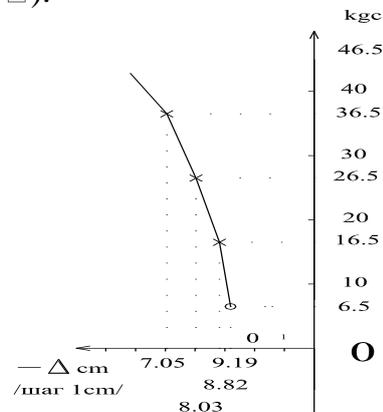


Рис. 7. Испытание арки, проклеенной Рис 8. График усилие-деф. для клееной эпоксидной смолой арки

При пролете $L_{\text{прол.}}=348$ см и стреле подъема $f=174$ см, деформация арки составила 2.14 см, или $1/163 L_{\text{прол.}}$. Это меньше нормативной величины в $1/150 L_{\text{прол.}}$ [1] Таким образом арка удовлетворяет условию II пред. состояния – ее деформация не превышает нормативную. При нагрузке около 45 кгс произошло разрушение арки в результате продольного скалывания одного из деревянных брусков. Этот эксперимент был последним по времени и скорее всего в результате предыдущих испытаний в этом деревянном элементе возникли трещины, что и привело к его скалыванию и мгновенному разрушению конструкции в четвертом эксперименте.

По результатам всех четырех испытаний можно сделать вывод о том, что несущая способность не усиленной стержне-вантовой арки не удовлетворяет условиям II пред. состояния и обладает повышенной деформативностью. Разрушение таких конструкций происходит в результате потери устойчивости из плоскости. Лишь арки с металлическими лентами, по своим несущим способностям, не уступают клееным. Усиление конструкции по верхней грани переводит ее уже в шпренгельную систему. Работа таких арок под нагрузкой уже близка к работе шпренгельных систем. Также как и их несущая способность будет примерно соответствовать несущей способности шпренгельных конструкций, а область применения такая же, как и у ныне широко используемых клееных арок и рам. Однако в стержне-вантовых арках не используется клей. Они собираются из отходов деревообработки и обладают повышенной транспортабельностью. А следовательно и их стоимость будет существенно ниже клееных.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП64.13330.2011. Деревянные конструкции.Актуализирован.редакция СНиП II-25-80., Москва 2011.
2. СП20.13330.2011.Нагрузки и воздействия. Актуализирован. редакция СНиП 2.01.07-85., Москва 2011.
3. *Дмитриев И.К.* Исследование работы стержне-вантовой гирлянды. Промышленное и гражданское строительство. №11., 2010 г., с.68-70.
4. *Дмитриев И.К., Петухова К.Г.* К вопросу возведения экспериментального больше-пролетного стержне-вантового купола. Промышленное и гражданское строительство. №12., 2012 г.,с.18-19.
5. *Дмитриев И.К.* Результаты исследования несущей способности стержне-вантовой гирлянды и формы оболочек на ее основе. Промышленное и гражданское строительство. №9., 2013 г., с.4-6.
6. *Дмитриев И.К.* Экспериментальное исследование арочной гирлянды. Промышленное и гражданское строительство. №10., 2014 г., с.58-61.
7. *Бойтемиров Ф.А.* Конструкции из дерева и пластмасс. М.: Издательский центр «Академия», 2013. 288 с.
8. *Арленинов Д.К., Буслаев Ю.Н., Игнатьев В.П.* и др. Конструкции из дерева и пластмасс : Учеб. для вузов; Под общ. ред. Д.К. Арленинова, Москва 2002г., Издательство АСВ, 273 с.
9. *Арленинов Д.К., Буслаев Ю.Н., Игнатьев В.П.* Деревянные конструкции. Примеры расчета и конструирования: Учеб. пособие для вузов, Москва 2006г., Издательство АСВ, 246 с.
10. *Лебедев Ю.С., Темнов В.Г.* Пространственные конструктивные системы бионического типа:(Опыт применения в строительстве), Л., ЛДНТП, 1980г., 26ст.

Конивченко Е.О., аспирантка

Научный руководитель –

Трушин С.И., д-р техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

РЕШЕНИЕ ЗАДАЧ СТАЦИОНАРНОЙ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ ПРЯМЫМ МЕТОДОМ МИНИМИЗАЦИИ

Для решения одномерной и двумерной стационарной задачи теплопроводности разработан численный алгоритм, основанный на вариационных принципах. Рассматриваются граничные условия I-го рода.

При коэффициенте теплопроводности, не зависящем от температуры, уравнение теплопроводности для стационарной задачи при постановке в декартовых координатах имеет вид [1]:

$$\lambda \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} \right) + f = 0. \quad (1)$$

где λ – коэффициент теплопроводности; $\theta(x,y)$ – функция температуры; $f(x,y)$ – функция источника тепла (интенсивность или мощность внутренних источников тепла).

Сформулируем задачу в вариационной постановке:

$$\iint_{\Omega} \left(\lambda \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \delta \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial \theta}{\partial y} \delta \left(\frac{\partial \theta}{\partial y} \right) \right) - f \delta \theta \right) dx dy = 0, \quad (x, y) \in \Omega, \quad (2)$$

Преобразуем уравнение (2) к виду:

$$\delta \iint_{\Omega} \left(\frac{\lambda}{2} \left(\left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \theta}{\partial y} \right)^2 \right) - f \theta \right) dx dy = 0,$$

используя свойство вариации:

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} \delta \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right) = \delta \left(\frac{1}{2} \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right)^2 \right), \quad \frac{\partial \theta}{\partial y} \delta \left(\frac{\partial \theta}{\partial y} \right) = \delta \left(\frac{1}{2} \left(\frac{\partial \theta}{\partial y} \right)^2 \right).$$

Полученное в результате уравнение можно записать в сокращенном виде:

$$\delta J = 0,$$

где

$$J = \iint_{\Omega} \left(\frac{\lambda}{2} \left(\left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \theta}{\partial y} \right)^2 \right) - f \theta \right) dx dy. \quad (3)$$

Получившееся выражение (3) представляет собой функционал двумерной стационарной задачи теплопроводности. Функционал одномерной задачи представляет собой частный случай функционала (3) при наличии только одной декартовой координаты, вдоль которой происходит распределение тепла, и может быть получен аналогичным способом:

$$J = \int_0^l \left(\frac{\lambda}{2} \left(\frac{d\theta}{dx} \right)^2 - f\theta \right) dx.$$

Минимизация функционала (3) выполнялась с помощью метода сопряженных градиентов Флетчера-Ривса [2, 3]. Предварительно необходимо произвести дискретизацию задачи. Для этого использовался метод конечных разностей (рис. 1).

Значение температуры, ее производных и функции источника тепла заменяются следующим образом:

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{\theta_{i+1,j+1} + \theta_{i+1,j} - \theta_{i,j+1} - \theta_{i,j}}{2h_1}, \quad \frac{d\theta}{dy} = \frac{\theta_{i+1,j+1} + \theta_{i,j+1} - \theta_{i+1,j} - \theta_{i,j}}{2h_2},$$

$$\theta = \frac{\theta_{i+1,j+1} + \theta_{i,j+1} + \theta_{i+1,j} + \theta_{i,j}}{4}, \quad f = \frac{f_{i+1,j+1} + f_{i,j+1} + f_{i+1,j} + f_{i,j}}{4},$$

где h_1 и h_2 – шаги разностной сетки.

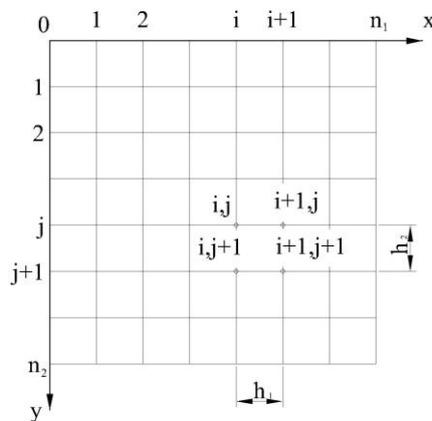


Рис. 1. Дискретизация задачи

В результате интегрирование заменяется суммированием, и задача сводится к минимизации скалярной функции Π векторного аргумента $z = (\theta_1 \theta_2 \dots \theta_n)^T$:

$$\Pi = \sum_{i=1}^{n_1-1} \sum_{j=1}^{n_2-1} \left(\frac{\lambda}{2} \left(\left(\frac{\theta_{i+1,j+1} + \theta_{i+1,j} - \theta_{i,j+1} - \theta_{i,j}}{2h_1} \right)^2 + \left(\frac{\theta_{i+1,j+1} + \theta_{i,j+1} - \theta_{i+1,j} - \theta_{i,j}}{2h_2} \right)^2 \right) - \frac{\theta_{i+1,j+1} + \theta_{i,j+1} + \theta_{i+1,j} + \theta_{i,j}}{4} \frac{f_{i+1,j+1} + f_{i,j+1} + f_{i+1,j} + f_{i,j}}{4} \right) h_1 h_2, \quad (4)$$

где n – количество узлов разностной сетки.

Аналогичный подход был использован в работах [4, 5] для решения задач изгиба пластин и оболочек, а также задач термоупругости.

Данный алгоритм реализован в виде программного обеспечения в среде MATLAB. Для апробации метода были рассмотрены две задачи теплопроводности:

1) $\lambda=1$, $h_1=h_2=1$, $n_1=n_2=5$, $f(x,y)=0$; граничные условия: $\theta(1,y)=0$, $\theta(5,y)=20$, $\theta(x,1)=\theta(x,5)=5(x-1)$. В качестве начальной точки принимается вектор, компоненты которого определяются исходя из условий, что $\theta(1,y)=0$, $\theta(5,y)=20$, а во всех остальных точках внутри области температура равна нулю. Результаты, совпадающие с точным решением задачи, представлены на рис. 2.

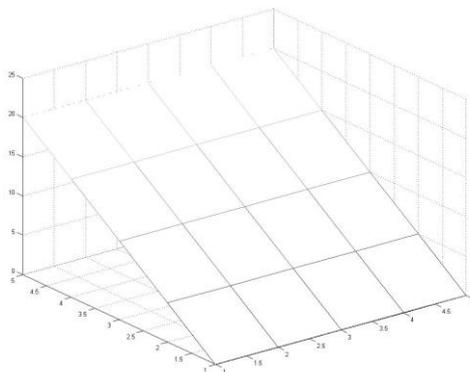


Рис. 2. Распределение температуры в области без внутренних источников тепла

2) $\lambda=1$, $h_1=h_2=1$, $n_1=n_2=11$, $f(5,5)=100$; граничные условия: $\theta(1, y)=10$, $\theta(11, y)=20$, $\theta(x, 1)=\theta(x, 11)=x+9$. В качестве начальной точки принимается вектор, компоненты которого определяются, исходя из условий, что $\theta(1, y)=10$, $\theta(11, y)=20$, а во всех остальных точках внутри области температура равна нулю. Результаты, совпадающие с точным решением задачи, представлены на рис. 3.

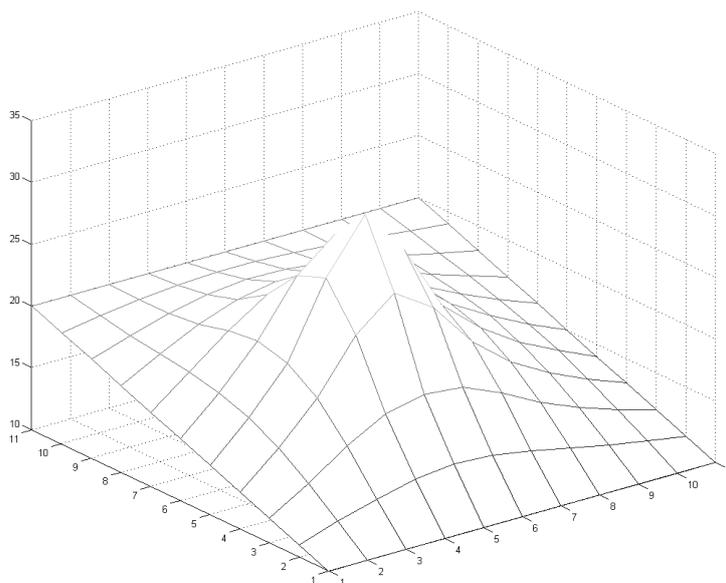


Рис. 3. Распределение температуры в области с источником тепла в точке (5,5)

Данный алгоритм позволяет найти минимум квадратичной функции не более чем за $n_1 \times n_2$ шагов. Он не требует вычислять матрицу вторых производных, создавать большой по объему массив для ее хранения и решать систему линейных алгебраических уравнений. Предлагаемая методика расчета температурных полей может быть использована при решении задач термоупругости с использованием аналогичного подхода, а также в сочетании с методом конечных разностей, методом конечных элементов или вариационно-разностным методом.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Лыков А.В.* Теория теплопроводности. – М.: Высшая школа, 1967. -600с.
2. *Моисеев Н.Н., Иванюков Ю.П., Столярова Е.М.* Методы оптимизации. - М.: Наука, 1978. - 352 с.
3. *Химмельблау Д.* Прикладное нелинейное программирование. – М.: Мир, 1975. -534 с.
4. *Трушин С.И.* Расчет пластин и пологих оболочек методами нелинейного программирования // Вестник Российского университета дружбы народов, № 2, 2003, с. 40-45
5. *Анохин Н.Н., Трушин С.И., Прилипов Н.В.* Решение задач термоупругости оболочек методом прямой минимизации энергии // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений, 2005, №1, с.99-102

Кострикин А.А., магистрант 2-го года обучения кафедры ЖБиКК

Научный руководитель –

Кабанцев О.В., канд. техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

РАСЧЕТ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ С УЧЕТОМ УПРУГИХ СВОЙСТВ ОСНОВАНИЙ

Введение

Выполнение расчета зданий на температурно-климатическое воздействие является важной задачей проектирования, так как, исходя из результатов расчета на температурно-климатическое воздействие, принимается решение о необходимости разделения системы несущих конструкций на отдельные температурные отсеки и о размерах таких отсеков.

Устройство температурных швов – это трудоемкий процесс, ведущий к удорожанию строительства объекта. Повышение качества расчетного обоснования зданий на температурно-климатическое воздействие приводит к оптимальному выбору конструктивной схемы, а, следовательно, к оптимизации стоимости строительства объекта.

История вопроса

Расчет железобетонных конструкций на температурно-климатические воздействия рассматривается в руководствах [1] и [2], где даны рекомендации по определению усилий в протяженных зданиях от температурных воздействий. При расчетах учитываются изменения во времени средних по сечениям конструкций температур Δt и начальных температур t_0 , определяемым согласно положениям СП [3]. Также приведены ориентировочные размеры температурных отсеков зданий, при которых можно не производить расчет, если соблюдены все конструктивные требования.

Методики расчета, описанные в нормативных документах и учебной литературе, имеют ряд допущений, а именно:

- Температура замыкания принимается усредненно по всему зданию, как на этапе строительства, так и в процессе эксплуатационного периода.
- Модель внешних связей строится упрощенно, например, фундамент на грунтовом основании в большинстве случаев заменяется связью в виде жесткого защемления.
- Не учитывается история формирования НДС конструкции.

Цель работы

Разработка метода моделирования температурно-климатического воздействия на монолитные железобетонные здания с учетом важнейших параметров модели внешних связей.

Задачи исследования

Определить основные параметры модели внешних связей, влияющие на формирование напряжений в железобетонных конструкциях при температурно-климатических воздействиях.

Выполнить сравнительный анализ результатов расчета тестовых моделей монолитной железобетонной многопролетной рамы при различных параметрах внешних связей с результатами расчета примера 8 из [1].

Провести анализ результатов расчета тестовых моделей 4-х секционного 9-ти этажного железобетонного монолитного дома рамно-связевой схемы на температурно-климатического воздействия. Подтвердить или опровергнуть выводы, полученные при исследовании НДС монолитной железобетонной рамы.

Многопролетная железобетонная рама

Для исследования выбрана многопролетная железобетонная рама из примера 8 нормативного документа [1] (см. рис. 1).



Рис.1. Расчетная схема рамы по примеру 8 из руководства [1]

Тестовая задача 1: Одноэтажная многопролетная железобетонная рама по примеру 8 из [1]. Модель внешних связей – в соответствии с примером 8 из [1] – жесткое защемление узлов в основании конструкции.

Тестовая задача 2: Одноэтажная многопролетная железобетонная рама (общая схема – по примеру 8 из [1]). Модель внешних связей – конечная жесткость внешних связей в вертикальном направлении (в горизонтальном направлении внешние связи отсутствуют).

Тестовая задача 3: Одноэтажная многопролетная железобетонная рама (общая схема – по примеру 8 из [1]). Модель внешних связей – конечная жесткость внешних связей в вертикальном направлении с учетом трения по подошве фундамента.

Результаты расчета всех тестовых задач в табличной форме

	М _y (Т·м) Крайняя стойка	Доля в %
Пример 8 из руководства [1]	28,1	100%
Тестовая задача 1 (жесткая заделка низа стоек)	25,49	90,70%
Тестовая задача 2 (конечная жесткость внешних связей + свободное смещение фундамента по грунту)	13,39	47,70%
Тестовая задача 3 (конечная жесткость внешних связей + трение под подошвой фундамента)	16,41	58,40%

Железобетонный дом рамно-связевой конструктивной схемы

Сформируем 3 расчетных модели каркасно-стенового 4-х секционного 9-ти этажного железобетонного монолитного дома.

Нагрузка на все 3 модели идентичная – это собственный вес конструкции и температурно-климатическое воздействие с условно принятым расчетным изменением температуры $\Delta t = -50^{\circ}\text{C}$. Для фундамента расчетное изменение температуры $\Delta t = -25^{\circ}\text{C}$ (из соображений о том, что между грунтом и фундаментной плитой происходит теплообмен, в следствие чего изменение температуры фундаментной плиты меньше изменения температуры всего здания). Общий вид всех расчетных моделей одинаков, см. на рис.2.

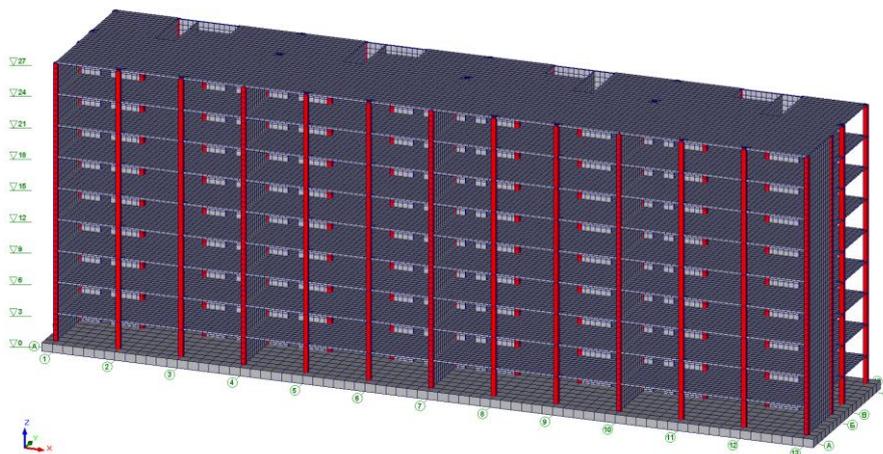


Рис. 2. Общий вид расчетных моделей

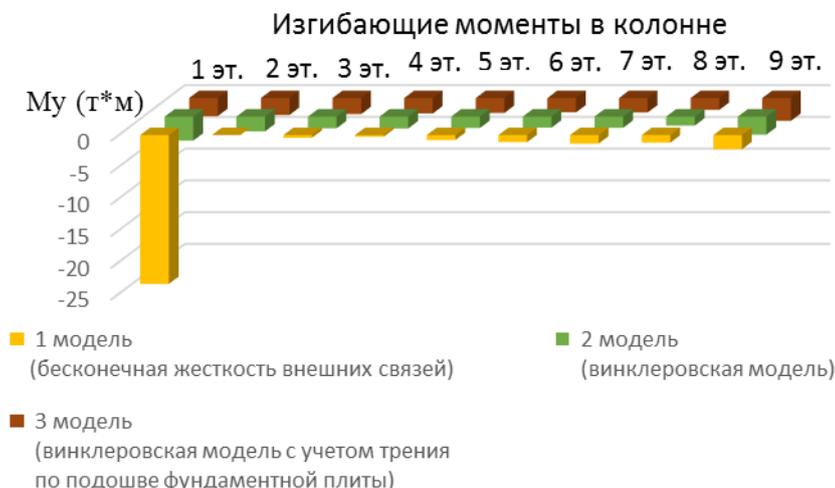
Расчетные схемы отличаются моделью внешних связей.

В первой тестовой расчетной схеме - модель с учетом бесконечной жесткости внешних связей (жесткая заделка всех узлов в уровне фундаментной плиты).

Во второй тестовой расчетной схеме – винклеровское основание (в первом приближении условно принят коэффициент постели $C=500 \text{ т/м}^3$) под всей фундаментной плитой, далее с помощью вспомогательной программы КРОСС (входит в пакет программ ВК SCAD) получены переменные коэффициенты постели, которые и использовались в процессе окончательного расчета.

В третьей тестовой расчетной схеме – винклеровское основание + учет трения под подошвой фундаментной плиты. Действие горизонтальных напряжений под подошвой фундамента моделируется в соответствии с рекомендациями нормативной литературы гидротехнических сооружений [4].

Полученные результаты отобразим для наиболее нагруженной колонны.



Выводы

1) Параметры НДС всей конструкции при температурно-климатическом воздействии определяются величиной жесткости связей фундаментной конструкции с внешней средой.

2) При построении модели внешних связей необходимо учитывать параметры взаимодействия фундаментных конструкций с основанием.

3) Учет трения под подошвой фундамента позволяет получить корректную картину НДС системы несущих конструкций при этом отклонение от модели со свободным перемещением фундамента по грунту составляет 10-12%.

4) Размеры температурных отсеков целесообразно определять на основании расчетов конструкций зданий и сооружений с учетом важнейших параметров модели внешних связей.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1975, 192с.
2. Руководство по проектированию конструкций и технологии возведения монолитных бескаркасных зданий/ ЦНИИЭП жилища Госгражданстроя.- М. Стройиздат, 1982- 216 с.
3. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.
4. СНиП 2.02.02-85* «Основания гидротехнических сооружений».

Кривицкий П.В., аспирант

Научный руководитель –

Малиновский В.Н., канд. техн. наук, проф. кафедры строительных конструкций
УО «Брестский государственный технический университет» (Республика Беларусь)

ПРИМЕНЕНИЕ ДЕФОРМАЦИОННОГО МЕТОДА РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ПОЛОГИМ ОТГИБОМ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

В 1974 году полученная первоначально для расчета элементов на кручение и дополненная в 1980 году расчетом на срез *теория полей сжатия* (CFT) является аналитическим методом, основанным на уравнениях равновесия, совместности деформаций и трансформированных диаграммах деформирования материалов в условиях плоского напряженного состояния для средних значений деформаций и напряжений. В разработанном *M. P. Collins* и *D. Mitchell* [1] методе принимается диагональная форма разрушения и совпадение направлений главных деформаций и напряжений после образования трещин. Основным допущением метода является не учет растягивающих напряжений, воспринимаемых бетоном после образования трещин. Открытие *J. R. Robinson* и

J. M. Demorieux, а позднее предложенное количественное описание *M. P. Collins* и *F. J. Vecchio*, феномена эффекта разупрочнения бетона между диагональными трещинами в виде трансформированных диаграмм деформирования позволило более точно определить влияния главных растягивающих деформаций на прочность бетона на сжатие.

Предложенная в 1986 году *M. P. Collins* и *F. J. Vecchio* [2] *модифицированная теория полей сжатия* (MCFT) является продолжением разработанного ранее метода CFT и учитывает растягивающие напряжения в бетоне между трещинами. Основываясь на фундаментальные положения метода MCFT и результаты экспериментальных исследований [3], был предложен деформационный метод расчета прочности по наклонным сечениям предварительно напряженных железобетонных балок с отгибом продольной арматуры.

Соппротивление наклонных сечений предварительно напряженных балочных элементов с отгибом арматуры в общем случае может быть записано

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc} = \sigma_1 \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta + \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z}{s} + V_p \geq V_{Sd}, \quad (1)$$

где σ_1 – среднее значение главных растягивающих напряжений в бетоне, определяемые по трансформированной диаграмме деформирования в зависимости от величины главных растягивающих относительных деформаций;

z – плечо внутренней пары сил, определяемое как расстояние между равнодействующими в сжатой зоне бетона и растянутой прямолинейной продольной арматуре; в случае наличия продольной арматуры в сжатом бетоне $z = d_z$;

θ – угол наклона диагональной полосы в расчетном сечении (угол наклона диагональной трещины);

$V_p = f_{pd,inc} \cdot A_{p,inc} \cdot \sin \alpha$ – вертикальная составляющая поперечной силы, воспринимаемая отогнутыми под углом α стержнями;

V_{sd} – поперечная сила, вызванная действием внешней нагрузки.

После образования трещин на участке между ними растягивающие напряжения от арматуры передаются бетону посредством сцепления и наблюдается эффект ужесточения работы бетона за счет наличия арматуры. В этой связи растягивающие напряжения в бетоне определяются по зависимости

$$\sigma_1 = \frac{f_{ctm}}{1 + \sqrt{K_t \cdot \varepsilon_1}} \quad (2)$$

Коэффициент K_t предлагается принимать для элементов высотой $h=30\div 100$ см или для элементов с шагом поперечного армирования $s=100\div 150$ мм $K_t = 200$ и для элементов высотой $h \geq 100$ см или для элементов с минимальным коэффициентом поперечного армирования $K_t = 500$.

В рамках данной модели рассматривается равновесие двух сечений, проходящих по полосе между трещинами и через наклонную трещину. При этом в сечении, проходящем через диагональную трещину, равновесие усилий будет определяться касательными напряжениями v_{ci} , вызываемыми зацеплением по берегам трещины, величину которых предлагается определять по результатам экспериментальных исследований

J. C. Walraven [3]. Учитывая то, что в реальных конструкциях при действии значительных нагрузок средние напряжения в поперечной арматуре достигают предела текучести, то уравнения равновесия в сечениях эквивалентны при выполнении условия

$$\sigma_1 \leq v_{ci} \cdot \tan \theta = 0,18 \sqrt{f_{ctm}} / (0,3 + \frac{24w}{a+16}) \cdot \tan \theta, \quad (3)$$

где $w = \varepsilon_1 \cdot S_{m\theta}$ – ширина раскрытия трещин, а средний шаг диагональных трещин $S_{m\theta}$ определяется в зависимости от коэффициента поперечного армирования и зависит от предельного напряжения сцепления по контакту арматуры с бетоном.

