

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЁТА ГИБКИХ СООРУЖЕНИЙ НА ВЕТРОВЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПО ЕВРОКОДУ

СИДОРОВИЧ Е.М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Проектирование уникальных сооружений, таких как висячие и вантовые покрытия и мосты, высокие башни, мачты на растяжках и другие гибкие объекты, независимо от норм проектирования, всегда требовало от проектировщиков решения нестандартных расчётных задач. В первую очередь, это связано с геометрической нелинейностью таких сооружений, обусловленной как их общей повышенной деформативностью, так и геометрической изменчивостью их конструктивных (расчётных) схем. На современном этапе расчёт геометрически нелинейных систем на статические воздействия особых затруднений не вызывает. Для этой цели применяют разнообразные шаговые методы решения нелинейных задач, описываемые во многих источниках [1-6], и соответствующие программные комплексы.

Что касается динамических задач, то сравнительно легко могут быть решены только задачи о малых колебаниях геометрически нелинейных систем относительно устойчивых состояний их равновесия [4, 5]. В зависимости от внешних воздействий изменяются внутренние силы и конфигурация равновесных состояний нелинейно деформируемой системы, изменяются, следовательно, и её динамические характеристики. Таким образом, собственные частоты и соответствующие собственные формы колебаний сооружения зависят от уровня внешних воздействий, и наоборот.

Так, например, основное для гибкого сооружения внешнее воздействие – переменная по времени ветровая нагрузка – зависит от частот и форм собственных колебаний сооружения. Более того, даже при отсутствии турбулентности, при ламинарном движении воздушного потока по мере деформаций может изменяться миделево сечение податливого сооружения и, следовательно, суммарная сила ветрового воздействия. Ветровая нагрузка, оставаясь нормальной к

обдуваемой поверхности, следит за положением поверхности в пространстве. Деформируемая система, взаимодействуя с нагрузкой от ветрового потока, становится неконсервативной [4]. Разумеется, все особенности работы нелинейно деформируемых, неконсервативных сооружений не могли быть учтены нормативными документами [7-9].

В связи с переходом строительной отрасли на европейские стандарты [8, 9] в данной работе будут рассмотрены особенности определения ветровой нагрузки на примере конструкции информационной панели общего назначения, устанавливаемой на растяжках над широкой городской улицей. Рассматриваемая конструкция представляет собой предварительно напряжённую геометрически нелинейную систему изменяемого типа (рисунок 1).

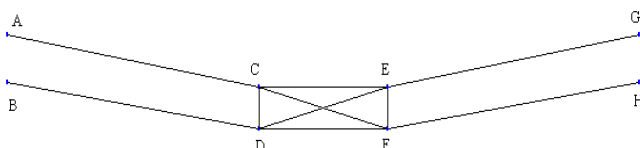


Рис. 1. Расчётная схема информационной панели

Ветровая нагрузка, в соответствии с ТКП EN 1991-1-4-2009 [9], СНиП 2.01.07-85 [7] и Национальным приложением НП.2 [9], представляет собой квазистатическое воздействие, характеризующееся пиковым значением скоростного напора q_p , а также конструкционным коэффициентом $c_s c_d$.

Пиковый скоростной напор q_p представляет собой сумму двух составляющих:

- а) статическое давление, соответствующее средней скорости ветра,
- б) квазистатические кратковременные изменения (колебания) давления вследствие турбулентности ветра.

Значение q_p зависит от ветрового района, климатического режима ветра, шероховатости местности и орографии, а также от базовой высоты сооружения. Для условий города Минска при базовой скорости ветра

$$v_b = 24 \text{ м/с}$$

и типе местности II вычисленный в соответствии с требованиями ТКП EN 1991-1-4-2009 [9, формула 4.8] пиковый скоростной напор на высоте 10 м принимает значение

$$q_p = 847 \text{ Па}$$

Входящая в это значение турбулентная составляющая пикового скоростного напора характеризуется коэффициентом экспозиции (выражение «exposure factor» можно перевести и как «коэффициент риска»), равным отношению пикового скоростного напора к базовому скоростному напору:

$$c_e = \frac{q_p}{q_b}$$

где базовый скоростной напор вычисляется через базовую скорость ветра [9] и равен

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 360 \text{ Па}$$

Итак, для условий города Минска коэффициент экспозиции (коэффициент риска), обусловленный турбулентностью ветра принимает значение

$$c_e = 847 / 360 = 2.35$$

Именно наличие этого коэффициента риска (коэффициента экспозиции) отличает требования ТКП EN 1991-1-4-2009 [9] от требований СНиП 2.01.07-85 [7]. Согласно [7], ветровая нагрузка определялась как сумма средней и пульсационной составляющих. Причём пульсационную составляющую при определённых условиях допускалось не учитывать [7]. Согласно [9], турбулентность ветра, заложённая в определение пикового скоростного напора, должна учитываться всегда. Кроме того, как в [7], так и в [9] учитывается динамическая реакция сооружения за счёт резонансных колебаний на низших собственных частотах. СНиП 2.01.07-85 [7] допускает учёт резонансных явлений на нескольких низших собственных частотах. Согласно [7], резонансные колебания и определяют пульсационную составляющую ветровой нагрузки.

Согласно ТКП EN 1991-1-4-2009 [9] резонансные явления учитываются только для одной, основной формы колебаний и только

вдоль направления ветра. С этой целью в [9] определяется конструкционный коэффициент $c_s c_d$.

Во-первых, конструкционный коэффициент учитывает возможность одновременного возникновения пиковых значений скоростного напора ветра по всей поверхности сооружения (составляющая c_s). Подобные явления учитываются в [7] коэффициентом пространственной корреляции пульсаций давления.

Во-вторых, конструкционный коэффициент учитывает влияние резонансных колебаний сооружения вследствие турбулентности ветра (составляющая c_d). Эта составляющая конструкционного коэффициента зависит от основной собственной частоты и соответствующей собственной формы колебаний сооружения. Для основных типов зданий и инженерных сооружений балочного или консольного вида в [9] даются соответствующие рекомендации по упрощённому или приближённому определению основных собственных частот и соответствующих собственных форм. Формы колебаний классифицируются очень упрощённо. Различаются четыре основных типа форм колебаний: равномерная, линейная, параболическая, синусоидальная. Значения собственных частот и формы колебаний через соответствующие коэффициенты оказывают существенное влияние на значения конструкционного коэффициента и, следовательно, на итоговые расчётные ветровые усилия.

В рассматриваемой предварительно напряжённой геометрически изменяемой системе колебания могут происходить относительно разных состояний равновесия и характеризоваться разными частотами и формами. Например, свободные колебания относительно положения равновесия в вертикальной плоскости (рисунок 2)

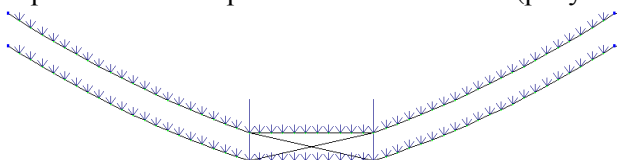


Рис. 2. Конфигурация системы под действием собственного веса

характеризуются первой собственной частотой

$$f_1 = 0.260 \text{ Гц}$$

и собственной формой (рисунок 3).

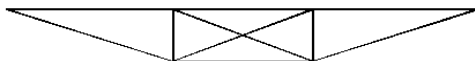


Рис. 3. Основная форма колебаний из вертикальной плоскости

Один пояс колеблется относительно второго, движение происходит из плоскости провисания. При колебаниях второго относительно первого форма колебаний (при виде сверху) почти не изменяется, а вторая собственная частота принимает значение

$$f_2 = 0.272 \text{Гц}$$

Совместному действию собственного веса и ветровой нагрузки соответствуют другие состояния равновесия (рисунки 4 и 5). Колебания системы происходят относительно деформированных состояний равновесия. Каждое состояние имеет свои собственные частоты и соответствующие собственные формы. Сложные пространственные траектории движения панели при колебаниях, как правило, не совпадают с направлением ветра.

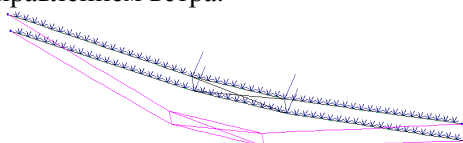


Рис. 4. Деформации системы при равномерном ветровом давлении

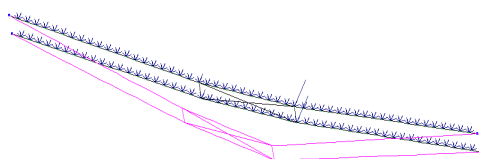


Рис. 5. Деформации системы при эксцентричном ветровом давлении

В соответствии с [4] для этих состояний были вычислены низшие частоты, не превышающие предельного [7] значения 3.4 Гц (таблица 1), и соответствующие собственные формы.

Таблица 1

Состояние равновесия \ Частоты (Гц)	1	2	3	4	5
Равномерно действующий ветер	0.743	1.628	1.975	2.083	2.328
Эксцентрично действующий ветер	0.751	1.448	1.878	2.358	2.573

При колебаниях с малыми амплитудами по разным собственным формам общее положение информационной панели, на которую приходится основная ветровая нагрузка, оставалось примерно вертикальным. Миделево сечение установки можно считать неизменным.