Главные сжимающие напряжения в бетоне определяются как функция от главных сжимающих деформаций и с учетом наличия растягивающих деформаций, определяемых коэффициентом разупрочнения

$$\beta = \frac{1}{0,8 + 0,34(\varepsilon_1 / |\varepsilon_{c1}|)} \leq 1,0, \quad (4)$$

где $|\varepsilon_{c1}| = 0,002$ – относительные деформации бетона, соответствующие пиковой точке на диаграмме деформирования при одноосном сжатии.

В основу описания работы бетона с трещинами в направлении сжимающих напряжений используется базовая диаграмма деформирования *E. Hognestad* для одноосного сжатия. Математически трансформированная диаграмма деформирования описывается выражением

$$\sigma_2 = f_{2\max} \left[2(\varepsilon_2 / \varepsilon_{c1}) - (\varepsilon_2 / \varepsilon_{c1})^2 \right], \quad (5)$$

где $f_{2\max} = \beta \cdot f_{cm}$ – предельная прочность бетона с трещинами при сжатии в условиях плоского напряженно-деформированного состояния.

Уравнения равновесия усилий, как и уравнения совместности деформаций, получаются путем геометрических преобразований с помощью кругов Мора. Уменьшение сопротивления бетонной полосы при сжатии после образования трещин в формуле (5) объясняется влиянием главных растягивающих деформаций, величина которых, используя первый инвариант, обеспечивающий взаимосвязь между деформациями, определяется выражением

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \varepsilon_y - \varepsilon_2 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cot^2 \theta \quad (6)$$

Средние относительные продольные деформации бетона ε_x рассчитываются на уровне центра тяжести сечения, используя принцип суперпозиции. С учетом влияния предварительного обжатия бетона как прямолинейной, так и отогнутой частями арматуры и благоприятного влияния вертикальной составляющей предварительного обжатия бетона отогнутой под углом α арматурой продольные деформации определяются как

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_t}{2} \quad (7)$$

Относительные деформации бетона сжатой зоны на уровне центра тяжести сжатой арматуры

$$\varepsilon_c = \frac{M / d_z - 0,5(V_{Sd} - P_{mt,inc} \cdot \sin \alpha) \cdot \cot \theta + P_{mt,inc} \cdot \cos \alpha + P_{mt,l}}{E_p \cdot (A_{pl} + A_{p,inc})}, \quad (8)$$

где $P_{mt,l}$ – среднее значение усилий предварительного обжатия бетона прямолинейной арматурой с учетом всех потерь;

$P_{mt,inc}$ – то же отогнутой арматурой.

Относительные деформации бетона на уровне центра тяжести растянутой арматуры

$$\varepsilon_t = \frac{M / d_z + 0,5(V_{Sd} - P_{mt,inc} \cdot \sin \alpha) \cdot \cot \theta - P_{mt,inc} \cdot \cos \alpha - P_{mt,l}}{E_p \cdot (A_{pl} + A_{p,inc})} \quad (9)$$

Учитывая то, что в исходном состоянии, т.е. до приложения внешней нагрузки, векторы главных деформаций сжатия в балках с преднапряженной арматурой наклонены к точке приложения усилий обжатия бетона отогнутой арматурой на величину угла β , то главные сжимающие деформации с учетом общего поворота главных площадок на угол $(\theta + \beta)$ определяются по формуле

$$\varepsilon_2 = -0,002 \cdot \left(1 - \sqrt{\left(1 - \frac{\tau}{f_{cm}} (\cot(\theta + \beta) + \tan(\theta + \beta))\right) \cdot (0,8 + 170\varepsilon_1)}\right) \quad (10)$$

В БрГТУ проведены экспериментальные исследования предварительно напряженных железобетонных балок с пологим отгибом продольной канатной арматурой

при разной прочности бетона, усилия обжатия и угла наклона отогнутой арматуры, по результатам которой установлено, что несмотря на пологий отгиб напряженной арматуры разрушение происходило по диагональной трещине (форме). Сопоставляя результаты данных экспериментальных исследований [4] и ранее полученных [5] с результатами расчетов по разработанной модели можно сделать вывод, что получен аналитический инструмент, позволяющий учитывать действительное напряженно-деформированное состояние предварительно напряженных железобетонных балочных элементов с пологим отгибом продольной арматуры при совместном действии всех внутренних сил. Предложенная модель прочности по наклонным сечениям может послужить достоверным аналитическим аппаратам при расчете балочных элементов любого назначения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Mitchell, D.* Diagonal Compression Field Theory – A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion / D. Mitchell, M. P. Collins // ACI JOURNAL, Proceedings. – 1974, V. 71. – pp. 396-408.

2. *Vecchio, F.J.* The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear / F. J. Vecchio, M. P. Collins // ACI JOURNAL, Proceedings. – 1986, V. 83, No. 2, Mar.-Apr., pp. 219-231.

3. *Walraven, J. C.* Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis / J. C. Walraven // PhD thesis, Delft University. – The Netherlands, 1980.

4. *Малиновский В.Н.* Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния приопорной зоны железобетонных балок с пологим отгибом преднапряженной канатной арматуры / В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий// Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. тр. XVIII междунар. науч.- метод. семинара: в 2-х т., Новополоцк, 28-29 ноября 2012г. / под общ. ред. Д.Н. Лазовского, А.И. Колтунова [и др.]. – Новополоцк: ПГУ, 2012. – Т.1. – С. 105-110.

5. *Малиновский В.Н.* Сопротивление предварительно напряженных балок из высокопрочного бетона с отогнутой стержневой арматурой при изгибе с поперечной силой: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01/ В.Н. Малиновский; Ленинградский инж.-стр. инс-т. – Ленинград, 1988 – 24с.

Лаврова А.С., аспирантка 2-го года обучения

Научный руководитель –

Притыкин А.И., д-р техн. наук

ФГБОУ ВПО «Калининградский государственный технический университет»

ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ МОДЕЛЕЙ ПЕРФОРИРОВАННЫХ БАЛОК ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ НА УСТОЙЧИВОСТЬ

В настоящее время перфорированные балки получают все более широкое распространение в строительстве как в России, так и за рубежом. Однако, напряженно-деформированное состояние и устойчивость перфорированных балок с различными вариантами перфорации требуют дальнейшего изучения и отражения результатов в строительных нормах [1].

Одним из надежных источников информации об устойчивости балок является эксперимент. Однако проводить эксперимент на моделях натуральных размеров – занятие дорогостоящее из-за необходимости использования мощных гидроцилиндров или

прессов [2]. Значительно эффективнее применять для испытаний тонкостенные перфорированные балки с толщиной стенки 1.5-2 мм. В этом случае критические нагрузки для балок длиной 4 м не превышают 5-15кН.

Стандартная технология изготовления перфорированной балки, состоящая в разрезании стенки прокатного профиля по зигзагообразной линии и соединения в местах примыкания выступов полученных полубалок с помощью сварки [2], при тонкой стенке не всегда позволяет получить модель балки для испытаний на устойчивость без начальных деформаций в виде выпучивания стенки.

В данной статье автором описана технология, позволяющая изготавливать модели тонкостенных перфорированных балок для экспериментальных исследований с минимальными геометрическими отклонениями от конструктивных форм. Достигается это за счет сокращения объема газовой резки и сварки перемычек путем применения вырубного станка (рис.1). Предлагаемая технология может быть применена для изготовления перфорированных балок с различными формами вырезов в стенке балки (шестиугольными, круглыми, овальными, синусоидальными), а также с различными вариантами их расположения.



Рис. 1. Вырубной станок TRUMATIC 160 ROTATION

Суть технологии состоит в следующем. Из стальных листов заданной толщины с помощью вырубного станка изготавливаются детали полки и стенки балки, а также при необходимости поперечные ребра жесткости. Современные вырубные станки позволяют задавать различные траектории движения вырубной головки станка с точностью позиционирования до ± 0.1 мм, что делает возможным изготовление моделей балок с различными формами перфорации и различным расположением отверстий в стенке. При размерах деталей балки, превышающих зону обработки вырубного станка, полки и стенка могут состоять из нескольких частей, сваренных между собой косым стыковым швом. Затем стенка, полка и ребра жесткости стыкуются в проектное положение, с помощью точечной сварки («прихватываются»). После того, как детали балки установлены в проектное положение, полки со стенкой соединяются угловыми сварными швами, расположенными с двух сторон от стенки в шахматном порядке, обеспечивая полную приварку стенки к полкам. Для исключения сварочных деформаций сварку деталей необходимо вести симметрично, т.е. одновременно с разных концов балки. Ребра жесткости привариваются сплошным угловым швом. Сварные

соединения выполняются электродуговой сваркой: ручной, механизированной или автоматической.

Следует заметить, что в последнее время появились станки с комбинированной технологией вырубki и лазерной резкой, что позволяет получать отверстия в стенке модели перфорированной балки не только с помощью вырубki, но и с помощью лазерной резки. Однако, такие станки пока не получили широкого распространения из-за значительной стоимости.

С помощью описанной выше технологии были изготовлены модели перфорированных балок двутаврового сечения с круглыми, овальными и синусоидальными вырезами в стенке для испытания на устойчивость. Длина балок $l = 4$ м, полная высота балок H и ширина полок b_f составляют 480 мм и 100 мм, соответственно. Высота вырезов h была принята одинаковой во всех моделях и равнялась 320 мм, что равняется $0,667H$.



Рис. 2. Модель перфорированной балки с круглыми вырезами, изготовленная с помощью описываемой технологии

На рис.2 представлена модель перфорированной балки с круглыми вырезами в стенке. Ширина перемычки $c = 160$ мм.

Балка с овальными вырезами была изготовлена с перемычками различной ширины в районах консольных свесов. С одной стороны модели относительно оси симметрии ширина перемычек составляла $c = 60$ мм, а с другой – $c = 100$ мм. Ширина вставки между полукруглыми вырезами равнялась 100 мм.

У модели перфорированной балки с синусоидальными вырезами радиусы скруглений отверстий r_c были приняты соответственно 45 мм и 90 мм по разные стороны консолей. Целесообразность такого конструктивного оформления определялась стремлением оптимизировать расходы на проведение эксперимента. Испытание одной балки позволяло получить данные по устойчивости двух типов конструктивного решения.

На каждой балке были установлены 8 ребер жесткости: по 4 с каждой стороны балки.

Стенки балок были изготовлены из трех деталей с вырезами, сваренных между собой с помощью ручной дуговой сварки косым стыковым швом. Полки балок так же изготавливались составными из трех деталей. Толщина стенки t_w и полок t_f моделей

перфорированных балок для испытания на устойчивость была принята 2 и 3 мм соответственно. Детали полок и стенок, а так же поперечных ребер, были изготовлены с помощью вырубного станка TRUMATIC 160 ROTATION компании Trumpf (Германия), изображенного на рис.1. В дальнейшем все детали были сварены по описываемой выше технологии с помощью электродуговой ручной сварки.

Конечно, для массового производства строительных конструкций предлагаемая технология несколько затруднительна и уступает безотходной технологии роспуска прокатного профиля. Однако для тонкостенных моделей перфорированных балок данная технология позволяет исключить деформации газорезки в местах местной потери устойчивости перемычки между отверстиями и концентрации напряжений в стенке балки. Она также позволяет получить перфорированные модели балок любых размеров и варьировать толщиной полок и стенки. Предложенная технология позволяет получить вырезы в стенке любой конфигурации и рассмотреть различное расположение последних.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 16.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* – М., 2011.– 172с.
2. Бирюлев В.В. Проектирование металлических конструкций: Спец. курс/ В.В. Бирюлев, И.И. Кошин, И.И. Крылов, А.В. Сильвестров – Л.:Стройиздат, 1990. –432 с.

Ланцова И.Ю., студентка 4-го курса ИФО

Научный руководитель –

Афанасьева И.Н., ассистент кафедры прикладной математики и информатики, младший научный сотрудник НОЦ КМ МГСУ

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ЗАДАЧ АЭРОГИДРОУПРУГОСТИ НА ПРИМЕРЕ ДВУМЕРНОГО НЕСТАЦИОНАРНОГО ОБТЕКАНИЯ ГИБКОЙ УПРУГОЙ КОНСТРУКЦИИ В АЭРОДИНАМИЧЕСКОМ СЛЕДЕ ЗА НЕПОДВИЖНЫМ ЦИЛИНДРОМ

1. Постановка задачи

Немецкие специалисты из Дортмундского технического университета объявили «бэнчмарк» [1], целью которого является тестирование уже имеющихся численных методов решения связанных задач аэрогидроупругости (Fluid-Structure Interaction Benchmark). В процессе исследования рассматривался абсолютно жесткий неподвижный цилиндр, к которому прикреплена гибкая упругая балка (см. рис.1). Конструкция, взаимодействующая со встречным потоком, погружена в канал с вязкой несжимаемой жидкостью. Поставленная задача решается в в ламинарном режиме при различных числах Рейнольдса. Периодическое вихреобразование, устанавливаемое при высокой скорости потока ($Re \geq 200$) является причиной появления подъемной силы, оказывающей воздействие на балку. В результате чего периодические колебания балки происходят с большими перемещениями. А так как происходит деформация балки, то меняется и структура потока.

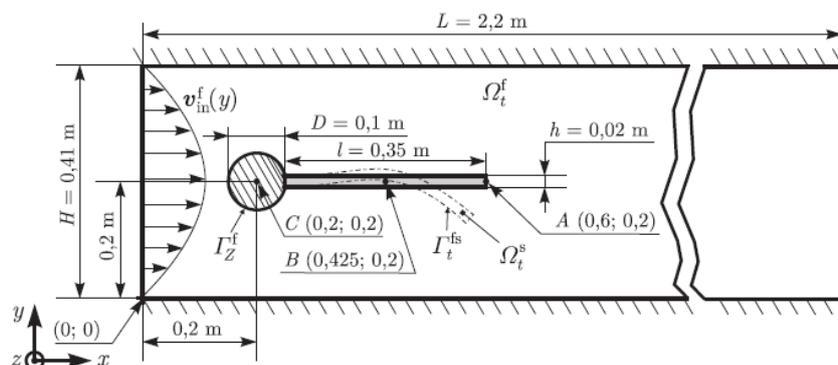


Рис. 1. Геометрические параметры модели

По используемым физическим характеристикам, материал конструкции и жидкость близки к эластомеру и глицерину, соответственно. Материал балки имеет очень маленький модуль сдвига μ и модуль упругости E , и сжимается с коэффициентом Пуассона ν менее 0.5.

Всю задачу аэрогидроупругости можно разделить на три этапа, так как исходную задачу можно представить в виде двух связанных друг с другом частей, а именно моделирование поведения жидкости и моделирования поведения конструкции.

Этапы:

- 1) Верификация CFD-решателя.
- 2) Верификация CSM-решателя.
- 3) Верификация FSI-решателя.

На первом и втором этапах исследовалась зависимость полученного решения от степени дискретизации в пространстве и времени, для чего были проведены сравнение и анализ результатов, полученные на различных расчетных сетках и при разных шагах по времени. На третьем этапе для выбранных расчетных сеток (см. рис.2) исследовались параметры расчета, отвечающие за сходимость, точность связанного решения и их оптимальное сочетание.

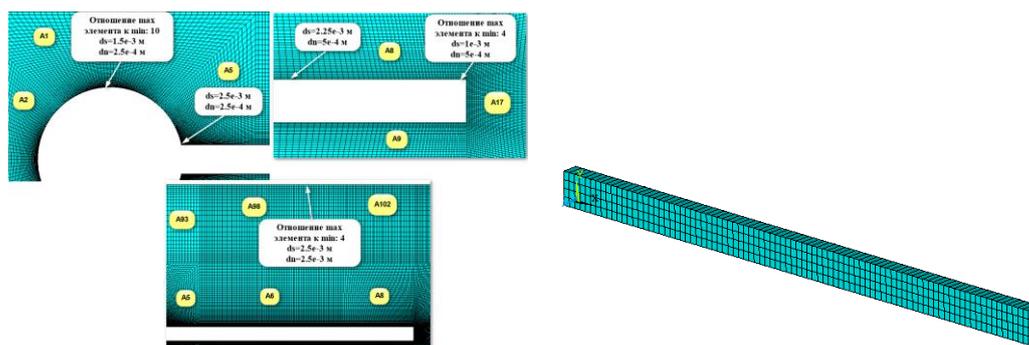


Рис.2. Расчетные сетки: Модель С (слева) и Модель 2 (справа)

2. Основные результаты и выводы

Верификация CFD-решателя проводилась с использованием специализированного программного комплекса ANSYS CFX, а верификация CSM-решателя - ANSYS Mechanical.

По результатам сопоставления расчетных параметров CFD-расчетов [2] с данными источника [1] была выбрана модель, показавшая наименьшее расхождение по ам-

плитуде подъемной аэродинамической силы, которая была принята как базовая для FSI-расчетов [3].

По результатам CSM-расчетов [4] также была выбрана модель, которая дала наименьшее расхождение с источником [1], и принята как базовая для FSI-расчетов [3].

Далее проиллюстрированы результаты многовариантных расчетов и сравнение их с источником [1].

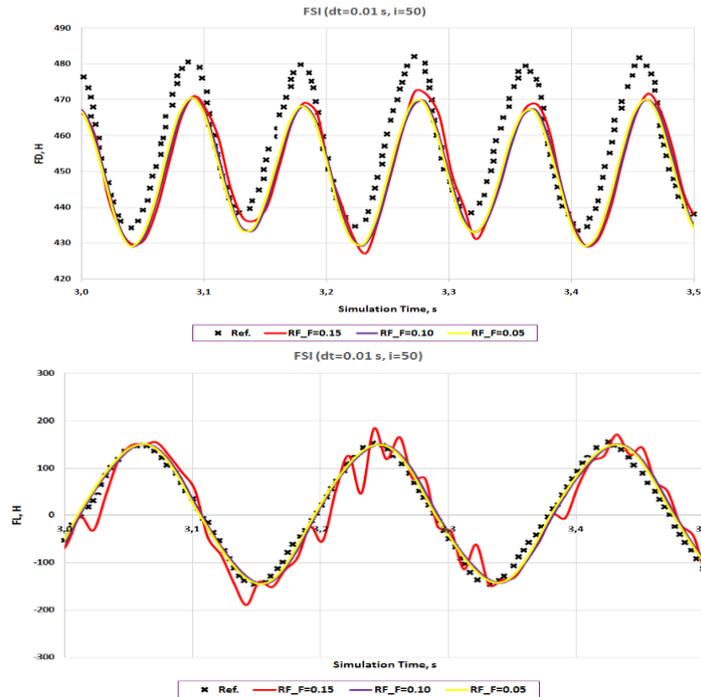


Рис. 3. Графики зависимости силы лобового сопротивления (справа) и подъемной силы (слева) от времени, Н. Сопоставление результатов расчетов с источником^[1] для разных значений коэффициента релаксации ($\Delta t = 5 \cdot 10^{-3}$ с)

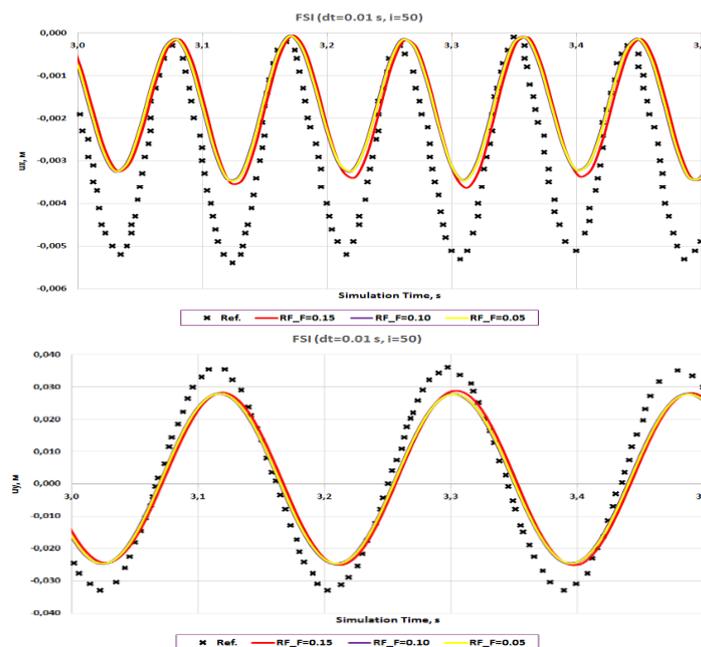


Рис. 4. Графики зависимости горизонтального (слева) и вертикального перемещений (справа) от времени, м. Сопоставление результатов расчетов с источником^[1] для разных значений коэффициента релаксации ($\Delta t = 5 \cdot 10^{-3}$ с)

Анализируя результаты FSI-расчетов можно сделать вывод о существенной зависимости устойчивости связанного решения от коэффициента релаксации (RF_f) и, как следствие, от количества итераций, необходимых для обеспечения сходимости численного решения.

При наилучшей комбинации исследуемых расчетных параметров отклонение от источника [1] по аэродинамической суммарной нагрузке не превысило 2.5%, по перемещениям точки А не более 15.9%, по частотам колебаний в направлении потока не более 8.26%, а поперек потока не более 0.75%.

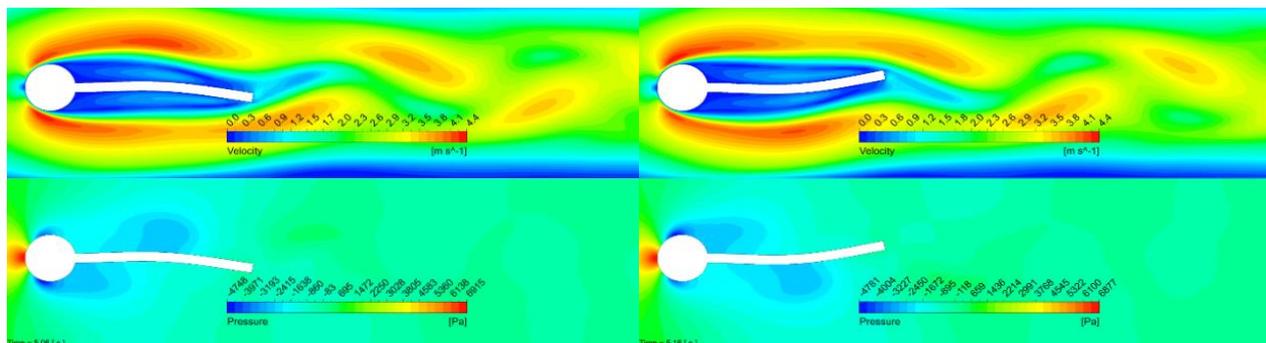


Рис. 5. Расчетные поля скоростей (сверху, м/с) и давлений (снизу, Па) с отображением деформированного состояния балки в различные моменты времени (слева - $t=5.06$ с и справа - $t=5.16$ с)

3. Заключение и практическое применение

Результаты выполненных расчетов в связанной постановке имеют хорошее соответствие с «эталонным» решением, представленным в источнике [1]. Это позволяет сделать вывод о достаточной корректности постановки и решения задачи аэро- и гидроупругости.

На основе проведенных верификационных исследований показана работоспособность и эффективность разработанной методики, которая является востребованной современной практикой для расчетного анализа связанных динамических аэрогидроупругих инженерных систем в важных строительных приложениях. Открываются перспективы к решению широкого класса задач строительной аэрогидроупругости – высотные здания и сооружения, мостовые и пешеходные конструкции, трубы и градирни АЭС и ТЭС, фасадные и ограждающие конструкции, гибкие покрытия большепролетных сооружений, рекламные конструкции, тонкостенные резервуары с жидкостью, речные и морские гидротехнические сооружения и др. (см. также [5]-[7]).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Turek S., Hron J. Proposal for Numerical Benchmarking of Fluid-Structure Interaction between an Elastic Object and Laminar Incompressible Flow. In: Bungartz, H.-J. (Hrsg.); Schäfer, M. (Hrsg.): Fluid-Structure Interaction Bd. 53. Springer Berlin Heidelberg, 2006, S. 371-385.
2. Афанасьева И.Н., Ланцова И.Ю. Моделирование двумерного нестационарного обтекания гибкой упругой конструкции в связанной постановке. Часть 1: верификация методики численного моделирования поведения жидкости // IJCCSE. 2014, Volume 10, Issue 3. С.23-32
3. Афанасьева И.Н. Моделирование двумерного нестационарного обтекания гибкой упругой конструкции в связанной постановке. Часть 3: верификация методики численного

моделирования связанной задачи аэрогидроупругости // IJCCSE. 2014, Volume 10, Issue 3. С.40-48.

4. *Афанасьева И.Н., Ланцова И.Ю.* Моделирование двумерного нестационарного обтекания гибкой упругой конструкции в связанной постановке. Часть 2: верификация методики численного моделирования поведения гибкой упругой конструкции // IJCCSE. 2014, Volume 10, Issue 3. С.33-39.

5. *Ovchincev M.P.* Best methods for approximating regular bounded functions in an annulus by their values in given points // Известия высших учебных заведений. Математика. 1989, Т.5. С.32.

6. *Фриштер Л.Ю.* Анализ методов исследования локального напряженно-деформированного состояния конструкций в зонах концентрации напряжений // Вестник МГСУ. 2008, №3. С.38-44.

7. *Савостьянов В.Н., Фриштер Л.Ю.* Моделирование кусочно-однородной задачи механики деформируемого твердого тела // Известия Российской академии наук. Механика твердого тела. 1993, №6. С.38.

Лукпанов Р.Е., доц. каф. ПЗС

Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева (Республика Казахстан)

МОДЕЛЬНЫЕ (ЛОТКОВЫЕ) ИСПЫТАНИЯ ГРУНТОВОЙ НАСЫПИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИХ ЭЛЕМЕНТОВ АРМИРОВАНИЯ

В статье представлены результаты лотковых (модельных) испытаний грунтовой насыпи, подверженной воздействию статической нагрузкой. В рамках рабочей программы статическим испытаниям были подвержены две модели грунтовой насыпи: без элементов армирования и с применением элементов армирования из геосинтетического материала. Результаты испытаний представлены в графическом и табличном виде. Проведен качественный и количественный анализ кривой нагрузки-осадки.

Введение

Использование геосинтетических материалов в качестве элементов армирования для усиления грунтовых насыпей имеет большую мировую практику и широкое применение, а в последние годы наблюдается интенсивное его внедрение в Казахстане в области дорожного строительства.

Армирование грунтовой насыпи подразумевает использование элементов усиления для увеличения общей устойчивости конструкции и механических свойств грунтовой насыпи. Тем не менее, вопрос качественного проектирования в первую очередь зависит от правильного расчета, выбора расчетной схемы, оценки влияния элементов армирования на общую устойчивость насыпи [1].

Лотковые испытания проведены в лаборатории Карагандинского индустриального государственного университета в июне 2014 года.