Если исходить из низшей частоты

$$f = 0.74 \Gamma u$$

и принять форму дополнительных перемещений панели при колебаниях в плоскости, перпендикулярной ветру, равномерной, а в плоскости, совпадающей с направлением ветра, – линейной, то в соответствии с [9] для панели размером приблизительно 11 м на 2 м с учётом её проёмности можно получить значение конструкционно-го коэффициента

$$c_s c_d = 2.09$$

Вычисленное значение конструкционного коэффициента $c_s c_d = 2.09$ совместно с установленным ранее значением коэффициента экспозиции (коэффициента риска) $c_e = 2.35$ говорит о том, что в соответствии с [9] итоговое квазистатическое давление турбулентного ветра с учётом резонанса на основной частоте почти в пять раз ($2.09 * 2.35 = 4.91$) выше, чем базовый скоростной напор. При этом характер распределения внешнего ветрового давления по элементам и узлам сооружения, а также соотношения между вызванными усилиями в разных элементах сооружения остаются практически неизменными, независимо от значения ветрового давления: базового, пикового, итогового. Следует отметить, что в [9] имеется некоторый диссонанс в определениях терминов: ветровое давление на поверхность, ветровое усилие на конструкцию или элемент, ветровое усилие на внешнюю (внутреннюю) поверхность и т.д. В [9] эти термины как бы противопоставляются, в то время как по физическому смыслу они должны быть взаимосвязаны.

Для оценки полученных результатов был выполнен расчёт рассматриваемой геометрически нелинейной системы по методике, предложенной в [4], в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85 [7].

Средняя составляющая ветровой нагрузки по [7] совпадает с базовым скоростным напором по [9]. Пульсационная составляющая

ветровой нагрузки была вычислена в соответствии с [7] для пяти собственных форм, соответствующих низшим частотам (таблица 1). Полные усилия в элементах сооружения вычислялись как сумма усилий от средней составляющей ветровой нагрузки и среднего геометрического от пяти пульсационных составляющих.

При равномерной ветровой нагрузке вклад второй и пятой собственных форм в итоговый результат оказался практически нулевым (в симметричном состоянии равновесия вторая и пятая собственные формы колебаний оказались ортогональными равномерной ветровой нагрузке). При эксцентричной ветровой нагрузке на итоговый результат повлияли силы инерции всех пяти собственных форм (нарушена симметричность равновесного состояния, силы инерции возникают по всем степеням свободы при колебаниях по любой форме).

Значения отношений итогового полного усилия к среднему усилию, вызванному базовым скоростным напором ветра, для разных элементов получились в пределах $1.9 \div 2.4$. Таким образом, для рассматриваемого сооружения динамический эффект от резонансных явлений, вычисленный для основной формы колебаний в соответствии с [9], оказался практически тождественным динамическому эффекту, вычисленному для пяти первых форм колебаний в соответствии с [7].

Такое совпадение, на наш взгляд, представляется чисто случайным. Несомненным же остаётся факт, отмеченный выше, что ветровые нагрузки, вычисляемые по ТКП EN 1991-1-4-2009 [9], по крайней мере, в $c_e = 2.35$ раз выше, чем нагрузки, вычисляемые по СНиП 2.01.07-85 [7]

Таким образом, к сооружениям, на которые не распространяется действие ТКП EN 1991-1-4-2009 [9, п. 1.1(11)], следует отнести и все геометрически нелинейные сооружения изменяемого типа. Для установления реакции таких сооружений, как и других, уникальных, на ветровые воздействия необходимы дополнительные исследования. При этом целесообразен учёт взаимодействия деформируемого сооружения с набегающим (обтекающим) ветровым потоком.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лантух-Ляшенко, А.И. ЛИРА. Программный комплекс для расчёта и проектирования конструкций: Учебное пособие / А.И. Лантух-Ляшенко. – К.-М.: ФАКТ, 2001. – 312 с.
2. Перельмутер, А.В. Расчётные модели сооружений и возможности их анализа. / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: ДМК Пресс, 2007. – 600 с.
3. Рычков, С.П. MSC.visualNASTRAN для Windows / С.П. Рычков. – М.: НТ Пресс, 2004. – 552 с.
4. Сидорович Е. М. Нелинейное деформирование, статическая и динамическая устойчивость пространственных стержневых систем / Е.М.Сидорович. – Мн.: БГПА, 1999. – 200 с.
5. Сидорович Е. М. Особенности расчёта конструкций с учётом геометрической и физической нелинейности, истории и режимов нагружения // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура: Приложение (Материалы XI Международного научно-методического межвузовского семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь»). – Часть 1. – Брест, 25-27 ноября 2004. – С. 144 – 148.
6. Шимановский, А.И. Теория и расчёт сильно нелинейных конструкций / А.В. Шимановский, В.К. Цыхановский. – К.: Изд-во «Сталь», 2005. – 432 с.
7. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия. СНиП 2.01.07-85. – Государственный комитет СССР по делам строительства. – М.: 1986. – 34 с.
8. Государственный стандарт Республики Беларусь. СТБ ЕН 1990-2007. Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций (ЕН 1990:2002, ИДТ). – Госстандарт. – Мн.: 2007. – 93 с.
9. Технический кодекс установившейся практики ТКП ЕН 1991-1-4-2009. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия (ЕН 1991-1-4:2005). – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Мн.: 2010. – 120 с.