Испытания проведены с целью: оценки напряженно-деформированного состояния насыпи при различной величине нагружения; оценки влияния элементов армирования на общую устойчивость модели грунтовой насыпи.

Экспериментальные исследования на моделях выполнены методом эквивалентных материалов и имеют своей целью изучение работы модели грунтовой насыпи нагружаемой статическим давлением разной величины, а также влияние элементов армирования на внешнюю и внутреннюю устойчивость конструкции.

Подбор материалов модели

Материалы, из которых должна изготавливаться модель, подбираются на основании общего закона динамического подобия с учетом одновременного действия сил тяжести и внутренних напряжений [2].

Закон динамического подобия Ньютона:

$$\frac{N_M}{\gamma_M i} = \frac{N_H}{\gamma_H I} = K = in \nu; \quad (1)$$

где K - "определяющий критерий подобия" процессов деформаций и разрушений грунта в условиях действия сил тяжести и напряжений, возникающих в грунте;

$\gamma_M; \gamma_H$ - удельный вес модельного и натурального грунта;

$i; I$ - линейные размеры модели дамбы и натурной дамбы;

$N_M; N_H$ - величина, соответствующая различным силовым характеристикам состояния модели и натуре, размерность которых сила/площадь.

Формула (1.) приводится к виду (2), по которой подбираются механические характеристики эквивалентных материалов

$$N_M = \frac{i}{J} \cdot \frac{\gamma_M}{\gamma_H} \cdot N_H \quad (2)$$

Зная параметры $E_0; \varphi; C; \nu_0$ моделируемых объектов, выбрав масштаб моделирования γ_M / γ_H , при подборе эквивалентных материалов, следует руководствоваться следующими соотношениями:

$$E_M = \frac{i}{J} \cdot \frac{\gamma_M}{\gamma_H} \cdot E_H; \quad (3)$$

$$C_M = \frac{i}{J} \cdot \frac{\gamma_M}{\gamma_H} \cdot C_H; \quad (4)$$

$$\vartheta_M = \vartheta_H; \quad (5)$$

$$\varphi_M = \varphi_H; \quad (6)$$

Масштаб модели – 1/20÷1/2. Материал модели грунтового основания представлен смесью, состоящей из 97% мелкого кварцевого песка и 3% веретенного масла по весу. Масло, имеющее сцепление, позволяет моделировать связные грунты. Параметры грунтов и эквивалентного материала представлены в таблице 1.

Параметры грунта и эквивалентного материала

Вид грунта	Удельный вес, γ (кН/м ³)	Сцепление C , (кПа)	Угол внутреннего трения, (град)	Модуль деформации, E (Мпа)	Коэффициент Пуассона ν
Суглинок	2,05	40	22	20	0,3
Экв. материал	1,7	0,90	39	0,27	0,25

Для моделирования элемента армирования необходим только один параметр материала - осевая упругая жесткость:

$$EA = T \cdot t \cdot t_g \cdot \frac{w_g}{s}, \text{ кН}, \quad (7)$$

где EA – осевая упругая жесткость, kN/m ; t – толщина армирования, m ; T – растягивающая сила, kN/m ; t_g – толщина стержней геогрида (рисунок 2), mm ; w_g – ширина стержней геогрида (рисунок 1), mm ; s – шаг между стержнями геогрида (рисунок 1), mm .

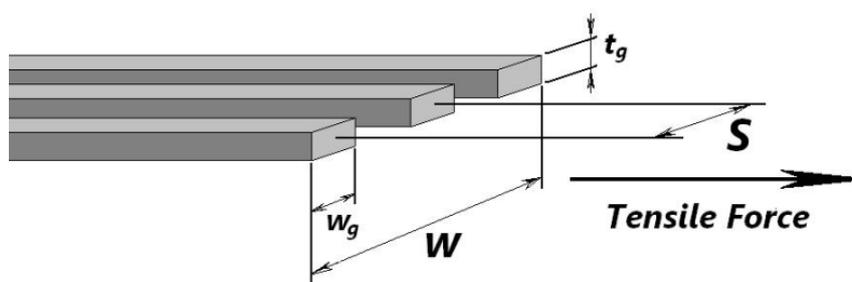


Рис. 1. Геометрические параметры геогрида

Из уравнения (7), осевая жесткость одного стержня элемента армирования составляет $EA=51$ кН/м. Для определения осевой жесткости элементов армирования модели воспользуемся законом динамического подобия на 1 м натурной дамбы или 1/40 м моделируемой дамбы:

Осевая жесткость элемента армирования 1 м натурной дамбы составляет: $51 \cdot 5 = 255$ кН/м (где 5 – число стержней на 1 м натурной дамбы).

Модуль деформации (2%) составляет 200000 МПа.

Диаметр сечения составляет 0,8мм, площадь сечения $0,524 \cdot 10^{-6}$ м.

Таким образом, осевая жесткость одного стержня модельного элемента армирования составляет: $EA=100,48$ кПа

Результаты испытаний

Испытания проведены в соответствии с программой испытаний. Приращение нагрузки осуществлялось ступенями 3,02; 5,055; 4,04; 2,03 кг. (таблица 2). Каждая ступень нагружения грунтовой насыпи выдерживалась до условной стабилизации 0,1 мм перемещения за 15 минут наблюдения. Наблюдение (испытание) велось до полного обрушения конструкции насыпи (Рисунок 2).

Нагрузка на грунтовую насыпь

№ ступени	1-11	12-13	14-15	16-17	18	19-21	22-n
Приращение нагрузки, кг	3,02	5,055	3,20	5,055	3,02	4,04	2.03
Полная нагрузка, кг	33.22	43.33	49.73	59.84	62.86	74.98	77.01-n

Для возможности бокового перемещения грунтового основания с каждого края лотка предварительно были сделаны приямки глубиной до 20 см (рисунок 2). Для фиксации деформации грунтовой насыпи были использованы марки и прогибомеры (для фиксации вертикального перемещения). Расстояния между марками по горизонтали составляли 50мм, по вертикали 100мм. Элементы армирования (три слоя) расположены в нижней части насыпи на расстоянии 100мм (по вертикали). Размеры насыпи 50x50 см по основанию, 20x20 см поверху, высота 40см. Схема грунтовой насыпи представлена на рисунке 2.

На рисунке 4 представлены графики нагрузки-осадки для армированной насыпи и насыпи без армирования. Согласно графику, максимальная нагрузка при которой произошло обрушение грунтовой насыпи составила: для насыпи без элементов армирования 24,8 кг (10,8 кПа); для насыпи с использованием элементов армирования 89,9 кг (39,2 кПа). Максимальная деформация (вертикальное перемещение) без нарушения целостности конструкции (предпоследняя ступень нагружения) составила: для насыпи без элементов армирования 1,68мм; для насыпи с использованием элементов армирования 2,68мм.

По характеру распределения кривой нагрузка-осадка видно, что на начальной стадии нагружения (до осадки 0,78 мм) обе кривые сопоставимы. Это объясняется тем, что элемент армирования не полностью включился в работу, в результате нагружения и как следствие миграции частиц происходит доуплотнение. Далее резкое изменение характера кривой армированной насыпи свидетельствует о включении в работу элементов армирования.

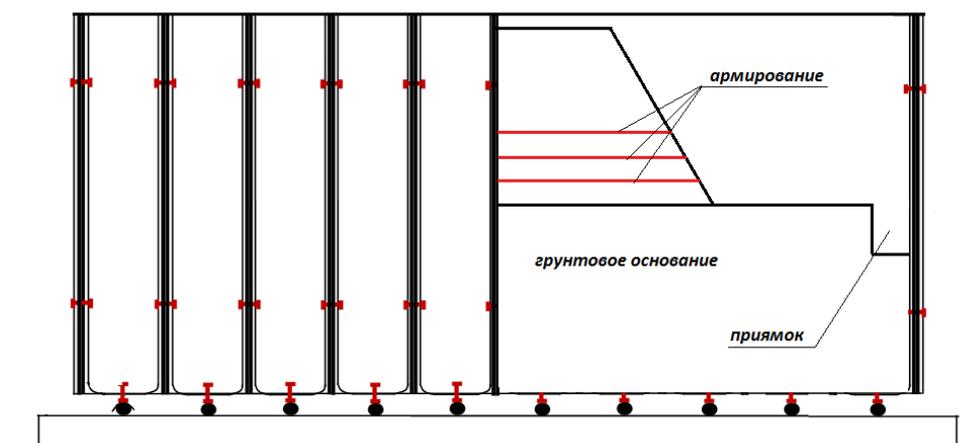
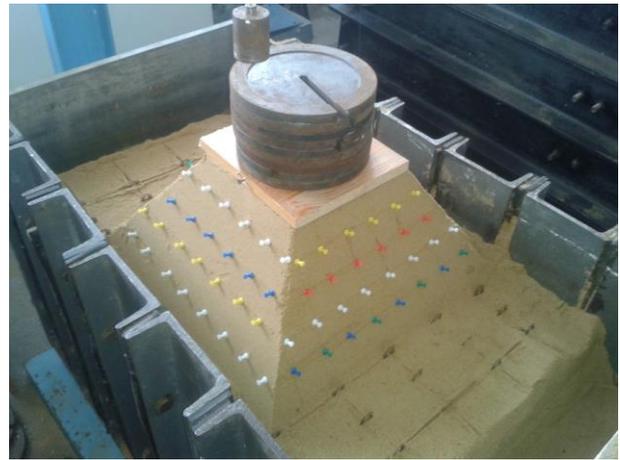


Рис. 2 . Схема лотка и грунтовой насыпи



Формирование насыпи



Контрольные марки



Формирование приямка



Прогибомеры



Без армирования



С армированием

Рис. 3. Испытания в лотке

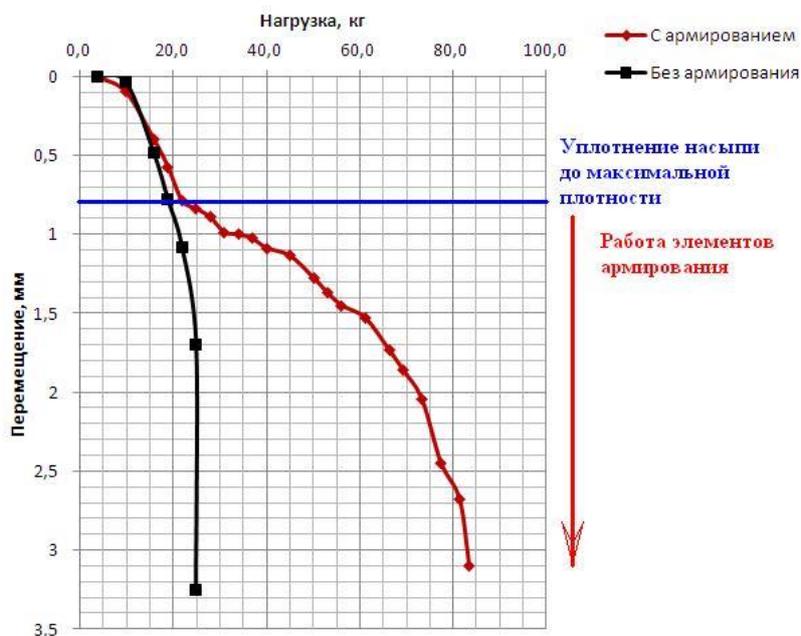


Рис. 4. График нагрузка-осадка

Заключение

Согласно результатам испытаний грунтовая насыпь с использованием элементов армирования способна выдержать (без потери общей устойчивости) нагрузку в 3,5 раза (89,9/24,8) превышающую по сравнению с насыпью без армирования. При этом, благодаря армированию грунтовая насыпь способна деформироваться без потери устойчивости в 1,5 раза больше выдерживая нагрузку в 4 раза (87,9/21,8) превышающую по сравнению с насыпью без армирования.

Представленные в статье результаты являются актуальными для дорожного строительства, требуют дальнейшего анализа и тщательного исследования. Тем не менее, согласно результатам испытаний применение гесинтетических элементов армирования позволят существенно снизить затраты на устройство грунтовых дорожных или железнодорожных насыпей. Работая в тесном контакте с грунтом, элементы армирования перераспределяют нагрузку между участками конструкции насыпи, обеспечивая передачу напряжения с перегруженных зон на соседние недогруженные зоны. Сконструированная модель пологой насыпи подтверждает практичность применения материала армирования в качестве элемента усиления, а его широкое использование в мировой практике является успешного основой его применения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Shin E.C. & Young I.O.* Case histories of geotextile tube construction project in Korea. New development in geoenvironmental and geotechnical engineering. Proc. Intern. Symp. 2006, Incheon, Korea: IETeC, p. 118.
2. *Жусупбеков А.Ж., Лукпанов Р.Е.* Geotechnical problems on reinforcement soil ground in Kazakhstan. New horizon in earth reinforcement. Proc. Of the 5th Int. Symp. On earth reinforcement, 2007, Fukuoka, Japan, p. 234.

Мамочкин С.А., магистр 1-го курса 2 группы ИСА

Научный руководитель –

Жадановский Б.В., канд. техн. наук, проф.

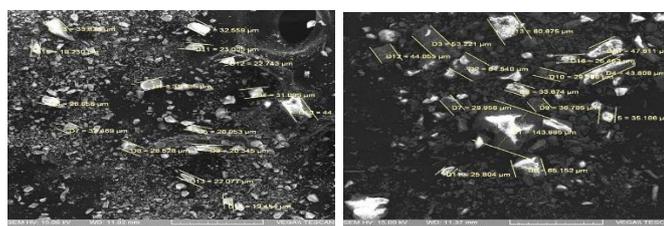
ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ПО ПРОИЗВОДСТВУ И ДОСТАВКЕ БЕТОНОВ С МИНЕРАЛЬНЫМИ ДОБАВКАМИ

Использование отходов стекла в виде тонкомолотой добавки к бетону для замены части цемента не только обеспечивает сокращение выбросов диоксида углерода при производстве портландцемента, а также открывает возможность повышение физико-механических свойств бетона.

Поверхность стекла содержит Na^+ и аморфный оксид кремния с высокой реакционной способностью, что позволяет рассматривать тонкомолотое стекло в качестве активной добавки к бетону [1].

В эксперименте помол стекла был выполнен на шаровой мельнице. Количественный гранулометрический анализ молотого стекла выполнен с использованием виброгрохота analysett 3 PRO фирмы FRITISCH, для взвешивания – электронные весы. В результате установлено, что дисперсность стеклянного порошка практически соответствует дисперсности цемента. На Рисунке 1 представлены измерения гранул молотого стекла и цемента, полученные с помощью растрового электронного микроскопа Teskan Vega II (производство Teskan, Чехия).



а)

б)

Рис. 1. Фотометрия бетона и тонкомолотого стекла

Результаты показали, при замене 10% массы цемента тонкомолотым стеклом, прочность образцов при сжатии в 8 сериях из 10 превышала прочность чисто цементных образцов. Превышение составляло от 10 до 30%. Таким образом, можно утверждать, что замена 10% массы цемента тонкомолотым стеклом не только не снижает прочности бетона, но даже увеличивает ее на 10-15% [2].

Данный результат повлек за собой вопрос о доставке такой смеси на участки производства работ в надлежащем виде. Ведь, по сути, возможность замены до 15% цемента тонкомолотым стеклом есть внедрение в бетонную смесь минеральных добавок, которые в свою очередь влекут за собой снижение сроков начала схватывания, что, несомненно, ограничивает возможность применения такой смеси на равне с обычной бетонной смесью, не имеющей никаких добавок.

В связи с этим на базе Московского Государственного Строительного Университета были проведены исследования с целью выявления необходимых параметров для качественной доставки бетонной смеси, в которой было замещено до 15% вяжущего. В результате исследований были получены следующие данные Таблица 1. При необ-

ходимости перевозки бетонной смеси на расстояние более ста километров имеет смысл транспортировать отдозированную сухую смесь, а затворение производить на участке производства работ [4,7].

Таблица 1

**Рекомендуемые расстояния для перевозки бетонных смесей,
содержащих «активную добавку»**

Подвижность бетонной смеси, см	Дорожное покрытие	Скорость транспортирования, км\ч	Расстояние, км			
			Автобетоносмеситель	Автобетоновоз	Автосамосвал	Автобадье-воз
1-3	Жесткое асфальтовое, асфальто-бетон и т.д.	30	До 100	До 45	30	25
4-6			80	30	20	15
7-9			60	20	15	10
10-14			45	15	-	-
1-3	Мягкое грунтовое улучшенное	15	Применение не рекомендуется ввиду возможности выхода из строя	12	7	5
4-6				6	5	3
7-9				5,4	3,7	2
10-14				4	4	-

Требования, предъявляемые к свойствам бетонной смеси (в которой замещается до 15% вяжущего), доставляемой автомобилями при отрицательной температуре аналогичны требованиям предъявляемым к обычной бетонной смеси. При такой перевозке необходимо либо дополнительно использовать противоморозные добавки, либо повышать температуру транспортируемой смеси [6,9]. Ориентировочно допустимое расстояние транспортирования разогретой бетонной смеси при отрицательных температурах воздуха приведено в Таблице 2.

Таблица 2

Допустимое расстояние транспортирования бетонной смеси при отрицательных температурах

Исходная температура смеси, °С	Допустимое расстояние транспортирования, км	Допустимая продолжительность транспортирования, мин	Скорость транспортирования, км\ч
31-40	15	30	30
21-30	22,5	45	30
11-20	30-45	60-90	30
До 10	60	120	30

Таким образом, соблюдая данные рекомендации, появляется возможность эффективного использования бетона, в котором замещено до 15% вяжущего тонкомолотым стеклом, а так же повышены характеристики по сравнению с обычным тяжелым бетоном. Областью применения данного исследования могут быть организационно-

технологические решения по производству и доставки бетонных смесей на строительную площадку [5,8,10].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Свойства цементного раствора, содержащего нано частицы диоксида кремния (Корея). Бюллетень иностранной научно-технической информации по строительству, архитектуре, строительным материалам, конструкциям и жилищно-коммунальной сфере. 2007 г., №6, с 25-27. По материалам ACI Materials Journal. – 2007. – Vol.104.- №3 (англ).

2. *Нэмен В.Н., Мамочкин С.А., Разводов Д.И.* «Тонкомолотое стекло – активная минеральная добавка». Сборник научных статей. КарГТУ, 2012.

3. Отходы стекла в бетоне. Бюллетень иностранной научно-технической информации по строительству, архитектуре, строительным материалам, конструкциям и жилищно-коммунальной сфере. 2004 г., №3, с 33-36. По материалам Concrete. – 2004. – Vol.38, №1 (англ).

4. *Жадановский Б.В., Синенко С.А.* Перспективы повышения технического уровня производства бетонных работ в современном строительстве // Научное обозрение, 2014г., №9-2, С.435-438.

5. *Жадановский Б.В., Синенко С.А., Кужин М.Ф.* Рациональные организационно-технологические схемы производства строительного монтажа работ в условиях реконструкции действующего предприятия // Технология и организация строительного производства, 2014, №1, С.38-40.

6. *Жадановский Б.В.* Организационно-технологическая подготовка реконструкции гражданских и промышленных зданий и сооружений // Промышленное и гражданское строительство, 2009г, №10, С.59-60.

7. *Жадановский Б.В., Синенко С.А., Драган Д.Г.* Энергоэффективность способов выдерживания свежееуложенного бетона при возведении монолитных конструкций // Технология и организация строительного производства, 2014, №2, С.38-41.

8. *Кужин М.Ф.* Оценка и выбор организационно-технологических параметров производства работ при устройстве навесных фасадных систем с воздушным зазором // Промышленное и гражданское строительство, 2012г., №9, С.61-62.

9. *Афанасьев А.А.* Технологическая надежность монолитного домостроения // Промышленное и гражданское строительство, 2001г., №3, С.24

10. *Вильман Ю.А., Синенко С.А., Грабовый П.Г., Грабовый К.П., Король Е.А., Каган П.Б.* Особенности технологии и механизации возведения многоэтажных зданий // Вестник МГСУ, 2012, №4, С. 170-174.

Мисник А.В., аспирант 1-го года обучения

Научный руководитель –

Притыкин А.И., д-р техн. наук, проф. кафедры градостроительства, землеустройства и дизайна

ФГАОУ ВПО «Балтийский федеральный университет им. И. Канта»

НАПРЯЖЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ ПЕРФОРИРОВАННОЙ БАЛКИ С КРУГЛЫМИ ВЫРЕЗАМИ РАЗНОЙ ВЫСОТЫ

Внедрение в практику строительства современных технологий позволяет использовать такие оригинальные конструкции, как перфорированные балки, отвечающие требованиям рационального использования материалов и надежности.

Проблемы расчета перфорированных балок поднимались во многих работах [1, 2]. Однако до настоящего времени все еще нет апробированных расчетных методик для проектирования таких балок.

Цель данной работа заключается в анализе и выявлении определенных зависимостей напряженного состояния и деформаций перфорированных балок с круглой формой вырезов от относительной высоты последних. Исследование основывается на результатах расчета перфорированных балок методом конечных элементов с помощью программного комплекса ANSYS. Для достижения поставленной задачи произведены расчеты прогибов и максимальных эквивалентных напряжений вблизи контура выреза. В качестве базовой модели была принята перфорированная балка, изготовленная из прокатного профиля в виде двутавра 50Б2 (ГОСТ 26020-83) по безотходной технологии. Во всех случаях рассматривалась однопролетная шарнирно опертая балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью $q=10\text{кН/м}$. Ширина перемычки равнялась радиусу выреза. При расчете прогибов размеры конечных элементов равнялись примерно 40мм. При оценке напряжений вблизи контура выреза сетка КЭ принималась неравномерной с размером малого конечного элемента $\Delta_{\text{КЭ}} = 2\text{мм}$.

Влияние относительной высоты вырезов на прогиб

Для описания параметров перфорированной балки использовалось обозначение: длина балки – высота балки – толщина стенки – ширина полки – толщина полки – относительная высота выреза – количество вырезов. Относительная высота вырезов варьировалась в пределах $0.5 \leq h/H \leq 0.8$. Результаты расчета двух балок с относительной высотой вырезов 0.5 и 0.8 приведены на рис. 1, а и б.

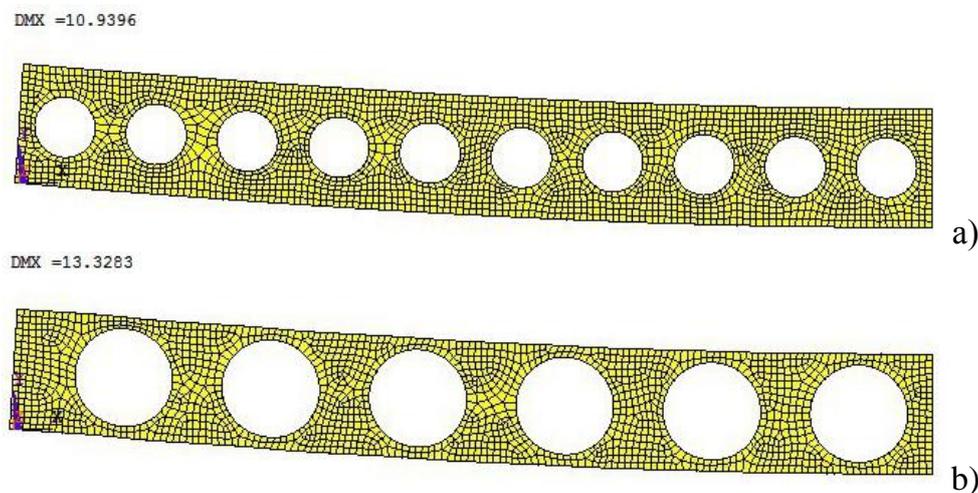


Рис. 1. Прогибы (мм) балок с разной высотой вырезов:
 а) 1125-75-0,9-19,9-1,4см-0,5-20;
 б) 1125-75-0,9-19,9-1,4см-0,8-12

Как видно из рис. 1, увеличение размеров вырезов в 1.6 раза приводит к росту прогибов примерно на 21%, т.е. изгибная жесткость балки снижается не столь существенно. Этим объясняется тенденция все шире применять в строительной практике балки с вырезами $h = 0.8H$. На рис. 2 представлена зависимость относительного прогиба перфорированной балки от относительной высоты вырезов. Относительный прогиб вычислялся по отношению к прогибу балки со сплошной стенкой, т.е. как $w_{\text{перф}} / w_{\text{спл}}$.

На основе данных расчетов получен график зависимости прогиба от относительной высоты выреза (рис.2). Хотя данная зависимость является нелинейной, на участке $0.667 \leq h/H \leq 0.8$, т.е в диапазоне наиболее распространенных относительных высот, ее можно аппроксимировать прямой линией. Такая аппроксимация существенно облегчает расчет прогибов при изменении высоты вырезом.

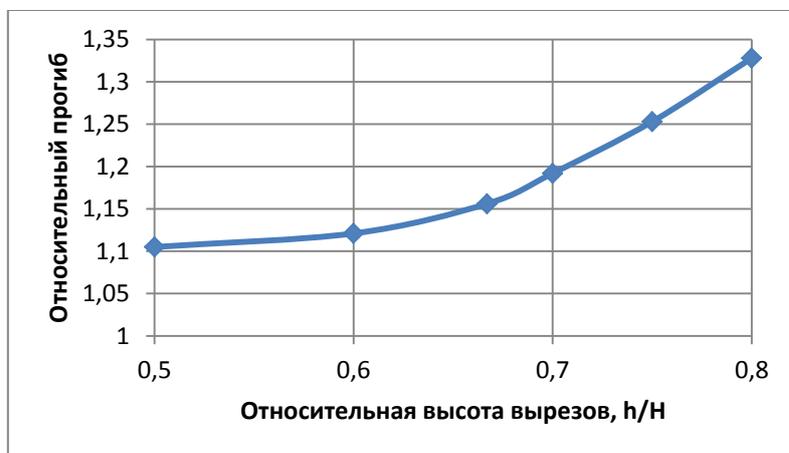


Рис. 2. Зависимость прогибов перфорированной балки 1125-75-0,9-19,9-1,4см-h/H от относительной высоты вырезом h/H

Концентрация напряжений вблизи концевого вырезом

В перфорированных однопролетных балках максимальные напряжения возникают, как правило, вблизи контура ближайшего к опоре вырезом, поскольку при поперечном изгибе наибольший вклад в концентрацию напряжений вносит поперечная сила, а не изгибающий момент. Оценивать уровень α_σ будем по эквивалентным напряжениям, вычисляемым по Мизесу.

Расчет уровня напряжений в двух балках с высотой вырезом 0,5H и 0,8H приведен на рис.3,а и б.

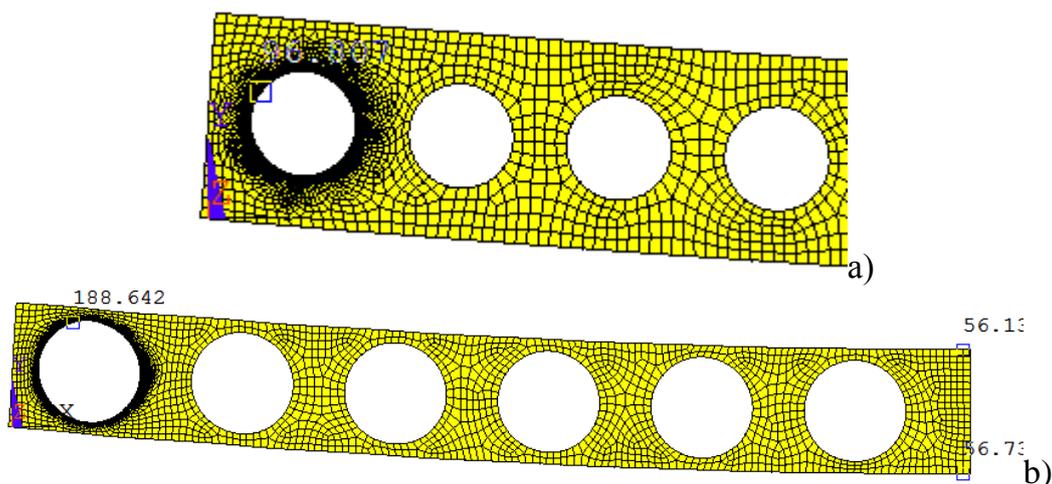


Рис. 3. Эквивалентные напряжения (Н/мм²) в балках с разной высотой вырезом: а) 1125-75-0,9-19,9-1,4см-0,5-20; б) 1125-75-0,9-19,9-1,4см-0,8-12

Для сопоставимости результатов в обоих случаях фиксировалось расстояние от кромки вырезом до опорного сечения, так как в противном случае будет изменяться величина поперечной силы в зоне концентратора. Величины максимальных эквива-

лентных напряжений приведены в Н/мм^2 . Если при вырезах высотой $0.5H$ они достигают 96.8 Н/мм^2 , то при вырезах высотой $0.8H$, как видно из рис.3,b, они возрастают до 188.6 Н/мм^2 , т.е. увеличиваются почти в 2 раза.

Обычно уровень напряжений в районе выреза удобно оценивать с помощью коэффициента концентрации напряжений, представляющего собой безразмерную величину. Судя по представленному на рис.4 графику, величина ККН в районе концевой выреза с увеличением высоты вырезов возрастает от 1.7 до 3.4. В качестве базы сравнения были приняты напряжения, возникающие в средней части балки при отсутствии вырезов.

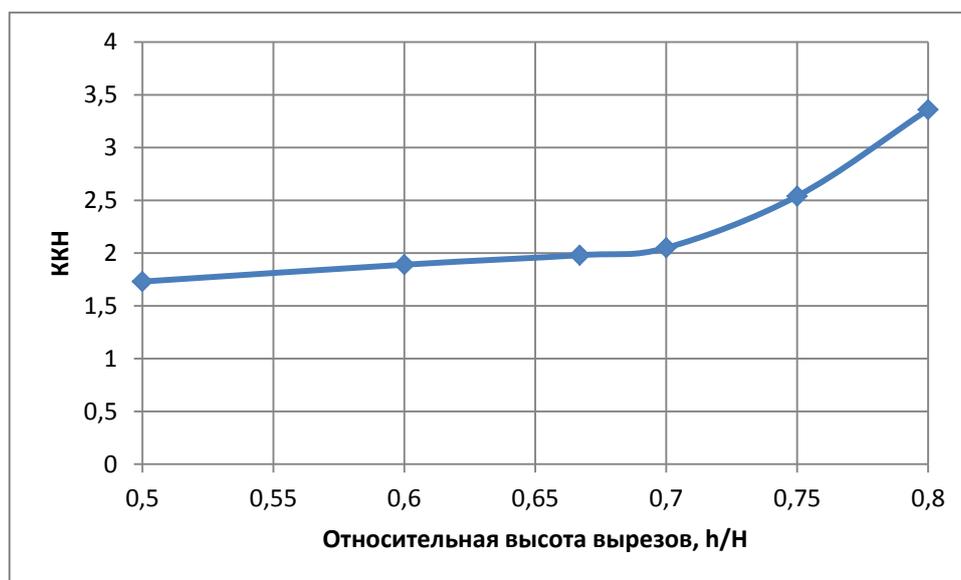


Рис. 4. Зависимость коэффициента концентрации напряжений в перфорированной балке от относительной высоты вырезов

Следует отметить, что с увеличением высоты вырезов, зона наибольшей концентрации напряжений смещается вверх, как видно из рис.3,a и b. В целом, характер зависимости нелинейный, причем ее можно представить в виде кусочно-линейной, разбив на два диапазона: $0.5H - 0.7H$ и $0.7H - 0.8H$.

Сопоставляя графики рис.2 и рис.4, можно указать, что в диапазоне высот $0.7H - 0.8H$ обе зависимости: и $\alpha_\sigma - h/H$ и $w - h/H$ являются практически линейными, что позволяет аппроксимировать их простыми выражениями. Правда, необходимо проверить их на балках других размеров, что автор и предполагает сделать в ближайшем будущем.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Притыкин А.И. Прогибы перфорированных балок-стенок с прямоугольными вырезами /А.И. Притыкин//Изв. вузов. Строительство. -2009. -№ 10.
2. Притыкин А.И. Технология изготовления однорядно и многорядно перфорированных балок/А.И.Притыкин//Ж. Вестник МГСУ. 2009. № 2.

Мозучев С.Б., магистрант первого года обучения ИСА
Шашков А.А., Шистеров А.П., студенты 4-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Парлашкевич В.С., канд. техн. наук, проф. кафедры металлоконструкций
ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ПРОБЛЕМА ПРИМЕНЕНИЯ ВЫСОКОПРОЧНЫХ СТАЛЕЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В настоящее время изыскиваются все новые подходы к строительству зданий и сооружений, как в гражданском, так и промышленном строительстве, и зачастую для решения поставленных задач недостаточно применения обычных материалов, в том числе и сталей обычной прочности. На кафедре металлических конструкций проводятся исследования возможности снижения металлоемкости и трудоемкости изготовления металлических конструкций, а также возможности применения высокопрочных сталей в уникальных зданиях и сооружениях. Представленная работа иллюстрирует возможность снижения затрат металла и эффективность применения сталей высокой прочности при строительстве тепловых пылегазовых электростанций.

В ближайшем будущем предполагается массовое строительство пылеугольных электростанций, как в России, так и за рубежом. В настоящее время возрастает стоимость природного газа и это делает строительство парогазовых электростанций нерентабельным особенно в тех регионах, где поблизости могут находиться места добычи угля. В этих регионах наиболее выгодным оказывается строительство пылеугольных электростанций, причем наиболее выгодным является строительство блоков большой мощности: с турбоагрегатами 800 и 1200 МВт. При строительстве энергоблоков большой мощности сокращается удельная стоимость строительно-монтажных работ на киловатт установленной мощности [4]. В таких энергоблоках возможны два вида расположения турбоагрегата: – продольное и поперечное (рис.1). Наиболее выгодным является поперечное расположение (рис.1, б) которое обеспечивает меньшую протяженность трубопроводов острого пара, более высокий коэффициент полезного действия энергоблока и меньшее количество ограждающих конструкций и незанятых площадей главного корпуса [3].

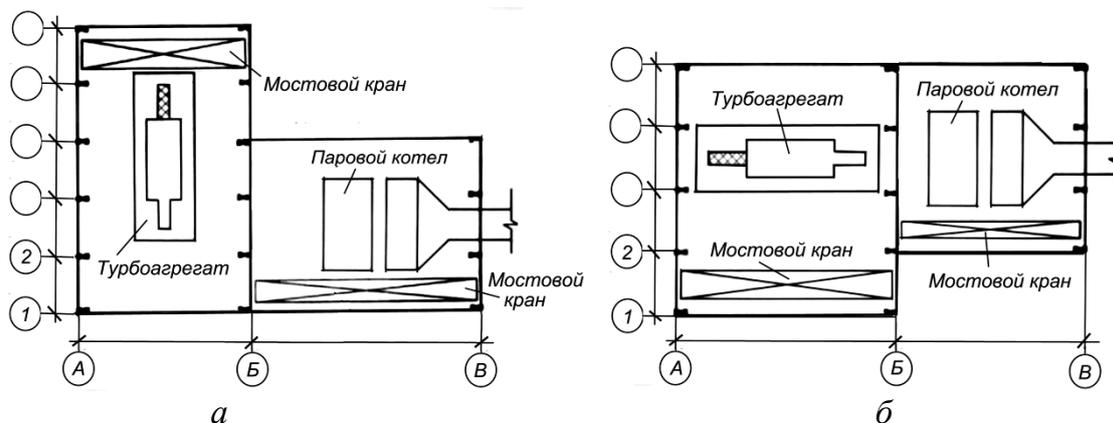


Рис. 1. Схемы расположения турбоагрегатов:

а – продольное расположение турбоагрегата; б – поперечное расположение турбоагрегата

Такая схема реализована в девятом энергоблоке Костромской ГРЭС [5] с использованием турбоагрегатов 1200 МВт. При поперечном расположении турбоагрегатов пролет фермы машинного зала должен быть 84 м. Ферма с таким пролетом с применением сталей обычной и повышенной прочности получается тяжелой и кроме того мостовых кранов грузоподъемностью 125/20 т и пролетом более 80 м нет. На Костромской ГРЭС машинный зал главного корпуса запроектирован двухпролетным с использованием подстропильных ферм в среднем ряду колонн (рис.2, а). Пролет подстропильной фермы по оси A_1 составляет 48 м. Недостатками данного решения являются высокая металлоемкость подстропильной фермы и разделение объема машинного зала на два участка (пролета). Это затрудняет обслуживание технологического оборудования.

В целях снижения металлоемкости было решено изменить компоновку энергоблока [3]. В частности, был произведен отказ от мостовых кранов грузоподъемностью 125/20 т, необходимых только для монтажа статора генератора. В новой компоновке предусматриваются размещение козловых кранов вдоль оси турбоагрегата. Монтаж статора генератора предполагается осуществлять по зарубежной технологии с применением транспортной эстакады со стороны торца турбинного отделения по технологии фирмы Mammoet [3].

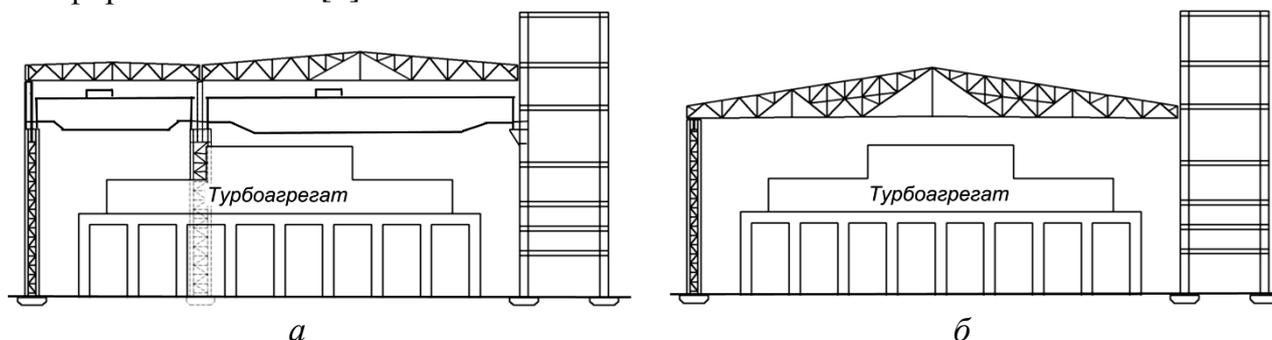


Рис. 2. Схема поперечного сечения машинного зала:

а – при двухпролетном решении; б – при однопролетном решении (пролет фермы 84 м);

Для решения нового варианта компоновки была запроектирована ферма пролетом 84 м [10-13]. Для расчета фермы использовался программный комплекс “SCADOffice 11.5”. В результате расчетов получены усилия в элементах фермы (рис. 3). Наибольшее усилие сжатия в верхнем поясе фермы равнялось 5196,7 кН. Естественно, что для подбора сечения элементов фермы с большими усилиями была принята высокопрочная сталь С590 с расчетным сопротивлением 575 кН/см². Для менее нагруженных элементов применяли сталь С 345 и С375.

Ранее выполненные исследования показали целесообразность применения сталей высокой прочности в центрально растянутых и центрально сжатых элементах [4, 5, 6, 9]. Сечения верхних поясов ферм были приняты из прокатного двутавра 30К3, нижних – из 30К1. Для решетки использовались сечения из двух швеллеров, соединенных планками. Соединения элементов решено было выполнить на фасонках. Возможно соединение в сварном и болтовом исполнении. При выполнении сварного соединения должны применяться сварочные материалы и сварочные технологии, предназначенные для сварки высокопрочных сталей [9].

Для удобства транспортировки предусмотрена разбивка фермы на 8 отправочных марок и 7 дополнительных элементов.

Мущанов А.В., студент 5-го курса строительного института

Научный руководитель –

Роменский И.В., канд. техн. наук, доц. кафедры металлических конструкций

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры (Украина)

СПОСОБЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ СТРУКТУРНОГО ПОКРЫТИЯ ИЗ ТРУБ ТИПА МАРХИ

Объектом исследования является структурная несущая конструкции большепролетного покрытия культурно-развлекательного комплекса в городе Донецке.

Размеры перекрываемой части здания в плане составляют 68,4x42м. (Рис. 1). Шаг колонн различный в продольном и поперечном направлении. Так в осях В-Л шаг колонн равен 6 м, а в осях 2-14 шаг колонн составляет 7,2м (рис 2). Отметка низа покрытия +12.2 м.

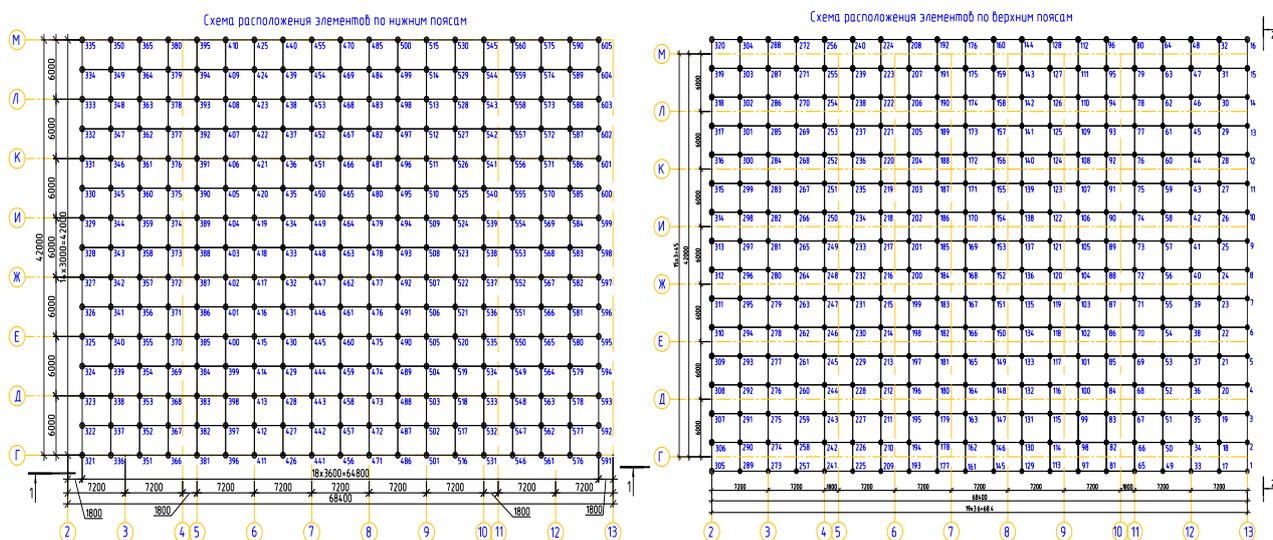


Рис. 1. Схема расположения элементов по верхним и нижним поясам

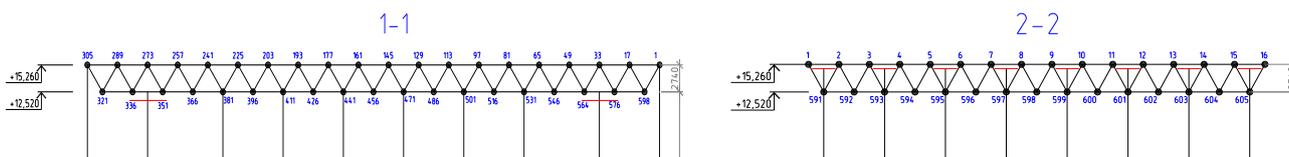


Рис. 2. Схема опирания структурного покрытия

В качестве покрытия используется структурная плита типа МАРХИ. Несущими элементами структурной плиты являются трубы, соединенные в узлах на болтах, с помощью специальных узловых элементов (коннекторов). В качестве элементарной ячейки структуры базового варианта принята пирамида с основанием в виде прямоугольника 3x3,6 м (что соответствует шагу колонн вдоль и поперек здания) и ребрами равными 3,6 м. Высота структурного покрытия составляет 2,73м, угол наклона ребра $\alpha = 49,4^\circ$ (Рис. 3).

Система МАРХИ обладает множеством положительных качеств и является надежным и экономически выгодным вариантом покрытия [1, 3, 5]. Однако, при использовании этой системы с нетрадиционным соотношением сторон, в узлах возникают

большие усилия, превышающие несущую способность высокопрочных болтов из стали 40Х «селект» [2].

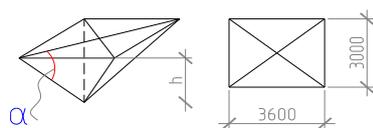


Рис. 3. Ячейка структурной плиты

Решение этой проблемы возможно путем регулирования усилий в элементах покрытия 2-м способом:

- 1) Изменение локальных геометрических параметров (в данном случае элементарной ячейки по высоте);
- 2) Изменение общей геометрии покрытия путем «вспарушивания» (перехода от простой геометрии к криволинейной).

Целью исследования является определение геометрических параметров ячейки, при которых усилия в элементах не превышали бы максимальную несущую способность высокопрочного болта 40Х «селект», а именно 100 т. Для достижения этой цели, в работе используется аналитический и численный методы расчета конструкций.

Аналитический расчет структурных плит покрытия выполнен в соответствии с методикой, предложенной в работах Трущева А.Г [3], а численный метод выполнен с помощью программного комплекса «SCAD» [6].

В ходе анализа основным варьируемым параметром являлось соотношение высоты покрытия к пролету (h / l), в зависимости от которого анализировалось изменение усилий в основных несущих элементах покрытия. Данные анализа предоставлены в табл. 1 и 2, и на рис. 4., где определение усилий в поясах и раскосах осуществлялось по формулам:

$$N_n = \pm 2,1 M_{max} \cdot a / h; \quad N_p = \mp 1,4 \cdot V^{a_1} / \sin \alpha$$

Таблица 1

Параметры и результаты аналитического расчета

№ Строки	Параметры	Соотношение h к l				
		1/15	1/16,5 (Standard)	1/20	1/25	1/30
1	2	3	4	5	6	7
1	V (кН)	54,1	54,1	54,1	54,1	54,1
2	$M_{кор}$ (кНм)	358,6	358,6	358,6	358,6	358,6
	$M_{дл}$ (кНм)	158,4	158,4	158,4	158,4	158,4
	M_{max} (кНм)	358,6	358,6	358,6	358,6	358,6
3	h (м)	3	2,74	2,5	2	1,5
4	$a_{кор}$ (м)	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
5	$a_{дл}$ (м)	3	3	3	3	3
6	$a_{1,кор}$ (м)	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2
7	$a_{1,дл}$ (м)	3	3	3	3	3
8	$\sin \alpha$	0,85	0,83	0,81	0,74	0,64
9	N_n	$\pm 753,06$	$\pm 824,5$	$\pm 903,7$	$\pm 1129,6$	$\pm 1506,1$
10	N_p	-366,6	-375,4	-384,7	-421,1	-486,9

Параметры и результаты численного расчета

№ Строки	Параметры	Соотношение h к l				
		1/15	1/16,5 (Standard)	1/20	1/25	1/30
1	2	3	4	5	6	7
1	$N_{\max n}$, кН (ЭЛ-Т 247)	871,27	871,27	871,27	871,27	871,27
2	$N_{\min n}$, кН (ЭЛ-Т 861)	-854,5	-854,5	-854,5	-854,5	-854,5
3	W_{\max} , мм (узел 143)	93,3	93,3	93,3	93,3	93,3
4	$N_{\min, p}$ кН (ЭЛ-Т 1237)	-265,41	-265,41	-265,41	-265,41	-265,41

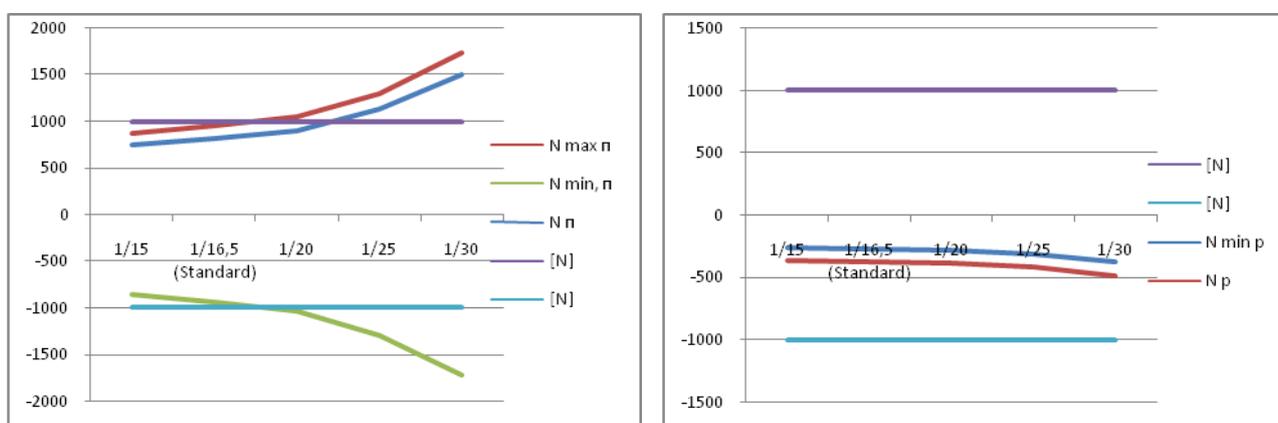


Рис. 4. Усилия в поясах и раскосах (численный и аналитический расчет) в зависимости от соотношения h/l , где $N_{\min p}$ – максимальные сжимающие усилия в раскосах, полученные численным методом; N_p – усилия в раскосах, полученные аналитическим методом; $[N]$ – предельные допустимые нагрузки по несущей способности болта

Исходя из полученных результатов, можно сделать следующие выводы:

1) Для анализируемого покрытия прямоугольного плана с соотношением сторон 1,6:1, при нагрузке, характерной для города Донецка 211 кг/м^2 (постоянная и снеговая нагрузки)[4], предельным соотношением h/l , при котором возможно использование типовых узлов системы МАРХИ есть $h/l \approx 1/17$.

2) Наиболее чувствительными к изменению соотношения h/l являются усилия в поясах, которые изменяются пропорционально высоте покрытия h . Менее чувствительными к изменению геометрии являются усилия в раскосах, меняющиеся в пределах до 40%.

3) Сопоставление результатов аналитического и численного расчетов показывают их удовлетворительную сходимость в пределах 15%.

В дальнейших исследованиях предполагается рассмотреть вариант изменения общей геометрии покрытия путем «вспарушивания» и изучить влияния стрелы выгиба структурной плиты на напряженно-деформированное состояние конструкции.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. НТЦ Виктория система МАРХИ [электрон. ресурс].- Режим доступа www.sistems-marhi.ru
2. *Муцанов А.В.* Учет особенностей конструктивных решений системы МАРХИ при разработке индивидуального проекта большепролетного структурного покрытия / *Муцанов А. В., Роменский И. В.* // Научно-техническое творчество молодежи – путь к обществу, основанному на знаниях: сборник докладов Пятой Международной научно-практической конференции (Москва, 26-28 июня 2013 г.). М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т». Москва: МГСУ, 2013. 696 с.
3. *Трущев А.Г.* Пространственные металлические конструкции: учебное пособие / А. Г. Трущев. М.: Стройиздат, 1983. 216 с.
4. Система обеспечения надежности и безопасности строительных объектов. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования: ДБН В.1.2-2:2006. К.: Минстрой Украины, 2996. 60 с.
5. STRUCTURAL ENGINEERING – HANDBOOK, manuals, etc. I Gaylord, Edwin Henry. II Gaylord, Charles N. III Stallmeyer, James E. TA635.S77 – 1997, 624.1-dc20.
6. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / *А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер* – 4-е изд., перераб. – М.: Издательство СКАД СОФТ, 2011. – 736 стр.

Назаренко К.А., аспирант

Научный руководитель –

Притыкин А.И., д-р техн. наук, доц.

ФГАОУ ВПО «Балтийский федеральный университет им. И. Канта»

ПРИМЕНЕНИЕ ПЕРФОРИРОВАННЫХ БАЛОК В СТРОИТЕЛЬСТВЕ ИНДИВИДУАЛЬНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ

Сегодня индивидуальное жилищное домостроение имеет ряд особенностей заставляющих проектно-строительные организации максимально эффективно использовать имеющиеся на рынке строительные материалы и конструкции. Этому есть несколько причин:

1. Ввиду специфики нашего законодательства и желания сэкономить многие скупают участки предназначенные не для строительства индивидуальных жилых домов, а для ведения садово — огородной деятельности. Как правило, характерной особенностью таких участков являются из рук вон плохие грунтовые условия и отсутствие возможности обслуживать строительную площадку крупногабаритной техникой, вроде автокрана.

2. По многим причинам индивидуальные застройщики хотят дом максимально пригодный для перепланировок. Характерной особенностью таких домов является количественный недостаток внутренних несущих стен.

3. Ввиду насыщенности рынка подрядными организациями, последним с целью удешевления строительства приходится внедрять материалы и технологии, позволяющие экономить.

В результате — проектируемые индивидуальные жилые дома должны быть легкими, не дорогими и надежными. Справиться с поставленной задачей поможет применение перфорированных балок в конструкциях перекрытия индивидуальных жилых домов.

Деревянные балки реализуемые строительными базами г. Калининграда позволяют перекрывать пролеты до 5,5м. «Контур» несущих стен в таком случае имеет габариты около 7-8 метров в длину, и 4-5,5 метров в ширину (чаще это 4 метра, ввиду эксплуатационных особенностей деревянного перекрытия). Естественно, дом 4м x7м, пусть даже двух этажный удовлетворяет потребности далеко не каждого. Поэтому индивидуальный жилой дом в г. Калининграде как-правило состоит из двух таких секций общими размерами 7м x 8м, что при наличие второго этажа уже гарантирует общую площадь не менее 70-75м. Конструкция такого дома в общем упрощенном случае имеет несущую внутреннюю стену.

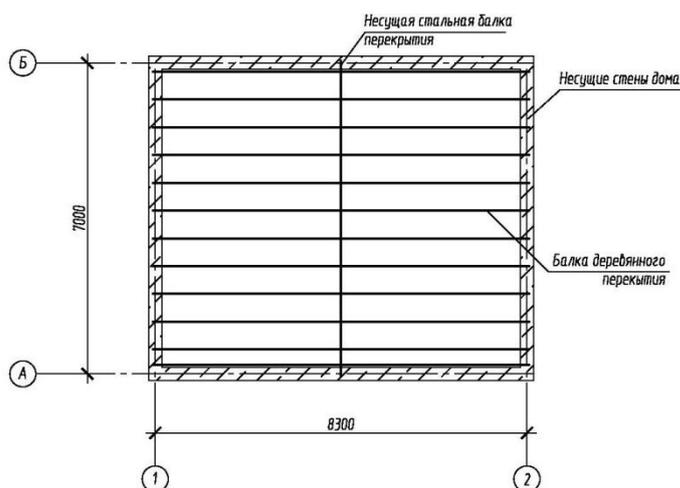


Рис. 1. Схема перекрытия индивидуального жилого дома

Стоимость возведения несущей стены из газосиликатного блока (местного производителя), толщиной 300мм, длиной 8м, и высотой 3м. (т.е на высоту только одного этажа) составляет около 45 500 рублей (здесь и далее в ценах на март 2015г., ООО «Гравионт», г. Калининград). Не стоит забывать, что потребуются также фундамент под стену. Стоимость 8м. монолитного железобетонного фундамента составит еще 48 500 рублей. Итого 94 00 рублей. Что примерно равняется 7-10% стоимости строительства такого дома в «черном ключе».

Существует альтернативный вариант — применение, стального профиля, воспринимающего нагрузку от деревянных балок.

В конструкции дома, как на рис.1 стальная балка должна воспринимать нагрузку в 18 кН/м длины и в состоянии загруженности проектной нагрузкой должна иметь прогиб не более 36мм. С этой задачей едва ли справится стальной прокатный широкополочный двутавр 25Ш1 с моментом сопротивления 501,8см.куб. Применение такого профиля при строительстве индивидуального жилого дома, ввиду его неподъемности бригадой строителей и возможности установить его в проектное положение, доставившим его с завода на объект, манипулятором обойдется в 37 800 руб. Однако это решение, во-первых, может несколько подорожать, поскольку не каждый подобный объект имеет подъездные пути на столько близко к нему расположенные, что балку получится смонтировать манипулятором, в противном случае понадобится автокран. А, во-вторых, если участок строительства расположен на территории садового общества, то, возможно, для работы автокрана в узких проездах общества не найдется и места.

Помимо выше упомянутых решений, существует возможность перекрыть пролет перфорированным двутавром.

Перфорированная балка получается путем разрезания двутаврового горячекатаного профиля ломаной линией в продольном направлении. Затем, части сдвигают друг относительно друга, до соединения «гребней» впритык, после чего их сваривают непосредственно друг с другом. В зависимости от длины и высоты профиля, а также от формы линии реза получают различные отверстия и различную высоту перфорированной балки. Перфорированные балки имеют меньшую массу чем предшествующие их получению прокатные профили. При этом их несущая способность и жесткость значительно выше, чем у исходного профиля, а следовательно они могут быть применены при большом пролете и большей нагрузке. Перфорированные балки изготавливаются в различном конструктивном исполнении: с вырезами круглой, овальной, прямоугольной, шестиугольной и восьмиугольной формы; однорядной и двурядной перфорации. Самым перспективным направлением применения видится использование таких балок при больших пролетах и малых нагрузках. Проектирование перфорированных балок позволяет получить экономию стали до 20-30%.

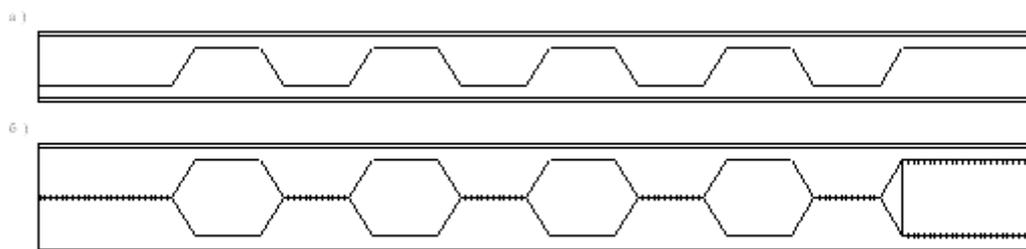


Рис. 2. Получение перфорированного двутавра

В рассматриваемом нами случае для восприятия нагрузок от деревянного перекрытия следует назначить перфорированную балку со следующими параметрами.

$H = 307,69$ мм. - высота перфорированной балки-стенки.

$\eta = 0,7$ — относительная высота выреза.

$\xi = 0,54$ — относительная высота реза.

$R = 107,69$ – радиус вырезов.

Кол-во вырезов 18

$a = 323,08$ — шаг вырезов.

Такая балка получается из исходного профиля 20Ш1, с незначительным его облегчением, однако по сравнению с 25Ш1, этот профиль будет весить 203 кг, а не 308 кг, что уже по силам бригаде из пяти-шести человек, пускай и с применением некоторых не хитроумных средств механизации труда.

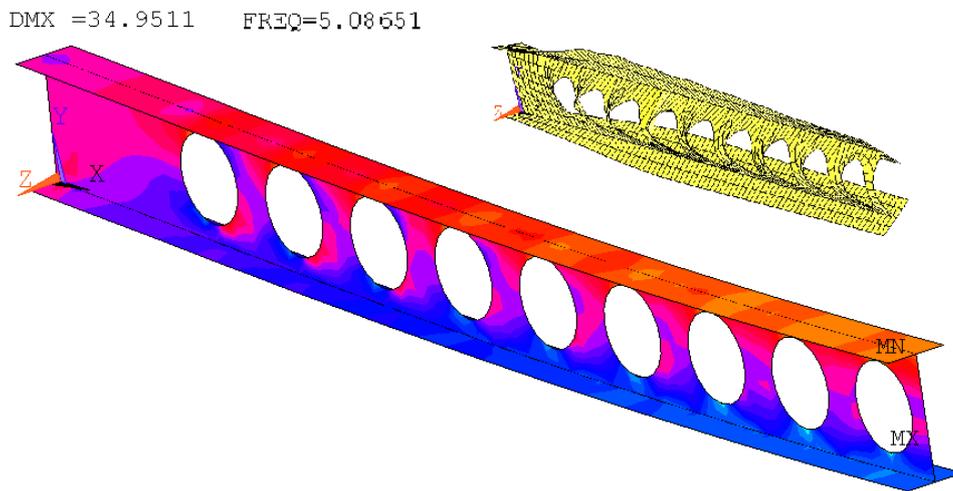


Рис. 3. Расчетная модель перфорированной балки (DMX - прогиб, мм., FREQ - величина, кол-во раз в которое критическая нагрузка превосходит фактическую)

Кроме того, несмотря на то, что изготовление этого профиля несколько более трудозатратно, все же конечная его стоимость ниже, чем при использовании двутавра и обойдется в 28 500 рублей.

Данный пример показывает, что замена даже одного единственного двутавра в конструкции здания перфорированным, дает некоторую экономию, а кроме того позволяет обойтись при строительстве индивидуального жилого дома без дополнительно привлекаемой техники. Стоит отметить, что в данной конструкции вероятно и использование металлопроката в уровне чердачного перекрытия, что дает уже более ощутимую экономию бюджета по сравнению с применением классической двутавровой балки и весьма существенную экономию по сравнению с возведением несущей стены.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Складнев А.И. Пути повышения эффективности применения перфорированных балок / А.И. Складнев // Известия вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1981. – № 10. – С.11–15.
2. Мельников Н.П. Металлические конструкции. Современное состояние и перспективы развития / Н.П. Мельников. – М., 1983. – 541 с.

Оганесян О.В., студент 1-го курса ИСиЖКХ

Научный руководитель –

Абрамян С.Г., канд. техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет»

ПРИМЕНЕНИЕ НАНОМАТЕРИАЛОВ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ: ВТОРАЯ ЖИЗНЬ НИКОБЕНД

Наноматериалы и композитные материалы в последнее время имеют огромное применение в строительной отрасли, которые рассматривались многими зарубежными и отечественными учеными [1; 2; 3; 4; 5]. Есть определенные успехи, в частности: солнечные батареи на крышах (вставка – Si/TiO₂ нанопроволока); бетонное дорожное

покрытие (вставка – углеродные нановолокна); стальной мост (вставка – наночастицы Cu); окна здания (вставка – наночастицы TiO_2) [6] и т.д. При этом доля использования наноматериалов ежегодно увеличивается. По данным [7] прогресс использования наноматериалов с 2006 по 2025 год будет весомым (рис.1), в России использование наноматериалов к 2025 году составит до 12%.

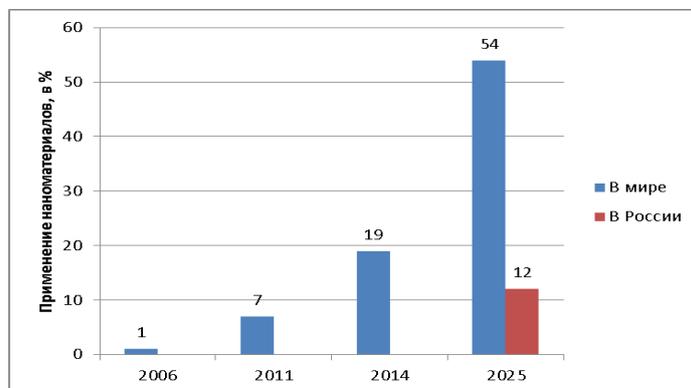


Рис. 1. Динамика использования наноматериалов в строительной отрасли

Но использование наноматериалов в строительной отрасли не должно стать рядовой задачей обычной технологической модернизации, это решение многих глобальных проблем связанных с реконструкцией зданий и сооружений. Проблема состоит в том, что в чистом виде и массово производить наноматериалы пока не возможно. Но если есть исходный материал, из которого получают наноматериал, то можно ли использовать исходное сырье в совокупности с другими материалами для получения прочного и надежного материала.

Так возникла гипотеза моей работы: если графен получали расслоением графита с помощью обыкновенного скотча, то можно ли получить новый прочный материал, также расслоением графита с помощью строительных и других липучих лент, для дальнейшего внедрения при капитальном ремонте, реконструкции зданий и сооружений?

Перспективы применения графена в строительстве, а именно при реконструкции, были рассмотрены автором в работе [8], где приводились его предполагаемое использование при усилении различных конструктивных элементов зданий и сооружений. Работа, имеющая чисто теоретический характер, далее получил свое развитие [9], где подробно рассматривались экспериментальные пути получения нового композитного материала не в лабораторных условиях.

Для эксперимента мной была использована липучая битумно-полимерная лента НИКОБЕНД (NICOBAND), которая в строительстве применяется как герметик, длиной 10 - 15см. Освободив, ленту от защитной внутренней пленки, наносил на ленту равномерно графитовый порошок.

Ленту сложил пополам, накрыв графитовый порошок липкой стороной. Раскрывал ленту, чтобы расслоился графитовый порошок на более мелкие частицы. Повторял процесс сложения и раскрытия ленты более 10 раз. При этом наблюдался следующее: в каждый последующий, раз все сложнее становился раскрытие ленты. Полученная таким образом лента в дальнейших описаниях называется графито-битумно-полимерная (ГБП) лента.

Второй способ получения ГБП ленты. Освободил существующую битумно-полимерную ленту (герметик) от защитной пленки. Разложил по всей длине ленты с

липучей стороной грифели НВ карандаша таким образом, чтобы плотно примыкали друг к другу. Накрыв грифели сначала пищевой полиэтиленовой пленкой, а потом картоном с помощью молотка измельчил грифели карандаша. Далее освободил остатки грифелей. Как в предыдущем варианте неоднократно сложил и раскрыл ленту.

Лента НИКОБЕНД имеет хорошее сцепление практически с любыми поверхностями: металлическими, бетонными, каменными, деревянными, асбестоцементными, оштукатуренными, пластиковыми и т.д. Чтобы выяснить насколько улучшилось сцепление после добавления графита, выполнен второй этап экспериментальных исследований.

Испытуемая бетонная поверхность предварительно очищали и обезжиривали с помощью керосина. Для сравнительного анализа были использованы три образца ленты: первый образец ленты НИКОБЕНД наклеил на бетонное основание без нагрева, второй образец ленты НИКОБЕНД предварительно нагрел с помощью газовой горелки 2-3 минуты. Третий - образец с нанесенным графитовым порошком также нагрел газовой горелкой 2-3 минуты. На очищенную и обезжиренную бетонную поверхность приклеили три образца ленты. Для обеспечения лучшей адгезии поверхностей прижимал каждый образец ленты сначала ракелем, потом придавил валиком с усилием (рис.2).



Рис. 2. Образцы лент наклеенных на бетонной поверхности

Оставлял каждый образец на 10 минут и начал отдирать. При этом к каждой ленте необходимо было приложить определенное усилие. Образец под №3 изготовленный первым способом не отдирался, а вторым способом отдирался с большим трудом.

Для заделки неровностей бетонных полов (не больших размеров) мебельный скотч освободил от защитных пленок, нагрел до вязкого состояния и добавлял графитовый порошок и цемент. После предварительной очистки и обезжиривания полученной смесью обработал испытуемую поверхность, устраняя неровности. Убрать композитный материал после затвердения не представлялся возможным.

Приведенные разработки, конечно, требуют дальнейших исследований в лабораторных условиях, но вывод однозначен: ГБП лента обладает большей прилипаемостью и сцеплением, она прочная и может быть использована при усилении конструктивных элементов зданий и сооружений. ГБП лента является основой второй жизни НИКОБЕНД.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Nanotechnology in Construction to 2011. Industry Study: Freedonia. 2007. 174 pp.
2. Гусев Б.В., Фаликман В.Р., Лайстнер Ш. и др. Отраслевое технологическое исследование «Развитие российского рынка нанотехнологических продуктов в строительной отрасли до 2020 года». // Нанотехнологии в строительстве: научный Интернет-журнал. М.: ЦНТ «НаноСтроительство». 2013. № 1. С. 6 – 17. URL: http://www.nanobuild.ru/magazine/nb/Nanobuild_1_2013.pdf (дата обращения: 15.03.2015).
3. Атопов В.И. Нанотехнологии и перспективы их применения в строительстве: учебное пособие / В.И. Атопов ; Волгогр. Гос. Архит.-строит ун-т. Волгоград : ВолгГАСУ, 2011, 168 с.
4. Наноматериалы в строительстве. Проблемы безопасного использования. URL: http://issp.ras.ru/Control/Inform/perst/2010/10_17/perst.htm (дата обращения: 20.02.2014)
5. Уильямс Л. Нанотехнологии без тайн: пер. с англ. / Уильямс Л., Адамс У. - М., 2009. - 368 с.
6. Графен – в массы. URL: http://www.nanometer.ru/2010/09/26/perst_218141.html (дата обращения: 15.03.2015).
7. Доля наноматериалов в строительстве увеличивается! URL: http://nanotechnologiya.ru/about_nano/nano_in_stroit/dolya_nanomaterialov_v_stroitelstve.html (дата обращения: 15.03.2015).
8. Оганесян О.В. Перспективы применения графена в строительстве (реконструкции) зданий и сооружений. XVIII Региональная конференция молодых исследователей Волгоградской области: тезисы докладов, Волгоград, 5 - 8 ноября 2013 г. Направление № 16 «Архитектура, строительство и экологические проблемы» / Комитет по делам молодежи администрации Волгогр. обл., Совет ректоров вузов, Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. – Волгоград : ВолгГАСУ, 2014 – 91 с.
9. Оганесян О.В. Применение наноматериалов при реконструкции конструктивных элементов зданий и сооружений. URL: <http://www.odarmol.ru:88/vco/job.html?conferenceID=2&conferenceName=Творческий потенциал-2014> (дата обращения: 16.03.2015).

Потапова Т.В., аспирантка кафедры ИС

Научный руководитель –

Кунин Ю.С., канд. техн. наук, доц.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

АКТУАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ ОКОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ПВХ ПРОФИЛЕЙ

По данным за 2013 год, оконные конструкции из поливинилхлоридных (ПВХ) профилей составляют 81,2% рынка светопрозрачных конструкций в России. Перспективность ПВХ окон для массового строительства определяется доступностью и более низкой, по сравнению с деревом и алюминием, стоимостью сырья, экономией природных ресурсов, простотой обработки, долговечностью, химической стойкостью, удобством обслуживания и хорошими теплотехническими характеристиками.

Поливинилхлорид был впервые получен в лабораторных условиях французским ученым Анри Виктором Реньо в 1835 году. В 1913 году патент на производство ПВХ был зарегистрирован немецким ученым Фрицем Клатте. Производство ПВХ в крупных масштабах началось в 1930-е годы в Германии.

Германия считается родиной современных оконных конструкций из ПВХ профилей. Конструктор Хайнц Паше разработал жесткую металлическую раму для использования в оконных конструкциях, а затем совместно с фирмой Dynamit Nobel (основателем которой является Альфред Нобель) создал первый оконный профиль из ПВХ. В 1954 году ее дочерним предприятием Trocal профили из ПВХ были запущены в серийное производство.

В СССР первые оконные конструкции из ПВХ появились в конце 1980-х гг. До 1995 года на рынке доминировали зарубежные поставщики, предлагавшие продукцию для обеспеченных слоев населения. В 1996-98 гг. появляются первые отечественные профили и разрабатываются первые стандарты, основанные на европейских. В 1999-2000 гг. в России создаются крупные зарубежные и отечественные заводы по экструдированию ПВХ профилей, развивается производство оконных профилей и из других материалов. За 20 лет (1991-2011) в России с нуля была создана развитая отрасль светопрозрачных конструкций, занимающая 3 место в мире по объему производства после Китая и США, которая может производить конструкции любой сложности. Ее представителями проводится гармонизация законодательной базы с европейскими нормами.

В качестве несущих оконные конструкции должны обладать необходимой прочностью и жесткостью при действии эксплуатационных (ветровое давление, температурное воздействие, снеговая нагрузка), технологических (при изготовлении, транспортировке, монтаже) и косвенных (возникающих в самом стеклопакете при перепаде давлений, температур, влажности и деформации здания) нагрузок.

Основным несущим элементом профиля, воспринимающим изгибающие напряжения, является стальной армирующий вкладыш. В профилях рамы и створки его сечение подбирается из расчета на действие температурных нагрузок. ПВХ имеет очень высокий коэффициент температурного расширения (КТР) ($7 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$). В течение года окно подвергается значительным знакопеременным температурным нагрузкам. Сторона профиля, на которую воздействует более низкая температура, сжимается, в связи с чем он выгибается зимой в сторону помещения, летом – в сторону улицы. Стальное армирование позволяет уменьшить КТР в 2,8 раза (до $2,5 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$) и прогибы – в 2-3,3 раза.

Однако, с армированием связана и одна из главных проблем в конструкции окна, выявленная еще в 1990-х годах и остающаяся актуальной по сей день. Стальное армирование является «мостиком холода», что ухудшает теплотехническую однородность конструкции. 23.11.2009 года был принят Федеральный закон №261-ФЗ «Об энергосбережении и о повышении энергетической эффективности и о внесении изменений в отдельные законодательные акты Российской Федерации», что вызвало новую волну интереса специалистов отрасли к данной проблеме.

Применение светопрозрачного заполнения большой толщины для улучшения теплотехнических характеристик уменьшает светопропускание современных окон. В связи с этим одним из главных направлений развития современных светопрозрачных конструкций является увеличение их светопрозрачной площади за счет увеличения общих размеров либо максимального уменьшения высоты профиля. Использование стального армирования ограничивает размеры конструкций в связи с их значительным весом.

Таким образом, попытки отказа от стального армирования являются одним из главных направлений развития конструктивного решения ПВХ профилей.

Наиболее широкое распространение получила статическая клейка стеклопакета в профиль. В такой конструкции несущим элементом становится стеклопакет. Различают две технологии клейки: «грязную», использующую двухкомпонентный клей, и «чистую», использующую двустороннюю липкую ленту. Последняя значительно упрощает и удешевляет производственный процесс за счет отсутствия необходимости в применении оборудования для смешивания клеящего состава. К плюсам данного конструктивного решения относятся: выдерживание больших статических нагрузок, долговечная геометрическая стабильность за счет исключения смещения стеклопакета и его равномерного опирания по контуру, повышение тепло-, шумоизоляции и взломостойкости, облегчение конструкции, упрощение монтажа, увеличение светопропускания за счет возможности изготовления крупногабаритных конструкций или уменьшения высоты профиля. Существенным недостатком является необходимость замены всей створки в случае повреждения стеклопакета, которое может произойти в том числе в процессе осадки здания. Такая конструкция также не является легкообрабатываемой в случае взрыва.

Собственное решение предлагает немецкая компания RENAУ, выпустившая в 2008 году систему профилей GENEО, армированных в массе. Они изготавливаются из инновационного материала RAU-FIPRO – усиленного фиброармированием ПВХ высокой вязкости. Его модуль упругости $E=4500 \text{ Н/мм}^2$, что почти в два раза выше, чем у обычного ПВХ. К плюсам данного решения также относятся: уменьшение веса конструкции на 40%, упрощение производства, возможность изготовления окон с армированными закругленными элементами. Приведенное сопротивление теплопередаче профиля GENEО (ширина 86 мм, 6 камер, 3 контура уплотнения) составляет не менее $1,05 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$. В данных профилях также реализована интегрированная система усиления, состоящая из двух камер, расположенных по бокам от основной. Они образуют дополнительные вертикальные ребра жесткости и повышают сопротивление профиля скручиванию, а также за счет встроенных винтовых каналов с дополнительным поперечным креплением повышают прочность на вырыв фурнитуры.

Для повышения теплотехнических характеристик в различных системах профилей RENAУ также реализованы ограничитель конвекции и термоблок. Ограничитель конвекции представляет собой сваренные наружные уплотнения. Дополнительный лепесток уплотнения, разделяющий пространство на 2 предкамеры, способствует снижению потерь тепла за счет уменьшения конвекции воздуха в фальце остекления. Термоблок представляет собой дополнительную изолирующую воздушную камеру, образованную прослойкой воздуха между внутренней поверхностью стенки камеры армирования и армированием. Для 3-камерной профильной системы он позволяет обеспечить теплотехнические характеристики на уровне 5-камерных.

Другим вариантом решения проблемы армирования является не отказ от него, а изготовление из другого материала. Например, замена стального армирования композитным четырехкамерным армированием из древесно-полимерного композита (ДПК), изготавливаемого из сырьевой смеси ПВХ и древесной муки на оборудовании для экструзии ПВХ профилей. К плюсам данного решения относятся: повышение тепло- и шумоизоляции (в среднем на 31% и 9% соответственно), возможность одновременной сварки ПВХ профиля и армирующего профиля с образованием дополнительного усиливающего замкнутого контура прочности в угловых сварных соединениях (повышение несущей способности ~ на 1500 Н). Недостатками являются сложность коэкструдирования конструкции, его высокая стоимость и невозможность повторной

переработки профиля. На данный момент композитное армирование так и не получило широкого распространения.

В качестве кандидата на место стали также изначально рассматривался стеклопластик. Однако, его производство является очень сложным и дорогостоящим, а при механической обработке образуется опасная для здоровья рабочих стеклопластиковая пыль.

Одним из самых актуальных вопросов для окон из ПВХ в России является предотвращение промерзания краевой зоны стеклопакета и выпадения конденсата. К попаданию холодного воздуха во внутреннюю полость между рамой и створкой и под стеклопакет приводит необходимое наличие дренажных отверстий. Одним из вариантов решения является организация «теплого водостока» – заполнение наружной камеры полиуретановой пеной, благодаря чему дренажная камера находится в теплой зоне. Уменьшить проявление негативных процессов также позволяет организация водоотвода вниз, а не вбок.

Выпадению конденсата способствует высокая степень герметичности современных окон, которая препятствует воздухообмену с улицей, ранее осуществлявшемуся через неплотное прилегание створок и зазоры в конструкции, в связи с чем влажность воздуха в помещении повышается. Как ответ на данную проблему российской компанией EXPROF были созданы «дышащие» окна. В раме монтажной глубиной 101 мм EXPROF AeroTherma реализована запатентованная внутривитровочная система точечной вентиляции. В специальной камере фрезеруется система отверстий. 4 отверстия в нижней части оконного блока соединяют камеру с улицей, 3 ряда по 6 отверстий, расположенных в шахматном порядке, в верхней части – с помещением, образуя на выходе лабиринт. Поступая в камеру, воздух проходит по наружному периметру оконного блока, прогреваясь до положительной температуры. Перед выходом в помещение скорость воздуха снижается за счет увеличенного проходного сечения и многократного изменения направления движения в лабиринте, что исключает шум. Воздухопроницаемость окна увеличивается в 2,5 раза, при этом тепло- и шумоизоляция остаются на прежнем уровне. Приведенный коэффициент сопротивления теплопередаче снижается на $0,04 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$.

Увеличенная монтажная глубина, применяемая в нескольких профильных системах ведущих производителей, улучшает теплоизоляцию откосов, позволяет сместить плоскость стеклопакета вглубь оконного проема, в связи с чем температура самой холодной зоны откоса на стыке с оконным блоком не опускается ниже $+10^\circ\text{C}$, а также обладает улучшенными статическими характеристиками.

В работе были кратко рассмотрены основные вопросы конструктивного решения окон из ПВХ профилей, поиск экономически эффективных ответов на которые не теряет своей актуальности. Для решения поставленных в статье вопросов и проблем необходимо проведение специальных экспериментальных исследований и выполнение компьютерного моделирования рассматриваемых процессов для различных типов оконных конструкций. В испытательной лаборатории МГСУ «Светопрозрачные конструкции и фасадные системы» имеется специальное уникальное оборудование, которое позволяет выполнять работы по проверке прочностных, теплотехнических и других характеристик российских и зарубежных оконных систем. Считаем актуальным и своевременным выполнение совместных исследований с производителями оконной продукции в России.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ift-RICHTLINIE FE-13/1. Eignung von Kunststoffprofilen. Prüfung und Klassifizierung. 2011.
2. Борискина И.В., Плотников А.А., Захаров А.В. Проектирование современных оконных систем гражданских зданий: Учебное пособие. СПб: Изд-во «ВЫБОР», 2008.
3. Емельянов О.В., Бултыков А.В., Шувалов А.Н. Влияние конструктивных параметров свариваемых элементов из парных уголков на уровень концентрации напряжений соединения в зоне обрыва фасонки. // Промышленное и гражданское строительство. 2012. №12. С. 10-12.
4. Еремин К.И., Матвеевский С.А. Анализ надежности несущих конструкций покрытия стальных каркасов одноэтажных промышленных зданий. // Промышленное и гражданское строительство. 2010. №10. С. 19-21.
5. Коргин А.В., Ранов И.И., Коргина М.А., Поляков Д.А. Мониторинг изменения напряженно-деформированного состояния строительных конструкций зданий и сооружений на основе МКЭ-анализа пространственно-координатных моделей. // Вестник МГСУ. 2007. №4. С. 83-87.
6. Ляшенко А.В., Бакиштов В.С. Эффективный способ увеличения тепло-, шумоизоляции и деформационной стойкости ПВХ-окон. // Промышленное и гражданское строительство. 2009. №3.
7. Портал о пластиковых окнах ОКНА МЕДИА, раздел Статистика рынка [Электронный ресурс]. URL: <http://www.oknamedia.ru/tc-166.html>
8. Спиридонов А.В. Рынок светопрозрачных конструкций в России: итоги (1991-2011 годы) и перспективы в свете Федерального закона об энергосбережении и вступления РФ в ВТО // Оконная индустрия. 2013. №17.

Прокич М., аспирант кафедры металлических конструкций

Научный руководитель –

*Туснин А. Р., д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой металлических конструкций
ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»*

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ РАБОТЫ ДВУТАВРОВОЙ БАЛКИ ПРИ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБА С КРУЧЕНИЕМ

Тонкостенные стержни в строительных конструкциях могут работать в условиях изгиба с кручением. Изгиб, сопряженный со стесненным кручением является сложной задачей. Для обоснованного выбора параметров конструкций в этом случае, необходимо подробное изучение ее поведения при загрузении и точное определение ее несущей способности. В настоящее время в российских нормах отсутствуют рекомендации по учету пластических деформаций при расчете балок испытывающих одновременно изгиб и кручение. Исследование несущей способности при такой работе, с учетом развития пластических деформаций материала является актуальным вопросом.

Предполагается экспериментально-теоретическим путем исследовать несущую способность двутавровой балки в условиях изгиба и стесненного кручения. Ранее выполненные исследования показали, что несущая способность двутаврового сечения при действии одного только бимоента увеличивается в 1,5 раза[1]. Последующие численные расчеты показали, что если к действию бимоента прибавить изгибающий момент, то резервы несущей способности за счет пластических деформаций при стесненном кручении уменьшаются. Коэффициент, учитывающий пластические деформации стали уменьшается в зависимости от доли изгибающего момента в нормальных

напряжениях[2]. Следовательно, для подтверждения численных расчетов необходимо провести экспериментальные исследования[3,4].

Расчетная схема испытываемой конструкции показана на рис. 1. Шарнирно опертая балка, на опорах которой исключен поворот сечений и на опорах допускается свободная деформация сечений. В середине пролета балка нагружена силой, действующей в вертикальной плоскости с эксцентриситетом относительно продольной оси, что создает одновременно крутящий и изгибающий момент в балке. При выборе профилей для эксперимента, высоты сечения и расчетных пролетов учитывались характеристики применяемого оборудования для испытаний и особенности исследуемого напряженного состояния. Размеры полки и стенки испытываемого профиля подобраны так, чтобы исключить потерю местной устойчивости до полного исчерпания прочности сечения.

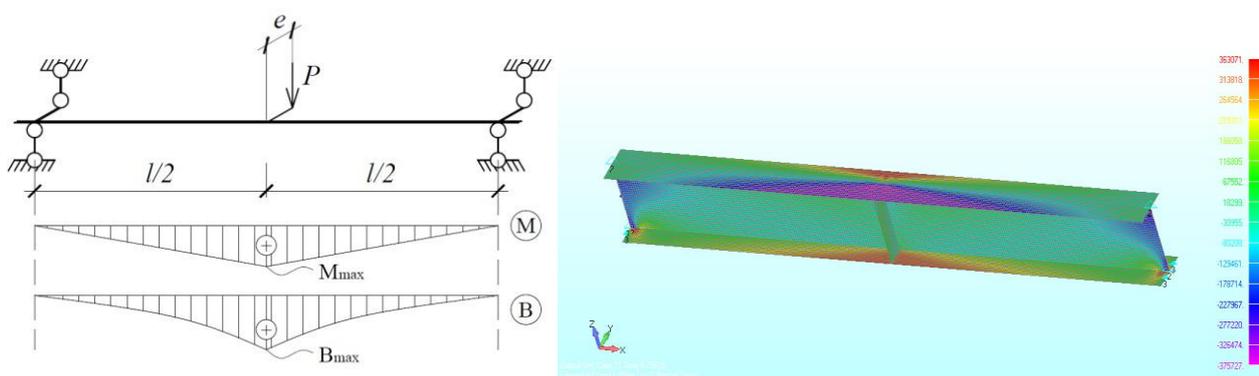


Рис. 1. Расчетная схема экспериментальной модели и расчетная модель в Nastran

Работу тонкостенного стержня открытого профиля при кручении характеризует безразмерный параметр (безразмерное характеристическое число [5]), равное произведению изгибно-крутильной характеристики стержня на его пролет:

$$kl = \sqrt{\frac{GI_t l}{EI_\omega}} \quad (1)$$

Исходя оборудования в лаборатории (испытательная машина Instron 3382) сделан выбор профиля балки и подобраны пролеты таким образом, чтобы охватить диапазон параметра kl , близкий к практическому. С учетом этого была выбрана балка из прокатного профиля 12Б1 по СТО АСЧМ 20-93, пролетами в диапазоне 600...1200 мм. В качестве материала балок была принята сталь класса С345, что позволило проводить испытания в среднем диапазоне нагрузки, создаваемой прессом, и уменьшило погрешность прикладываемой нагрузки. Для выбранных пролетов проведены расчеты, позволившие определить эксцентриситеты приложения нагрузки. Соотношение секториальных и изгибных нормальных напряжений σ_B / σ_M находится в диапазоне (1,9...1,5).

Проведены испытания плоских образцов на растяжение, для определения предела текучести, модуля упругости и диаграммы работы материала испытываемых образцов.

По усредненным данным испытаний определены искомые параметры, и получен график работы стали. Результаты испытаний материала представлены в таблице 1.

Результаты испытаний материала

Ширина образца	Толщина образца	Площадь сечения, мм ²	Расчетная длина, мм	Длина после разрыва, мм	Относительное удлинение, (%)	Модуль упругости при растяжении	Предел текучести	Усилие при пределе текучести	Временное сопротивление	Усилие при временном сопротивлении
(mm)	(mm)	(mm ²)				(МПа)	(МПа)	(kN)		
9.40	3.80	35.72	60.00	80.00	33.33	25397 8.20	329.4 6	11.77	482.93	17.25

Расчет балок выполнен в программном комплексе Nastran, с использованием ранее определенных параметров стали и учетом геометрической нелинейности. В таблице 2. представлены основные параметры рассчитываемых балок и величины предельных нагрузок, при которых происходит потеря несущей способности.

Таблица 2

Параметры испытываемых образцов

Тип сечения	12 Б1	12 Б1	12 Б1	12 Б1	12 Б1	12 Б1
l, м	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1	1.2
kl	1.224	1.428	1.632	1.836	2.243	2.447
Предельная нагрузка, кН	52.94	44.84	38.91	34.06	30.31	24.38
Эксцентриситет, см	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Изгибающий момент, кН·м	7.94055	7.8476563	7.78125	7.6640625	7.43359375	7.3125
Крутящий момент, кН·м	1.05874	0.896875	0.778125	0.68125	0.540625	0.4875
Бимомент, кН·м ²	0.14157	0.13480	0.12834	0.12106	0.07133	0.10048
$\sigma(B)/\sigma(M)$	1.90	1.83	1.76	1.69	1.54	1.47

После определения основных параметров расчетной схемы, величин нагрузки и эксцентриситетов, были разработаны опорные узлы, способ передачи нагрузки и выбраны точки для установки тензорезисторов. На рис. 2 представлены фотографии соответствующих узлов и собранной экспериментальной установки, а также деформированная балка после потери несущей способности и разгрузки. До испытаний были установлены тензорезисторы в местах, где ожидалось близкие к максимальным нормальные напряжения в сечении. Места установки тензорезисторов показаны на

рис.2. и на графиках (рис.3). Также в процессе нагружения измерялся угол поворота сечения и прогиб балки.

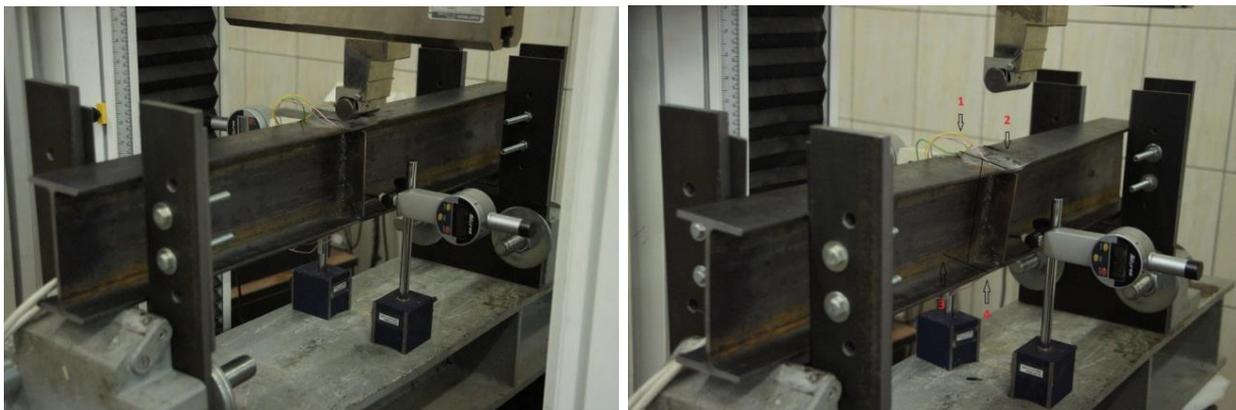


Рис. 2. Испытания балки 12Б1 на изгиб со стесненным кручением

На рис. 3 представлены графики изменения напряжений и деформаций с ростом нагрузки, полученные экспериментально (штриховая линия) и численным расчетом (сплошная линия). Зависимости, полученные расчетом, приведены для точек сечения, совпадающих с местами установки тензорезисторов.

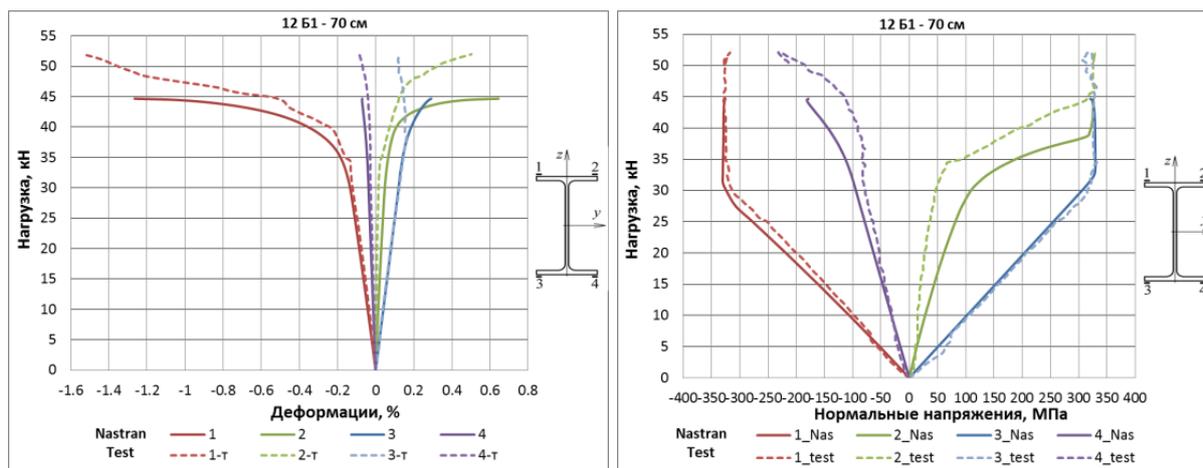


Рис. 3. Графики изменения напряжений и деформаций образца длиной 70 см

По результатам испытаний следует отметить, что картина деформирования, полученная расчетным и экспериментальным путем, качественно совпадает. Анализ поведения экспериментальных образцов подтвердил, что балки при изгибе и кручении имеют значительные резервы несущей способности по сравнению с упругой стадией работы стали.

Уровень предельной нагрузки, при которой происходит потеря несущей способности испытываемого профиля, на 9-26% превышает расчетное значение.

Подтверждена достоверность численных методов расчета, что дает возможность их использования, при более широком спектре параметров и соотношений действующих усилий, для разработки инженерной методики расчета балок при действии изгиба и кручения и ее включения в нормы по проектированию стальных конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Туснин А.Р., Прокич М.* Прочность двутавровых профилей при стесненном кручении с учетом развития пластических деформаций // Вестник МГСУ. 2014. № 1. С. 75–82.
2. *Туснин А.Р., Прокич М.* Работа симметричных двутавровых сечений при развитии пластических деформаций и действии изгибающего момента и бимоента // Инженерно-строительный журнал, №5(49), 2014, С. 44–53.
3. *Данилов А.И., Туснина О.А.* Экспериментально-теоретические исследования напряженно-деформированного состояния прогона покрытия из сэндвич-панелей // Вестник МГСУ. 2014. №11. С. 26–36.
4. *Данилов А.И., Туснина О.А.* Узлы рессорного типа для тонкостенных прогонов // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2014. № 37. С. 129-138.
5. *Власов В.З.* Тонкостенные упругие стержни // М.: Физматгиз, 1959.- 568 с
6. *Волков А.А., Василькин А.А.* Развитие методологии поиска проектного решения при проектировании строительных металлоконструкций // Вестник МГСУ. 2014. № 9. С. 123–137.
7. Выдержки из Строительных Еврокодов: пособие для студентов строительных специальностей: пер. с англ. / Х. Гульванесян, О. Букер, Дж. Парк и др.; под общ. ред. В.О. Алмазова. – М.: ФГБОУ ВПО «МГСУ», 2011. – 720 с.
8. *Гинзбург А.В., Василькин А.А.* Постановка задачи оптимального проектирования стальных конструкций // Вестник МГСУ. 2014. № 6. С. 52-62.
9. *Лебедь Е.В.* Характер распределения отклонений узлов опорного контура односетчатого купола при полносборной установке // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2009. № 15. С. 55-60.
10. *Vatin N. I., Havula J., Martikainen L., Sinenikov A., Orlova A. and Salamakhin S.* Thin-walled cross-sections and their joints: tests and FEM-modelling // Advanced Materials Research Vols. 945-949, 2014, pp. 1211-1215

Рогожин Н.Ю., аспирант кафедры железобетонных конструкций

Научный руководитель –

Левин В.М., д-р техн. наук, проф.

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры (Украина)

ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ЖЕСТКОСТИ АРМАТУРНОЙ СВЯЗИ В ТРЕЩИНЕ В МОДЕЛИ ДИСКРЕТНЫХ ТРЕЩИН

При расчете железобетонных конструкций после образования первых трещин и при наличии возмущения полей напряжений и деформаций (проемы, местные нагрузки, резкие скачки сечения, дефекты и т.п.) необходимо применять модель дискретных трещин. В то же время имеющиеся предложения по ней [D.Ngo, A.Scarpas, F. Vecchio, M.P. Collins, H.A. и др.] не так полны и не так верифицированы, как модели дисперсных трещин [В.И.Мурашев, А.А. Гвоздев, Н.И. Карпенко [1], Ю.П. Гуца, J.A.Figueiras D.R.G. Qwen, O. Buyukozturk, Z.P.Bazant и др.].

Цель данного исследования - теоретическое определение продольной жесткости арматурной связи в трещине железобетонной пластины по данным анализа комплексной структурной модели пластины в окрестности трещины. Эта модель исходит из

подхода предложенного в [2]; она объединяет условия равновесия и деформативные свойства бетона и арматуры, а также деформативные свойства контакта арматуры и бетона.

Объект моделирования - воображаемый «экспериментальный образец» в виде растянутого железобетонного стержня с одиночным армированием в центре (рис. 1). Рассматриваемый образец мысленно вырезан из пластины перпендикулярно трещине (вдоль первого главного направления).

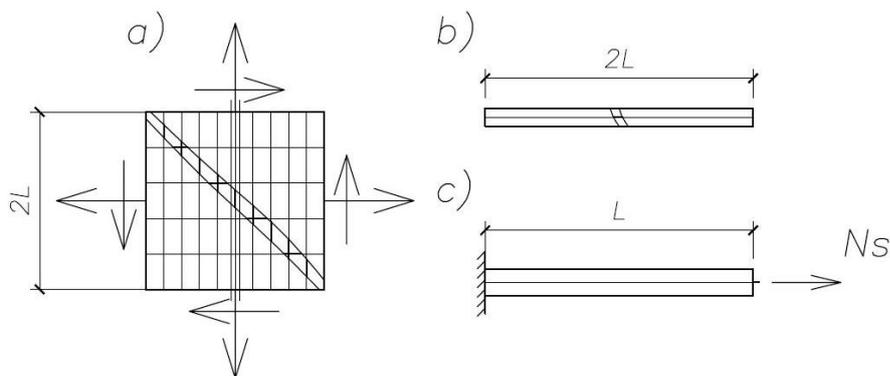


Рис.1: а) железобетонная пластина с трещиной; б) вырезаемая полоса; в) исходный объект моделирования

Основные исходные предпосылки, принятые при ее построении: сцепление бетона и арматуры описывается нормальным законом сцепления М.М. Холмянского [3], задачу сцепления рассматривали также В.М. Кольнер, Н.И. Карпенко [1], А.В. Бенин, А.С. Семенов, С.Г. Семенов, Б.Е. Мельников, Е.М. Бабич, и др.; арматура – упругая; диаграмма деформирования бетона при растяжении по предложению Н.И. Карпенко [1] (принята здесь только восходящая ветвь).

В результате получена нелинейная краевая задача

$$\frac{dU_s}{dx} = \frac{1}{E_s \cdot A_s} \cdot N_s;$$

$$\frac{dU_b}{dx} = \frac{1}{E_b \cdot A_b \cdot \nu_{bt}} \cdot N_b;$$

$$\frac{dN_s}{dx} = B \cdot \frac{\ln(1 + \alpha \cdot g)}{1 + \alpha \cdot g} \cdot \pi \cdot d_s; \tag{1}$$

$$\frac{dN_b}{dx} = -B \cdot \frac{\ln(1 + \alpha \cdot g)}{1 + \alpha \cdot g} \cdot \pi \cdot d_s;$$

граничные условия:

$$U_s(0) = 0; U_b(0) = 0; N_b(0.5) = 0; N_s(0.5) = \sigma_s \cdot A_s;$$

где U_s - смещение арматуры; U_b - смещение бетона; N_s - усилия в арматуре; N_b - усилия в бетоне; E_s - модуль упругости стали; E_b - модуль упругости бетона; ν_{bt} - коэффициент изменения секущего модуля бетона; V и α - параметры закона сцепления; g - взаимное смещение арматуры и бетона после образования трещины; d_s - диаметр арматуры.

В результате анализа модели получены распределения перемещений арматуры и бетона, а также усилий в их нормальных сечениях по длине стержня.

По результатам численного анализа установлена зависимость секущей жесткости от уровня загрузки и от уровня деформирования для различных прочностей бетона, диаметров арматуры и коэффициентов армирования. Жесткость представляет собой удвоенное отношение усилия на конце арматурного стержня к перемещению данного конца

$$C = 2 \cdot \frac{N_s(l)}{U_s(l)}; \quad (2)$$

Для верификации результатов анализа полученная зависимость ширины раскрытия трещины от напряжений в арматуре в сечении с трещиной сопоставлена (рис.2) с результатами расчетов по нормам [4:7]. Ширина раскрытия трещин принималась равной удвоенной разности между перемещением арматуры на конце стержня и перемещением бетона на конце стержня

$$a_{crc} = 2 \cdot (U_s(l) - U_b(l)) = 2 \cdot g(l); \quad (3)$$

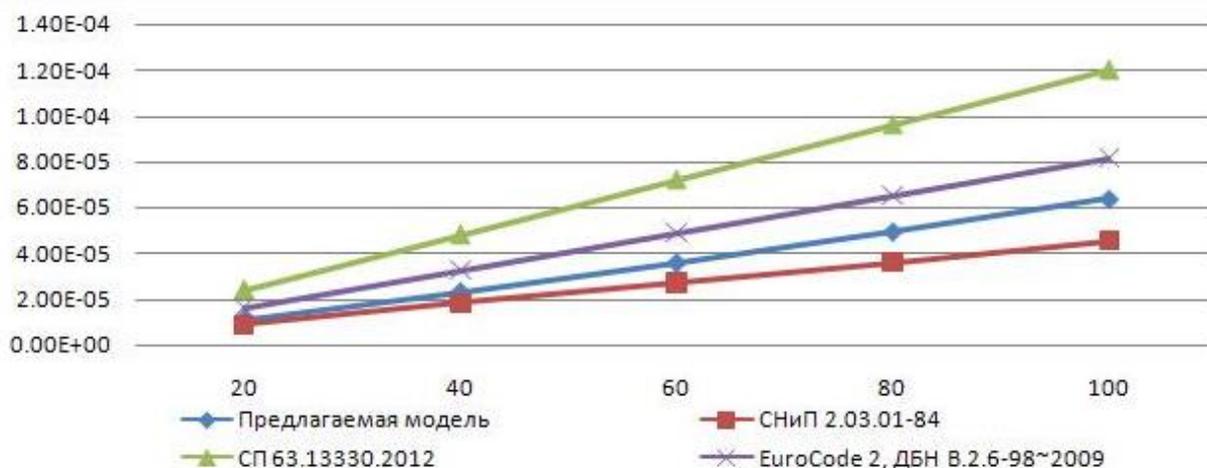


Рис. 2. График зависимости ширины раскрытия трещин от напряжений в арматуре в сечении посередине трещины

Линейный характер зависимости ширины раскрытия трещин от напряжений в арматуре в сечении с трещиной соответствует данным упомянутых норм для рассмотренного диапазона напряжений. Количественные различия в результатах обусловлены, очевидно, принципиальным несовпадением исходных систем гипотез, недостаточностью эмпирического материала для уточнения параметров закона сцепления и различным подходом к созданию запасов трещиностойкости (в настоящей работе изучалась исследовательская задача без создания каких – либо запасов).

Эта модель нуждается в дальнейшем экспериментальном уточнении и обеспечении учета необходимости создания определенных резервов.

Вывод: Предлагаемая модель позволяет построить уточненную методику определения нормальной жесткости арматурной связи в трещине в железобетонных конструкциях и обладает достаточным количеством параметров для ее согласования с результатами экспериментов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416с.: ил. – ISBN 5-274-01682-0.
2. Левин В. М. Напряженно – деформированное состояние железобетонной стены после возникновения первой трещины / Левин В.М. // Современные проблемы строительства / Ежегодный научно – технический сборник. – Донецк: ООО «Лебедь», 2001г. – С. 246-250.
3. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном/ М.М.Холмянский. – М.:Стройиздат, 1981. – 184с.,ил.
4. Eurocode 2: Design of concrete structures EN1992-1-1.
5. ДБН В.2.6-98~2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення/Мінрегіонбуд України. – Київ. – 2011. – 73с.
6. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79 с.
7. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения/Минрегион, России. – Москва. – 2012. – 161с.

Романец В.А., студент 4-го курса 11 группы ИИЭСМ

Научные руководители –

Ермаков В.А., канд. техн. наук, ст. преподаватель

Емельянов М.В., мл. науч. сотрудник НОЦ ИИМСК

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ПРОВЕДЕНИЕ СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ МОДЕЛЕЙ РЕЗЕРВУАРОВ

Резервуары для хранения нефти РВСПА-50000 и противопожарного запаса воды РВС-5000 являются особо ответственными крупногабаритными сооружениями, изготавливаемыми на месте строительства.

Проведение натурных испытаний резервуаров, на сейсмическое воздействие, невозможно осуществить по техническим причинам, не позволяющим воспроизвести сами воздействия на реальный объект в заданный период времени с необходимыми гарантиями безопасности. Единственным доступным способом оценить поведение объекта при таком воздействии является численное моделирование воздействия методом конечных элементов (МКЭ).

Данная модель, совместно с нормативными эксплуатационными нагрузками подвергается характерным для конкретного района эксплуатации видам сейсмических воздействий, зафиксированных станциями сейсмического слежения в форме сейсмограмм, или (при отсутствии таковых) в соответствии с действующими нормативными документами.

Однако достоверность результатов такого моделирования зависит от множества факторов, которые должны быть адекватно отражены в численной модели объекта и прилегающего грунтового основания.

В резервуарах для хранения жидкостей при сейсмических воздействиях к таким факторам, в первую очередь, относится динамическое поведение (колебания массы) жидкости внутри резервуара и характер ее взаимодействия с его внутренней поверхностью.

Адекватность результатов численного моделирования для реального объекта может быть экспериментально оценена косвенно путем сопоставления результатов физического моделирования крупногабаритной модели объекта, подвергаемого заданной форме воздействия на специальном испытательном стенде, и численного моделирования физической модели объекта, сформированной с учетом всех физических особенностей условий проведения эксперимента.

В 2014 г специалистами научно-образовательного центра инженерных исследований и мониторинга строительных конструкций (НОЦ ИИМСК) МГСУ были произведены исследования физических моделей резервуаров РВСПА-50000 для хранения нефти и РВС-5000 для хранения противопожарного запаса воды

В соответствии с программой экспериментальных исследований модели резервуаров подвергались воздействию статических и динамических нагрузок.

Статическое нагружение моделей резервуаров осуществлялось путем многократных повторов в режиме непрерывного залива и слива из моделей воды.

Динамическое нагружение моделей резервуаров проводилось на испытательном стенде в ударно-импульсном режиме с использованием демпфирующих прокладок из различных материалов.

В ходе испытаний регистрировались следующие параметры:

1) продольные динамические усилия, прикладываемые в процессе ударно-импульсного воздействия к подвижной платформе стенда, регистрируемые с помощью тензометрических силоизмерителей;

2) значения относительных деформаций в характерных точках поверхности и узлов моделей, регистрируемые с помощью тензорезисторов с базой измерения 5-10 мм;

3) скорость и высота волны жидкости в резервуаре, фиксируемые с помощью видео регистрирующей системы, устанавливаемой внутри модели.



Фото 1 – Испытательный стенд

Основными конструктивными компонентами испытательного стенда являются силовая рама, обеспечивающая общую жесткость конструкций стенда, подвижная горизонтальная платформа на роликовых катках, на которой размещается испытуемая модель, и привод в виде копрового маятника ударного действия, который позволяет воспроизводить отдельные горизонтальные импульсы на модель с усилием до 100 кН.

Испытательный стенд оснащен блоком контрольно-измерительной аппаратуры (таблица 1), позволяющей задавать и регистрировать вышеуказанные параметры динамического воздействия.

Программа, созданная для проведения исследований в среде программирования LabView [2], осуществляет автоматический опрос всего набора подключенных к тензометрической станции датчиков различного типа и запланированные пользователем преобразования: обработку и визуализацию экспериментальных данных.

Также программа автоматически формирует таблицы и графики экспериментальных данных в системе Microsoft Excel, производит их обработку с помощью макросов Visual Basic и затем формирует в нужной для пользователя форме файл Excel.

Окончательно файл Excel с установленным именем записывается в заранее определенную папку с фиксацией даты и времени проведения измерений.

Для определения НДС и динамического поведения сооружения и решения задач гидрогазодинамики без учета нелинейного поведения жидкости/газа (задачи колебание жидкости в сосуде с небольшими амплитудами и без заплесков) выбран базовый ПК ANSYS Mechanical [3].

Таблица 1

Резервуары РВС 5000 и РВСПА 50000 (интегральные параметры)

Модель	Измеряемый параметр	Среднее значение	Значение теоретических данных	Разброс показаний, %
РВСПА-50 000	Высота волны	53.3 мм	50 мм	3%
	Скорость волны	0.82 м/с	0.79 м/с	6.2%
	Окружные деформации на высоте 50 мм	8.9E-06	8.4E-06	5.3%
	Окружные деформации на высоте 240 мм	3.5E-06	3.4E-06	2.7%
Модель	Измеряемый параметр	Среднее значение	Значение теоретических данных	Разброс показаний, %
РВС-5000	Высота волны	22 мм	23.5 мм	14.7%
	Скорость волны	0.72 м/с	0.89 м/с	20.6%
	Окружные деформации на высоте 140 мм	1.49E-05	1.46E-05	2%
	Окружные деформации на высоте 260 мм	1.00E-05	1.08E-05	8.0%

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Технический отчет о НИР на тему «Разработка программы, методики и проведение экспериментального и аналитического подтверждения принятых решений по технологии регистрации событий оборудованием САОР после сейсмического воздействия».
2. Коргин А.В. Применение Labview для решения задач сбора и обработки данных измерений при разработке систем мониторинга несущих конструкций/ А.В. Коргин, В.А. Ермаков, М.В. Емельянов, Л.З. Зейд Килани, А.Г. Красочкин, В.А. Романец // Вестник МГСУ – 2013 – № 9. С.135 – 142.
3. Белостоцкий А.М., Акимов П.А., Кайтуков Т.Б., Афанасьева И.Н., Вершинин В.В., Дмитриев Д.С., Усманов А.Р., Чужинов А.С., Щербина С.В. Постановка, конечноэлементная аппроксимация и алгоритмы решения задач расчетного обоснования связанных систем «сооружение–жидкость». Строительная механика и расчет сооружений, 5 – Москва, 2014 г., с.21-27.
4. Методика актуализации расчетных моделей зданий и сооружений в ходе мониторинга их технического состояния ФГБОУ ВПО «МГСУ» / А.В. Коргин, М.А. Захарченко, Ермаков В.А. // ООО "Издательство ПГС". – 2012. – №11. – С.35-37
5. Белостоцкий А.М., Акимов П.А., Кайтуков Т.Б., Афанасьева И.Н. О разработке, исследовании и верификации корректных численных методов решения нелинейных задач деформирования, устойчивости и закритического поведения тонкостенных оболочечно-стержневых конструкций. Научно-технический журнал «Строительная механика и расчет сооружений», №5 – Москва, 2014 г., с.7-13.
6. Анализ нормативной документации по мониторингу технического состояния зданий и сооружений, совершенствование методов мониторинга на базе центра структурированных систем мониторинга ФГБОУ ВПО «МГСУ» / А.В. Коргин, М.А. Захарченко, Емельянов М.В., Ермаков В.А. // Вестн. Моск. гос. стрит. ун-та. – 2011. – №11. – С.212-221
7. Основы проектирования интеллектуальных систем автоматического мониторинга технического состояния ответственных строительных сооружений / М.В. Емельянов, А.В. Коргин // Научные труды XIV международной научно-практической конференция молодых ученых, аспирантов и докторантов «Строительство – формирование среды жизнедеятельности» / Моск. гос. стрит. ун-т. – 2011. С.41-47.
8. Сбор и обработка данных измерений в среде Labview при разработке систем мониторинга несущих конструкций. / Коргин А.В., Емельянов М.В., Ермаков В.А., Зейд Килани Л.З., Красочкин А.Г., Романец В.А. - ФГБОУ ВПО «МГСУ» // Сборник тезисов Международной научной конференции «Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании». – 2013. С.104-106
9. Кудишин Ю.И. К вопросу учета начальных несовершенств при расчете стальных стержневых систем по деформированной схеме [Текст] / Ю. И. Кудишин // Промышленное и гражданское строительство. - 2011. - №: 3. - С. 6-9
10. Автоматизированная актуализация МКЭ-модели сооружения в ходе мониторинга / А.В. Коргин, В.А. Ермаков // Механизация строительства – 2011 - №7.

Тавшавадзе Б.Т., аспирант кафедры строительной механики МАДИ

Научный руководитель –

Демьянушко И.В., д-р техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский автомобильно-дорожный государственный
технический университет» (МАДИ)

ИННОВАЦИОННЫЕ РЕШЕНИЯ УСТРОЙСТВА ТРОСОВЫХ СИСТЕМ В ГОРОДСКИХ ПАРКИНГАХ

В статье рассмотрена методика создания конечно-элементной модели тросовых ограждений, которые предлагаются устанавливать в многоярусных паркингах. Приведено сравнение результатов, полученных расчетом ограждения с использованием конечно-элементной модели с аналитической моделью при симуляции процесса наезда автомобиля на тросовое ограждение. Рассмотрено влияние различных параметров на результаты.

Введение

Тросовые гаражные ограждения являются альтернативой существующим системам ограждений из сборных панелей, бетонным и т.д. Основными достоинствами тросовых ограждений является их небольшая цена и конструктивная особенность, позволяющая создавать парковки с улучшенной вентиляцией и без слепых зон. Пример типичного тросового ограждения приведен на рисунке 1. Как можно видеть основными компонентами ограждения являются: тросы, промежуточные опоры, и анкерные узлы на концах. В отличие от жестких бетонных ограждений тросовая система в процессе удара будет получать прогиб, и для обеспечения безопасности транспортного средства (ТС) этот прогиб не должен превышать допустимой величины.



Рис. 1. Тросовое гаражное ограждение

Помимо этого, нагрузка при ударе воспринимается не только самой тросовой системой, а передается и на колонны здания, в связи с чем, необходимо еще на стадии проектирования определить усилия, возникающие в тросе в процессе удара об ограждение. Прогиб необходимо знать для обеспечения безопасности ТС. В работе рассматривались две модели для определения характеристик удара по тросовой системе: конечно-элементная и аналитическая. Сравнивались результаты, которые давали обе модели и выявлялись условия их применения. Расчет проводился с помощью программного комплекса нелинейной динамики *Ls-Dyna*. Расчеты тросовых дорожных ограждений с использованием этого подхода описаны в [1].

Конечно – элементная модель тросового гаражного ограждения

КЭ модель ограждения включает в себя два основных компонента: модель троса и модель легкового автомобиля. Расчетная модель автомобиля была взята из открытой библиотеки National Crash Analysis Center (Рисунок 2). В качестве модели был выбран Chevrolet S10 Pickup состоящий из 220,4 тысяч элементов. Основными характеристиками является масса, равная 1126 кг, а также габаритная ширина, равная 1725 мм. Стоит отметить, что используемая модель автомобиля – деформируемая, с учетом нелинейности материала и геометрии в процессе удара, с массово-инерционными характеристиками.

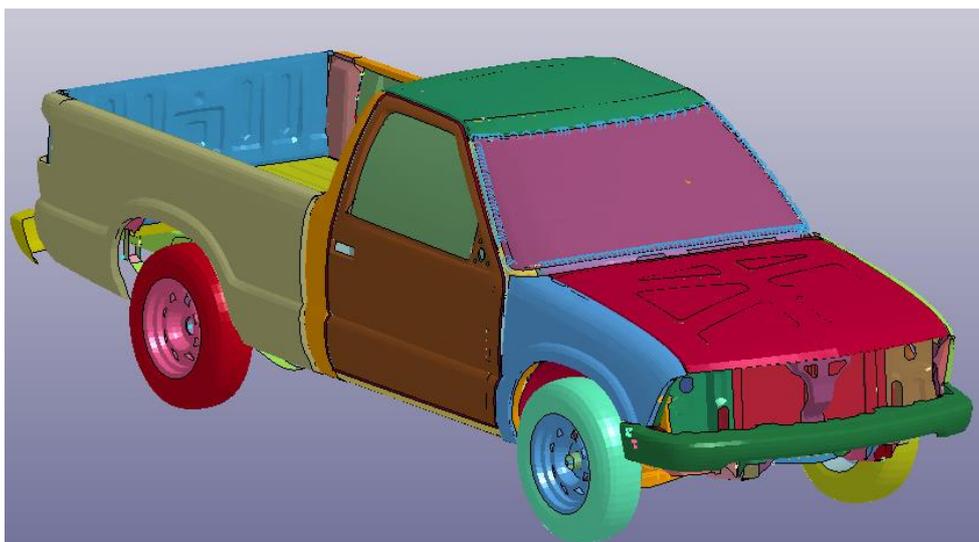


Рис. 2. КЭ Модель Chevrolet S10 Pickup

Трос описывался моделью MAT_166 по классификации комплекса Ls-Dyna. Основной особенностью этой модели является возможность учета всех силовых факторов в тросе и возможностью их задания в зависимости от геометрических параметров. Уравнения, которые использовались для определения силовых факторов в сечениях троса и построения матрицы жесткости элемента имеют следующий вид.

$$M_y = EI_{xx}(k_x - k_x^0); M_x = EI_{yy}(k_y - k_y^0); T_z = C(\tau_z - \tau_z^0) \quad (1)$$

где: M – момент, E – модуль упругости, I – момент инерции, k – кривизна, T – крутящий момент, τ – угол закручивания, C – жесткость на кручение.

Аналитическая модель тросового гаражного ограждения

Аналитическая модель динамики тросов разрабатывалась многими авторами, в том числе и российскими [2]. В этой работе использованы результаты J.D. Rogers, которые были опубликованы в [3], т.к. они касаются непосредственно моделирования тросовых гаражных ограждений.

Основные элементы расчетной схемы представлены на рисунке 3.

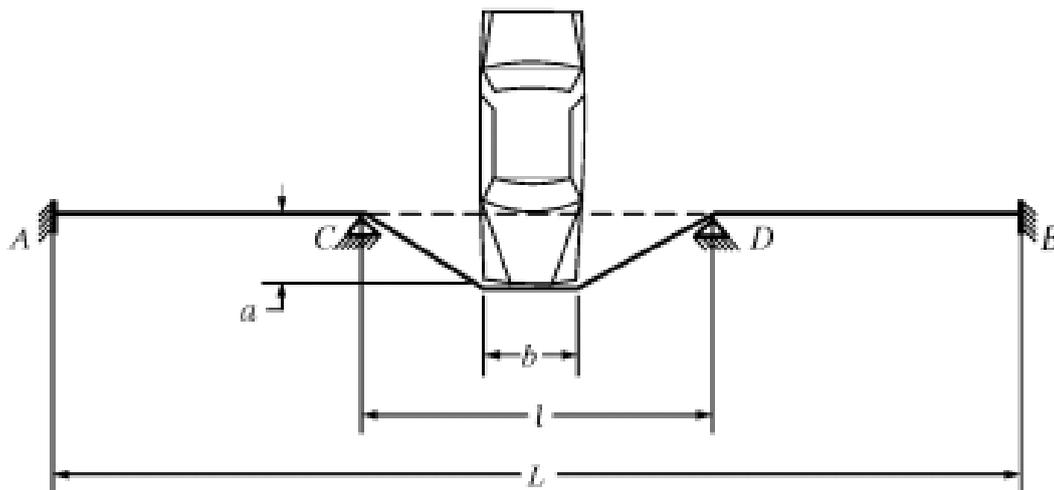


Рис. 3. Расчетная схема тросового гаражного ограждения

Автор принял несколько основных допущений: во-первых, автомобиль представляет собой абсолютно жесткое тело. Во-вторых, силы, возникающие в тросе линейно зависят от его деформации, а геометрия троса в процессе удара может быть описана прямыми линиями. В результате этих допущений была получена следующая формула для определения внутренних усилий:

$$T = \sqrt{\left(\frac{EA}{L}\right) \left(\frac{MV^2}{N}\right) + F_e^2} \quad (1)$$

где: E – модуль упругости троса, A – рабочая площадь сечения троса, L – длина троса, M – масса автомобиля, V – скорость автомобиля, N – количество тросов ограждения, F_e – сила в тросе;

Перемещения, возникающие в процессе удара определяются по следующей формуле:

$$a = \sqrt{\left[\left(\frac{T - F_e}{2AE}\right)L + l - b\right] \left[\left(\frac{T - F_e}{2AE}\right)L\right]} \quad (2)$$

где: L и l – расстояния между опорами ограждения, b – ширина контактирующей части автомобиля.

Сравнение результатов, полученных при расчете по аналитической и КЭ модели

Результаты работы КЭ модели приведены ниже. Рассматривался наезд под углом 90 град (прямой), так как это наиболее тяжелый случай и типичный для наезда на паркингах. На Рис. 4 показана расчетная ситуация. Как можно видеть в основном в работу вступали только 2 центральных троса, в то время как, остальные тросы прошли под и над машиной.

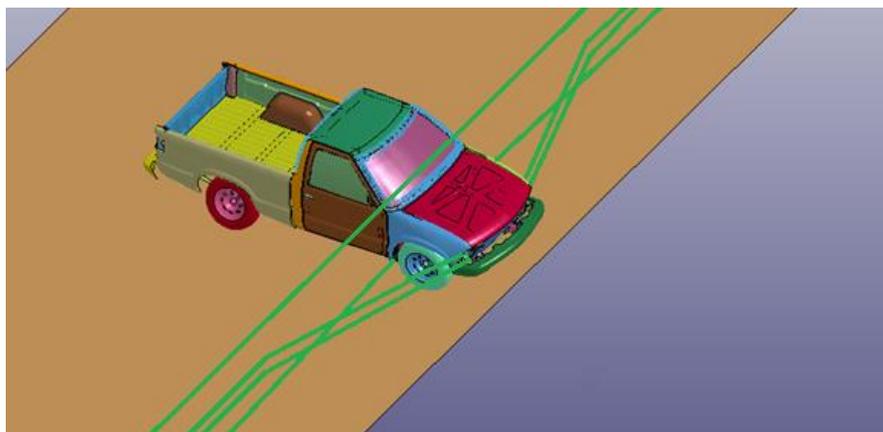


Рис. 4. Наезд автомобиля на тросовое гаражное ограждение

Моделирование проводилось для трех случаев, скорости автомобиля: 2,6 и 10 м/с. Основные параметры, по которым сравнивались модели: прогиб и усилие, возникающие в тросе. Результаты работы обеих моделей приведено в таблице 1.

Вид расчета	Скорость, м/с					
	2		6		10	
	Уси- лие, кН	Перемеще- ние, м	Уси- лие, кН	Перемеще- ние, м	Уси- лие, кН	Перемеще- ние, м
Аналитический	37,33	0,37	108,4	0,7	180,12	0,828
Численный	42,84	0,43	100,6	0,8	120	0,912

При анализе таблицы видно, что при меньшей скорости наезда аналитическая модель дает значения меньшие, чем численная, при увеличении скорости ситуация меняется. Это обусловлено следующими факторами. В аналитической модели считается, что с автомобилем контактирует всегда постоянное количество тросов, что не соответствует действительной ситуации. При малой скорости, как можно видеть по расчету, около 70% энергии перешло только в один трос. При средней скорости, модели дали близкие результаты. При скорости 10 м/с в КЭ модели около 20% энергии удара было поглощено кузовом автомобиля, а трос получил пластические деформации. Эти отличия и дали разницу в расчетных результатах.

Выводы. В работе было рассмотрено решение задачи наезда автомобиля на тросовое ограждение для паркинга. обе модели и аналитическая, и численная дают близкие результаты при скоростях около 6 м/с. При больших скоростях значительная энергия удара переходит во внутреннюю энергию кузова и теряется линейная зависимость между силами и перемещениями в тросе. С учетом того, что средняя расчетная скорость на парковке составляет не более 10-15 км/ч, то при проектировочном расчете можно пользоваться аналитическими формулами, при увеличении скоростей до 10 м/с следует применять КЭ модель, учитывающую деформации элементов ограждения и автомобиля.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Демьянушко И.В., Карпов И.А. Моделирование наезда автомобиля на стойку дорожного ограждения –Транспортное строительство. 2013.- №10, с. 16
2. Светлицкий В.А. Механика гибких стержней и нитей, М.: Машиностроение, 1978. 222 с.
3. Rogers J.D. Design of prestressed barrier cable system., Technical Notes, 2004, 20 p.

Токарев Е.В., магистрант строительного института

Научные руководители –

Белов Д.В., канд. техн. наук, доц. кафедры технологии и организации строительства

Югов А.М., д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой

технологии и организации строительства

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры (Украина)

ОПАЛУБОЧНАЯ СИСТЕМА ДЛЯ ВОЗВЕДЕНИЯ КУПОЛОВ МЕТОДОМ ТОРКРЕТИРОВАНИЯ

Важный путь снижения веса железобетонных зданий и сооружений - применение тонкостенных пространственных конструкций.

В железобетонных пространственных покрытиях, преимущественно двоякой кривизны, резко уменьшается толщина бетонных элементов, а значит и расход бетона и арматуры. В результате вес конструкций снижается на 25 - 30%. Самая устойчивая геометрическая форма – купол, половина сферы. Основание купола опирается по всему контуру, что придает особую устойчивость структуры. Оболочка купола преимущественно работает на сжатие, что делает бетон идеальным материалом для данной конструкции.

Однако при большой экономии материалов и резком снижении веса, по сравнению с обычными массивными конструкциями, тонкостенные пространственные конструкции пока еще не дают соответствующего снижения стоимости. Причина - в трудоемкости их возведения, в необходимости устройства значительного объема подмостей, лесов и поддерживающих конструкций. Относительно сложной задачей является и бетонирование купольных конструкций, что вызвано их геометрическими особенностями [1].

Бетонируют купола, как правило, в двухсторонней опалубке, наружные щиты которой устанавливаются по ходу бетонирования. Данный способ бетонирования куполов связан с определенными трудностями, такими как подача бетонной смеси между внутренним и внешним щитами опалубки, необходимость технологических перерывов при бетонировании оболочки купола ярусами, сложность доступа для контроля и вибрирования укладываемой бетонной смеси [2].

Поэтому целью работы является предложение усовершенствованных организационно-технологических решений возведения монолитных железобетонных купольных сооружений за счет применения принципиально нового способа возведения [3].

Способ возведения монолитных куполов любого очертания на сплошных лесах и подмостях, повторяющих геометрию купола, сложен, требует больших трудозатрат. Возведение куполов с помощью предложенного метода дает возможность снизить трудоемкость вспомогательных работ по устройству и перестановке подмостей, а также бетонных и опалубочных работ. Армирование оболочки купола способом навивки позволяет сократить объем высотных работ в сравнении с традиционными жесткими купольными опалубочными системами.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Липницкий М. Е.* Купольные покрытия для строительства в условиях сурового климата / *Липницкий М. Е.* - Л.: Стройиздзт, 1987. - 196 с.

2. Тур В.И. Купольные конструкции: формообразование, расчет, конструирование, повышение эффективности / Тур В.И. - М.: Издательство Ассоциации строительных вузов (АСВ), 2004. - 96 с.

3. Пат.№ 69212 Украина, МПК E04G 11/04 Опалубка для зведення куполів / Белов Д. В., Югов А. М.; заявник і патентовласник Белов Д. В., Югов А. М. - № 201111228; Заявл.21.09.2011; Опубл. 25.04.2012, Бюл. № 8.

Фоменко С.А., аспирант

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры (Украина)

Научный руководитель –

Денисов Е.В., канд. техн. наук, доц.

ООО «Архитектурно-конструкторское бюро «МОДУС» (Украина)

«ГАСИТЕЛЬ НА НИТИ» ДЛЯ ГАШЕНИЯ ИЗГИБНЫХ КОЛЕБАНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ЖЕСТКОЙ ОШИНОВКИ

В современном электросетевом строительстве все большую популярность приобретают конструкции жесткой ошиновки (ЖО) в открытых распределительных устройствах (ОРУ). Жесткая токопроводящая шина в таких конструкциях выполнена, как правило, из труб алюминиевого сплава и опирается на изоляторы, закрепленные на специальной несущей раме [2].

В связи с большими пролетами токоведущих шин, данные конструкции подвержены возникновению явления вихревого возбуждения колебаний (ветрового резонанса) [2]. Высокое напряжение (до 750 кВ) делает невозможным применение большинства известных способов гашения колебаний конструкций балочного типа [1, 2].

Одним из относительно новых, но не исследованных в достаточной степени, способов гашения изгибных колебаний конструкций жесткой ошиновки является струнный демпфер или «гаситель на нити» (рис. 1) [1, 3].

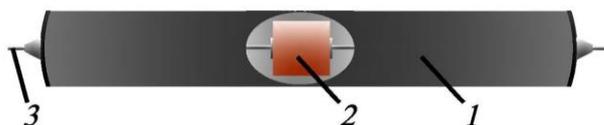


Рис. 1. Конструкция «гасителя на нити» для конструкций ЖО:
1 – труба-шина; 2 – демпфирующая насадка; 3 – струна

Внутри трубы ЖО устанавливается демпфирующая насадка малой жесткости на струне с зазорами к поверхности трубы. При незначительно малых колебаниях трубы гаситель не работает, при возрастании амплитуды колебаний труба ударяется об условно неподвижную демпфирующую насадку и начинается процесс колебаний двух подсистем (трубы и гасителя), которые в процессе колебаний взаимодействуют путем многократных соударений. Колебания трубы гасятся за счет передачи энергии гасителю, и рассеиванию энергии за счет диссипативных свойств материалов насадки и струны. Неисследованными на сегодняшний день являются вопросы подбора рациональных параметров «гасителя на нити».

Для исследования указанных характеристик были проведены теоретические численные и экспериментальные исследования, результаты которых отражены в настоящей работе.

Теоретические исследования поведения «гасителя на нити»

Для рассмотрения поведения гасителя на нити при колебаниях шины была рассмотрена модель в виде колебаний 2-ух подсистем – трубы-шины и “гасителя на нити” (рис. 2).

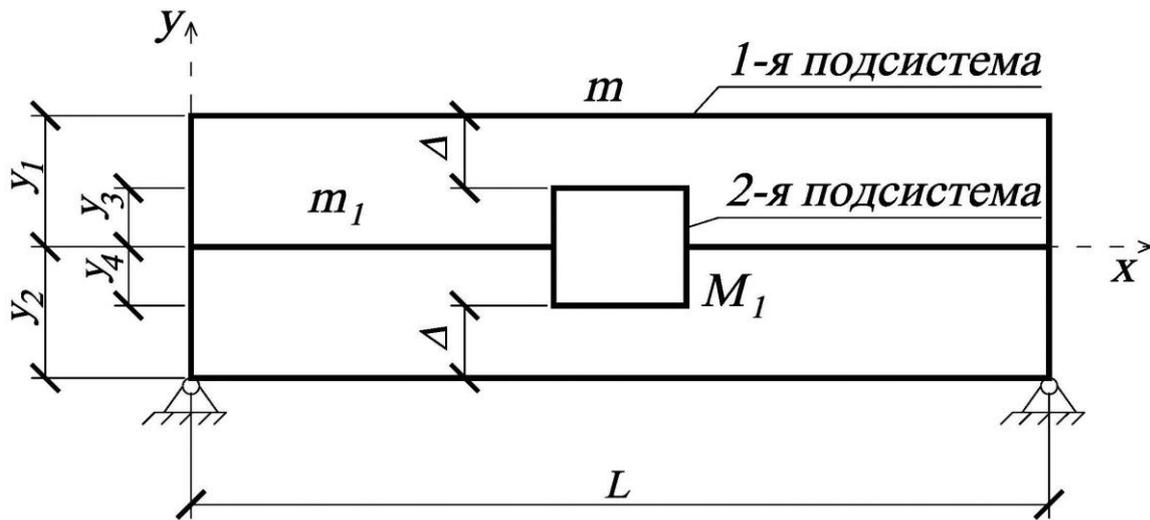


Рис. 2. Схема расположения “гасителя на нити” в трубе:

y_1, y_2 – координаты перемещений верхних и нижних точек трубы; y_3, y_4 – координаты перемещений верхних и нижних точек гасителя; Δ – величина зазоров между гасителем и трубой

Первая подсистема представляет собой весомый стержень трубчатого сечения с погонной массой m с сосредоточенной массой M , сжатого силой T . Сосредоточенная масса M учитывает вес возможного оборудования, которое может присутствовать на шине (при отсутствии данного параметр равен нулю). Усилия сжатия соответствуют усилию натяжения нити второй подсистемы – гасителя.

Вторая подсистема представляет собой колебания весомой нити погонной массой m_1 с сосредоточенной массой M_1 , растянутой силой T .

Дифференциальное уравнение собственных поперечных колебаний 1-ой подсистемы представим в виде:

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + 2\beta m \frac{\partial y}{\partial t} + T \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \frac{M}{L} \delta(x-u) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0,$$

где $\delta(x-u)$ - дельта-функция Дирака.

Дифференциальное уравнение поперечных колебаний нити с массой имеет вид:

$$m_1 \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - T \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \frac{M_1}{L} \delta(x-u_1) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + 2\beta_1 m \frac{\partial y}{\partial t} = 0.$$

При совершении колебаний в определенные моменты времени происходит соударение демпфирующей насадки гасителя со стенкой трубы (рис. 2), что обусловлено выполнением условий:

$$\begin{cases} y_1\left(\frac{L}{2}, t\right) \leq y_3\left(\frac{L}{2}, t\right) & \text{- происходит соударение в верхней точке трубы;} \\ y_2\left(\frac{L}{2}, t\right) \geq y_4\left(\frac{L}{2}, t\right) & \text{- происходит соударение в нижней точке трубы.} \end{cases}$$

Материал демпфирующей насадки должен обеспечивать как можно большие невозполнимые потери энергии при соударении. Данный параметр может быть изучен экспериментальным путем, в теоретических исследованиях соударение принималось условно абсолютно упругим.

В результате факторного анализа (рис. 3) отдельно выделены наиболее значимые факторы гасителя, значительно влияющие на параметры колебаний шины при внешнем возмущении:

1 – зазоры Δ (рис. 2) между стенкой трубы – шины и гасителем колебаний [предельные значения из конструктивных соображений $\Delta = (0,05 \div 0,35) D_{\text{трубы}}$];

2 – соотношение частот колебаний гасителя и трубы [предельные значения частоты гасителя из конструктивных особенностей и условия критических напряжений в трубе от натяжения нити $f_g = (0,5 \div 2,2) f_{\text{трубы}}$];

3 – масса демпфирующей насадки гасителя колебаний [предельные значения из конструктивных соображений $M_g = (1-5\%) M_{\text{трубы}}$].

Показатель эффективности применения «гасителя на нити» k определен как соотношение условного логарифмического декремента δ (аппроксимированной кривой для системы с гасителем к логарифмическому декременту δ_0 для системы без гасителя):

$$k = \frac{\delta}{\delta_0}.$$

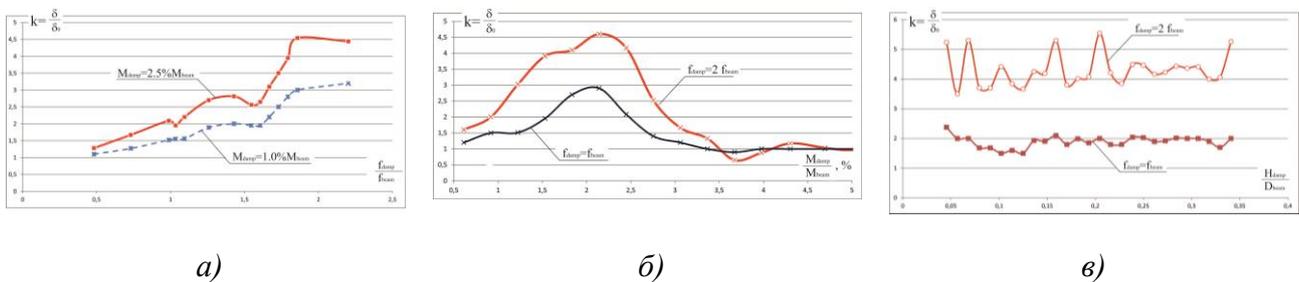


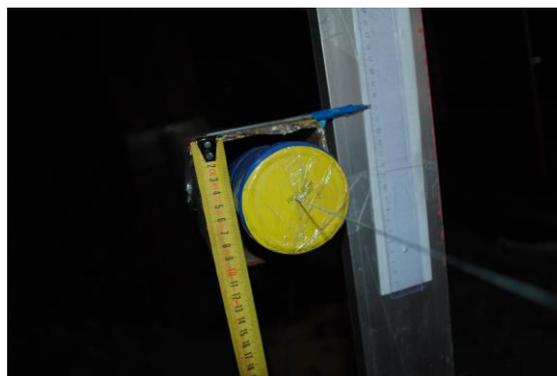
Рис. 3. Изменение показателя эффективности k «гасителя на нити» при изменении влияющих факторов: а – при изменении частоты собственных колебаний гасителя; б – при изменении массы гасителя; в – при изменении габаритов гасителя

Экспериментальные исследования

Для экспериментального исследования эффективности применения «гасителя на нити» была собрана экспериментальная установка (рис. 4) в виде стальной консольной балки длиной 3 м. Сечение балки – квадратная труба 100x3 мм. Гаситель представлен в виде струны из стальной проволоки диаметром 1 мм, натянутой на опоры и демпфирующей насадки с регулируемой массой. Частота собственных колебаний демпфера изменялась при помощи натяжения нити, масса при помощи внутреннего заполнения демпфирующей насадки.



а)



б)

Рис. 4. Экспериментальная установка консольной балки с «гасителем на нити»: а) общий вид экспериментальной установки; б) демпфирующая насадка и мерная рейка для измерения амплитуды

Выводы

1. В результате исследований установлено, что масса демпфирующей насадки «гасителя на нити» существенно влияет на гашение колебаний трубы-шины. Рациональные параметры массы гасителя лежат в пределах $(1-3)\%$ от массы шины при однопролетной схеме опирания.

2. В результате исследований установлено, что величина зазора между демпфирующей насадкой и стенкой трубы-шины не существенно влияет на гашение колебаний трубы-шины. Зазор между демпфером и стенкой шины рекомендуется принимать из соображений недопущения устойчивых колебаний шины до включения демпфера «в работу» в пределах $0,15-0,2$ от диаметра трубы шины.

3. В результате исследований установлено, что частота колебаний гасителя существенно влияет на гашение колебаний трубы-шины. Рациональные параметры частоты гасителя лежат в пределах $(1,75-2,2)$ от частоты собственных колебаний шины.

4. Результаты экспериментальных исследований сопоставимы с теоретическими расчетами. Применение «гасителя на нити» позволяет уменьшить амплитуду колебаний в резонансном режиме в 1,5 раза и увеличить логарифмический декремент колебаний в 2,0 раза.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ден-Гартог Дж. П. Механические колебания. – М.: Физматгиз, 1960. – 580 с.
2. Долин А.П. Открытые распределительные устройства с жесткой ошиновкой / А.П. Долин, Г.Ф. Шонгин. – М.: Энергоатомиздат, 1988. – 192 с.
3. Пат. № 40099 Украина, МПК F16F 15/00. Струнный демпфер для гашения изгибных колебаний ветрового резонанса трубы [Text] / Кулябко В.В., Муцанов В.Ф., Масловский А.В., Денисов Е.В.; заявитель и патентообладатель: Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры; Донбасская национальная академия строительства и архитектуры – Заявка № u200812343; заявл. 20.10.2008; опубл. 25.03.2009.// Промышленная собственность – 2009 - Бюл. № 6.

Хорунжая А.И., студентка 1-го курса (магистратура) ФГАГС

Научный руководитель –

Чумичева М.М., канд. техн. наук, зав. кафедрой ИК

ФГБОУ ВПО « Российский государственный аграрный университет МСХА

имени К.А. Тимирязева», Институт природообустройства имени А.Н. Костякова

ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНЫЕ ЗДАНИЯ И ИННОВАЦИОННЫЕ ИНЖЕНЕРНЫЕ СИСТЕМЫ

Главный фактор обеспечения энергоэффективности зданий и сооружений заключается в эффективном расходовании, а не только в экономии энергии – это и является собой основное отличие от понятия энергосбережения. Одной из главных задач развития российской экономики является уменьшение энергопотребления в строительном комплексе. По-настоящему энергоэффективное строительство сейчас находится только на экспериментальном начальном этапе. Увеличение экологической и энергетической эффективности в строительстве – первоочередная проблема, требующая решения.

Энергоэффективность здания в целом складывается из многих важных факторов. Только при серьезном подходе к комплексному решению проблемы энергоэффективности возможна углубленная разработка инновационных инженерных решений. Проект энергоэффективного здания включает в себя и пассивное энергосбережение, и инновационные инженерные системы, такие как выбор источников нетрадиционного теплоснабжения (в том числе возможность использования нетрадиционных источников энергии – солнечных, геотермальных, ветровых и т. д.).

Ниже рассматриваются наиболее целесообразные решения по повышению энергоэффективности существующих зданий, а также рекомендации по проектированию вновь строящихся зданий.

Одной из важнейших проблем в существующих зданиях является проблема нагревания приточного воздуха. Практичным инженерным решением стала гибридная вентиляция, в которой тепловой и гравитационный напоры работают как естественная вентиляция, побуждая передвигаться воздух преимущественно в холодное время года. В теплое, когда система гибридной вентиляции не способна самостоятельно функционировать, – с помощью механических устройств. В настоящее время разные варианты гибридной вентиляции разработаны и реализованы на практике.

Также прекрасным решением данной проблемы может стать использование системы централизованной механической вентиляции. К сокращению удельного расхода энергии на отопление и вентиляцию приведет утилизация тепла удаляемого воздуха.

При этом, экономии энергетических ресурсов необходимо добиваться не только за счет вентиляционной системы, но еще и ростом эффективности работы отопления (снижение перерасхода тепла).

Для энергосбережения были разработаны специальные контроллеры, которые поддерживают комфортные условия в помещении. Интеллектуальная система работает таким образом, что с ее помощью понижается температура во время отсутствия жильцов в квартире. Система позволяет снизить нагрузку в отоплении в нерабочее время и в офисных помещениях. Применение таких контроллеров позволяет экономить до

35% тепловой энергии и денежных средств, затрачиваемых на ее оплату, за счет вторичного использования теплоносителя.

Поквартирные системы отопления, позволяющие контролировать расходы тепла каждой квартиры, также благоприятно влияют на экономическую составляющую энергопотребления. Для общественных зданий больше подходит использование низкотемпературных систем отопления. В такой системе перекрытия выступают в роли источника охлаждения либо отопления. Помимо этого, весомым плюсом теплоемкости конструкции является уменьшение пиковых нагрузок. Системы отопления с горизонтальной поквартирной разводкой – получают все большее распространение.

Для повышения эффективности помещений зачастую используют индивидуальные тепловые пункты. Это комплекс устройств, расположенный в обособленном помещении, предназначенный для распределения тепла, поступающего из тепловой сети к системе отопления, вентиляции или горячего водоснабжения в соответствии с установленным для них видом и параметрами теплоносителя. ИТП помогают распределить тепло по помещениям, учитывать затраты на потребление тепла и обеспечивают экономию энергоресурсов.

Самый устоявшийся и классический выход из проблемы повышения теплозащиты - снижение воздействия теплопроводных включений. На данный момент ощущается острая нужда в специальных решениях, благодаря которым теплопроводные включения не вносили бы значительную лепту в общие теплопотери конструкции. Помимо конструктивных решений России необходим переход с нормирования, осуществляемого по приведенному сопротивлению теплопередачи ограждающих конструкций к нормируемому воздействию теплопроводных включений и сопротивлению теплопередаче по глади стены. Такой способ осуществляется на данный момент в Европейских странах.

И, конечно, говоря о понятии энергоэффективности, не стоит забывать об увеличении толщины однородных стеновых конструкций, увеличение толщины теплоизоляции в составе многослойной ограждающей конструкции, уменьшение насыпной плотности заполнителей и использовании более эффективных утеплителей. В действительности, по-настоящему энергоэффективное здание нуждается в разработке своих инженерных систем еще на начальной стадии проектирования. Повышение энергоэффективности зданий при ремонте осуществляется путем утепления наружных ограждающих конструкций, заменой оконных и балконных блоков, утеплением кровель или чердачных перекрытий и другими мероприятиями.

При проектировании новых зданий и сооружений необходимо учитывать не только автоматические регулируемые системы, но еще должно быть тщательно рассмотрено местоположение здания, учитывая рельефы местности, особенность климата и существующую застройку. Архитектурно-планировочная концепция здания задает его дальнейшее поведение, как составляющую часть городской среды. Одним из важнейших параметров такого поведения становится остекление и солнцезащита, выбор плана освещения, формы здания. При создании Nearly zero energy building (т. е. к зданиям с близким к нулевому теплопотреблению) конструктивные решения должны быть рассмотрены со стороны использования положительного и отрицательного воздействия климата, влияющего на здание. С помощью чего в дальнейшем возможно сохранять и поддерживать тепловое равновесие здания.

В России проектирование энергоэффективных зданий с использованием высоких интеллектуальных технологий еще не развито на уровне стран Европы. Современные

знания с высокими технологиями разительно отличаются от «традиционного» строительства. Главной задачей концепции такого строительства является гармоничное слияние интеллектуальных разработок и биоархитектурных идей. Одним из главных факторов создания энергоэффективных домов является защита окружающей среды и поддержание экологического баланса. В развитых странах в конструктивных решениях важен выбор нетрадиционного источника энергии и возможность использования этой энергии при помощи разнообразных тепловых насосов, солнечных коллекторов, ветроэнергетических установок и др.

Ресурсы использования ВИЭ в нашей стране очень широки, несмотря на большой резерв традиционных энергоресурсов. Технический потенциал ВИЭ в России оценивается в 4,6 млрд, а экономический потенциал достигает 270 млн, что составляет 25% суммарного потребления первичной энергии в России. В данный момент строительные компании могут предложить энергоэффективное здание, подразумевая под этим более качественное и утепленное. У таких проектов затраты на энергию и воду могут быть на несколько процентов ниже по сравнению с проектами домов, представляемых в Европе. Строительство такого дома обойдется гораздо дороже, что говорит о не окупаемости замысла. По мнению экспертов, это связано с неразвитостью строительной индустрии в проектировании инновационных энергоэффективных зданий и индивидуальности такого заказа.

Половина потребления энергии в развитых странах приходится на здания, и еще четверть - на транспорт. Архитекторы и инженеры не могут решить все мировые экологические проблемы, однако способны проектировать здания с учетом части потребляемой ныне энергии, улучшающие среду обитания человека. Расположение и функциональное назначение здания, его ориентация и форма, его система климатизации, характеристики используемых при строительстве материалов - все эти параметры влияют на энергопотребление и качество микроклимата.

Сегодня задача архитекторов и инженеров - разработка научных и методических основ проектирования зданий высоких технологий и реализация их на практике, как минимум, в качестве демонстрационных объектов. В целях экономии бюджетных средств и повышения качества жизни разработка проектов и строительства энергоэффективных зданий является важной частью развития России.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Пайлеваян Б.С.* Повышение уровня экологической безопасности и энергоэффективности зданий на основе интеллектуальных технологий: диссертация ... кандидата технических наук. - Москва, 2009. - 160 с.
2. *Бродач М. М.* Энергетический паспорт зданий – АВОК, 2002, № ½.
3. *В.С.Беляев, Ю.Г.Граник, Ю.А.Матросов.* Энергоэффективность и теплозащита зданий. - Москва, АСВ, 2012, 340 стр.
4. *Карташова К.К.* Социально- пространственная модель доходного дома как прообраз современного городского жилища/К.К.Карташова//Известия вузов. Строительство. -2001. - №4. -С 114-122.
5. *Лыжин С.М.* Формирование структуры квартирного фонда крупнейшего города /С.М.Лыжин// Жилищное строительство. -2006.-№4.-С. 18-22.
6. Методические указания по определению расходов топлива, электроэнергии и воды на выработку тепла отопительными котельными коммунальных теплоэнергетических предприятий/ Под ред. *Н.А.Катковой.* -Сектор научно- технической информации АКХ. Москва.-1994.

7. Михайлов С.А., Васильев, В. М., Помогаев, В. Ф. Повышение энергоэффективности как ключевой фактор достижения энергетической безопасности в России/ С. А. Михайлов, В. М. Васильев, В. Ф. Помогаев// Энергосбережение. - 2006. -№ 2.

8. Табунщиков Ю.А. Основные принципы оценки экономической эффективности средств энергосбережения зданий / Ю.А. Табунщиков, И.Н. Ковалев, Е.О. Гегуева// Энергосбережение. -2004.-№5.-С. 26-32.

Якименко К.Ю., Гулевский И.С., студенты 3-го курса 6 группы ИСА

Научный руководитель –

Комиссарова А.С., доц. кафедры ТОСП

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА СТАЛИНСКИХ ВЫСОТОК СКВОЗЬ ПРИЗМУ СОВРЕМЕННОСТИ

Цели и задачи – рассмотреть технологии возведения первых отечественных высотных зданий; выяснить, можно ли считать данные разработки "технологическим прорывом" отечественного строительства тех лет; рассмотреть, как изменились эти технологии за 70 лет; выяснить, какие из них используются в настоящее время; выяснить причины строительства высотных зданий в СССР, прообразом каких современных зданий являются Сталинские высотки.

Актуальность – сейчас в Москве высокая плотность застройки, а архитектура высотных зданий прямолинейна, что в совокупности несет в себе множество проблем, связанных с естественным освещением внутренних помещений и рядом находящихся улиц. Современные темпы строительства требуют рационального и экономного расхода материалов, не влияющего на качество застройки. Помимо всего прочего, нынешняя политическая картина мира позволила акцентировать внимание правительства и народа на отечественных технологиях и производстве, что может дать качественный скачок в этих областях, как это было в далеких сороковых годах СССР.

Сестры пролетариата. Сталинские высотки можно по праву считать первыми московскими небоскребами. Одной из причин строительства высоток в Москве стало противостояние Советского Союза и США в борьбе за мировое господство. В январе 1947 года Совет министров СССР принял постановление «О строительстве в г. Москве многоэтажных зданий». Все восемь высоток были заложены 7 сентября 1947 года.

Перед проектировщиками стояла задача – решить совершенно новые задачи в отношении техники строительства, не повторяя ошибок США. Была неприемлема распространенная в Америке планировка, при которой большое количество помещений лишено естественного освещения или выходило окнами в глубокие узкие дворы. Второй крупный недостаток многих американских «небоскребов» - их недостаточная «жесткость». Под действием ветра многие дома в США сильно деформировались, живущие в них часто ощущали колебания здания. Эти явления было решено совершенно исключить.

Устройство фундамента. Высотные здания требовали надежной опоры. Строительство в стиле "свадебного пирога" имело, помимо увеличения доступа света на улицы города еще одну практическую цель - сделать нижнюю часть здания и его фундамент более широким, что позволило бы распределить вес здания по большей

площади. При этом хорошую жесткость мог обеспечить, прежде всего, план высотки. Его конфигурация должна иметь форму букв или комбинацию из них.

Одна из важных задач - отвод грунтовых вод. При строительстве гостиницы на Комсомольской площади искусственное свайное основание впервые в строительной практике было осуществлено способом вибронабивки. Фундамент гостиницы Украина предстояло заложить на глубину 10 метров ниже уровня грунтовых вод, а обычной откачкой воды грунт не удалось бы обезводить котлован до сухого состояния, поэтому на строительной площадке был применен новый способ иглофильтрового водопонижения.

В наши дни большое применение получили набивные сваи. Они устраиваются на площадке, изготавливаются любой длины, применяются в стесненных условиях и при усилении фундаментов. Сваи подразделяются на бетонные, железобетонные и грунтовые, имеется возможность создания уширенной пяты. В настоящее время применяются разнообразные типы и методы погружения свай.

Иглофильтровый способ понижения грунтовых вод с технологической стороны не изменился. С технической стороны, насос теперь имеет корпус, обеспечивающий хорошее шумопоглощение, иглофильтры очень легкие и ударостойкие, шланги для иглофильтров изготовлены из экологичных материалов, они герметичны и рассчитаны на самый малый радиус изгиба, необходимый для компактных систем водопонижения.

Каркасное строительство. Московские высотки, практически впервые в СССР, строились каркасным способом. Надземная часть здания монтировалась из стального каркаса на бетонном основании, элементы которого сваривались или скреплялись болтами.

Отдельные элементы каркаса заключались в бетон – вокруг колонн выстраивался арматурный каркас и устанавливалась опалубка. Делалось это из необходимости усиления жесткости и из соображений защиты каркаса. Каркасная система позволила свести роль наружных стен к оболочке, изолирующей внутреннее пространство здания от внешних температурных колебаний. Все нагрузки здания передавались на каркас – систему балок и колонн, которые воспринимали вес здания и передавали его на фундамент.

Преимущества металлокаркаса – легкость и скорость монтажа, экологическая чистота, высокая несущая способность, долговечность. Недавно в России была создана АРСС, задача которой - популяризация в нашей стране технологии строительства на стальном каркасе. Генеральный директор АРСС Дмитрий Еремеев сообщил о создании научно-технического центра – совместно с кафедрой МК МГСУ, в котором разрабатывается программа по подготовке архитекторов и проектировщиков, специализирующихся на применении стальных конструкций в высотном жилищном строительстве.

Самоподъемный башенный кран. При высоте свыше 200 метров использование существующего монтажного кранового оборудования являлось малоэффективным. Поэтому впервые были применены специально разработанные самоподъемные универсальные башенные краны, объединявшие в себе весь комплекс механизации монтажа. Основная особенность такого крана заключалась в подъеме самого себя с этажа на этаж по мере роста возводимого здания. УБК позволили производить монтаж каркасов высотных зданий в исключительно короткие сроки.

В сфере современного строительства самоподъемные краны применяются для сооружения зданий свыше 150 метров, обладают высокой степенью производительности. Со времен строительства Сталинских высоток, самоподъемные краны не претерпели значительных изменений в принципах работы – устанавливаются в лифтовой шахте возводимого здания, передвигаясь вверх, закрепляются на перекрытии. Грузоподъемность таких кранов до 10т, вылет стрелы до 30 м.

Строительство здания под наклоном. Под высоткой у Красных ворот проходило строительство станции метро. Подземные, и наземные работы должны были вестись одновременно. Для этого в 1946 году молодыми специалистами Н. Г. Трупаком и Я. Д. Дорманом был изобретен новый способ укрепления грунтов - заморозка. Землю замораживали при помощи системы скважин и труб. По 270 скважин 27-ми метровой глубины гоняли компрессорами рассол хлористого кальция.

Чтобы из-за вспучивания грунта не произошло перекоса возводимого здания, инженер В.М.Абрамов решил строить высотную часть под наклоном. Отклонение от вертикали в 16 см было так заметно, что люди писали жалобы на строителей. Грунт оттаял, здание выровнялось, однако на несколько месяцев была задержана поставка конструкций, и из-за простоя грунта, здание наклонилось в противоположную сторону в пределах нормы. В мировой строительной практике еще не было столь смелых и успешных проектов.

В наши дни искусственное замораживание грунтов стало наиболее универсальным методом временного укрепления грунта. Технологическая сторона данного метода не изменилась. Различают два способа искусственного замораживания: рассольный и сжиженным газом. Скорость промораживания грунта рассольным способом составляет 1 - 2 см/сут. Сейчас решено не применять данный способ в зоне существующей застройки, так как из-за интенсивного пучения возможны большие и неравномерные осадки существующих сооружений, разрывы коммуникаций и другие нежелательные последствия. Жидкий азот, как хладоноситель сжиженных газов, устраняет эту проблему. Скорость его замораживания составляет 10 - 15 см/сут и превышает скорость водопритока в замороженную зону, и интенсивного пучения и водонасыщения грунта не происходит. На данный момент для временного укрепления грунта появились новые методы: цементизация, силикатизация, битумизация, термическое укрепление, электрический и электрохимический способ.

Керамическое новшество. Московские высотные дома впервые начали облицовывать керамическими плитами на базе белых глин. Облицовка была устойчива и включалась в состав основной кладки стен. Она поэтажно опиралась на горизонтальные стальные ригели каркаса, разница в усадке кладки и облицовки была ничтожно мала и погашалась неупругими деформациями раствора. Это обстоятельство спасло керамическую облицовку высотных зданий от выпучивания и выпадения керамических плит.

Первым в практике нашего строительства было применение стеновых панелей площадью 8-15 кв. м и весом 1-3 т, изготавливаемых на тонкой ж/б основе. Сейчас стеновые бетонные панели нашли широкое применение в качестве основного элемента стены.

Облицовочная фасадная керамика удовлетворяла архитектурно-художественным требованиям, облегчала эксплуатацию здания, допуская промывку фасада водой и паром, не требовала длительного времени ремонта. Для высотного строительства эти факторы имели решающее значение. Отделка фасадов многоэтажных гражданских

зданий архитектурным камнем в наше время стала менее популярна, но его производство не прекращено.

Сталинская высотка нашего времени. Проводя аналогию между технологиями прошлого и настоящего, нельзя не упомянуть Сталинскую высотку нашего времени. В 2006 году в районе Сокол компанией ДОНСТРОЙ был сдан жилой комплекс Триумф Палас.

Архитектура Триумф Палас продолжает лучшие традиции монументального стиля семи столичных высоток. Высота здания – 264,1 м, оно попало в книгу рекордов Гиннеса в 2003 году как самое высокое жилое здание в Европе. Каркас монолитно-железобетонный. Ограждающие конструкции – полнотелый кирпич, использована трехслойная кладка, фасад вентилируемый.

Выводы. Строительство высотных зданий было огромным шагом вперед на пути индустриализации отечественной строительной отрасли. Московские высотные дома стали экспериментальной базой для множества технологий, примененных в СССР впервые и составляющих основу современной проектной и строительной практики.

Возникший симбиоз знаменитых Сталинских высоток и их современного аналога, благодаря ярким и неординарным решениям сложных технологических задач, богатству форм и видов архитектурных и строительных элементов, можно по праву считать не только прекрасным эталоном сталинской архитектуры Москвы, но и живыми страницами книг по ТСП и ТВЗ, красочно иллюстрирующими смелые инженерные мысли нашего Отечества.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Учебник «Технологии строительных процессов» В. И. Теличенко, О. М. Терентьев, А. А. Лапидус в двух частях, Москва «Высшая школа», 2005.
2. «Высотки сталинской Москвы», Н. Кружков, книгопечатная продукция, 2014.
3. «Сталинские небоскребы. От Дворца Советов к высотным зданиям», А. А. Васькин, Книгопечатная продукция, 2011
4. «Советский город 1940-х – первой половины 1950-х годов. От творческих поисков к практике строительства». Ю. Косенкова, Либроком, 2009.
5. Федеральный отраслевой журнал "Российский строительный комплекс", декабрь 2014
6. Журнал "Основательные строительные технологии", ЦНИИСК им. Кучеренко.
7. Интернет-ресурсы: <http://www.retrofonoteka.ru/>, <http://www.donstroy.com/>, <http://www.rcmm.ru>, <http://www.archnadzor.ru>, <http://www.vsekran.ru/>.
8. *Лапидус А.А.* Потенциал эффективности организационно-технологических решений строительного объекта // Вестник МГСУ, 2014г., №1, С.175-180
9. *Лапидус А.А.* Современные методы технологии и организации строительного производства и проблемы энергоэффективности // Технология и организация строительного производства, 2014, №2, С.1.
10. *Жадановский Б.В., Синенко С.А., Кузкин М.Ф.* Рациональные организационно-технологические схемы производства строительно-монтажных работ в условиях реконструкции действующего предприятия // Технология и организация строительного производства, 2014, №1, С.38-40.