

## ПРОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЕТЫ И АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ МАЧТ ОСВЕЩЕНИЯ

Лагун Ю. И., Згировский А. И.

***Annotation:** The article deals with the modeling of the football stadium's lighting tower, the steel structure of which is designed in the form of a cantilever with a knee where the support part is designed in the form of a cylindrical shell, and the upper part is designed in the form of a conical shell. Features of determining external influences on a given structure are considered, and special attention is paid to determining the wind load and taking into account its dynamic effects. The analysis of the stress-strain state of the tower, including stability calculation, is performed. Calculation of stability, as well as non-linear static calculation, revealed a significant local instability of the shell in the knee of the tower.*

Данная статья посвящена разработке конечно-элементной модели стальной осветительной мачты, а также анализу её напряженно-деформированного состояния.

В качестве несущих конструкций осветительной башни стадиона «Динамо» применены стальные цилиндрические и конические оболочки с общей высотой +53,7 [4].

На отметке +24,034 ствол башни цилиндрической формы  $\varnothing 2500$  мм толщиной 25 мм из стали 09Г2С изламывается на 36 градусов от вертикали и переходит в коническую оболочку с  $\varnothing 1500$  мм толщиной 20 мм из стали 09Г2С на отм.+47,78. Предусмотрены несколько монтажных стыков, реализованных при помощи двусторонних цилиндрических накладок из t25/09Г2С, которые привариваются лобовыми угловыми швами к оболочке стержня. Стыки реализованы на отметках +22,84, +37,05 и +46,29.

На отметке +47,78 ствол башни разветвляется и образует треугольную «петлю». Элементы «петли» запроектированы из конических труб: переход от  $\varnothing 1000$  мм на отметке +51,69 до  $\varnothing 500$  мм на отметке +64,66.

Внутри «петли» предусмотрены 7 технологических площадок и специальные балки (дуги) для крепления освещения.

Общая устойчивость башни обеспечена защемлением башни в фундаменте при помощи трех рядов анкерных болтов  $\varnothing 48$  из стали 09Г2С.

Специальные элементы, обеспечивающие местную устойчивость элементов оболочки, предусмотрены только в зоне разветвления ствола башни на отм. +47.780.

Общая геометрическая схема представлена ниже на рисунке 1.

Расчетная схема башни выполнена в Femap с применением конечных элементов (КЭ) трех типов: пластинчатые 3-х и 4-узловые (для моделирования плоских элементов, типа фланцев и ребер жесткости), пластинчатые 6-ти и 8-ми узловые (для моделирования криволинейных оболочек ствола башни) и стержневые 2-узловые.

Размеры КЭ приняты не более 100 мм поперек образующей, что обеспечивает достоверность результатов расчетов, при этом в регулярных зонах пла-

стинчатые элементы предусмотрены вытянутыми вдоль образующей в соотношении 1:2. Общий размер КЭ модели составляет:  $\approx 28900$  элементов,  $\approx 73700$  узлов.

Свойства КЭ назначены:

- для пластинчатых элементов согласно указаниям в комплектах КМ: толщины от 16 мм до 50 мм;
- для стержневых элементов площадок: квадратные трубы в соответствии с указаниями в чертежах;
- для стрижневых элементов стволов «петли»: круглые трубы со значениями диаметров в начале и конце элементов, принятых путем линейной интерполяции диаметров, указанных в чертежах.

Сопряжение площадок со стволами «петли», а также распорок площадок с поясами площадок приняты шарнирным, сопряжение дуг под осветительное оборудование со стволом принято жестким – в проектной документации отсутствуют конструктивные решения по данному вопросу.

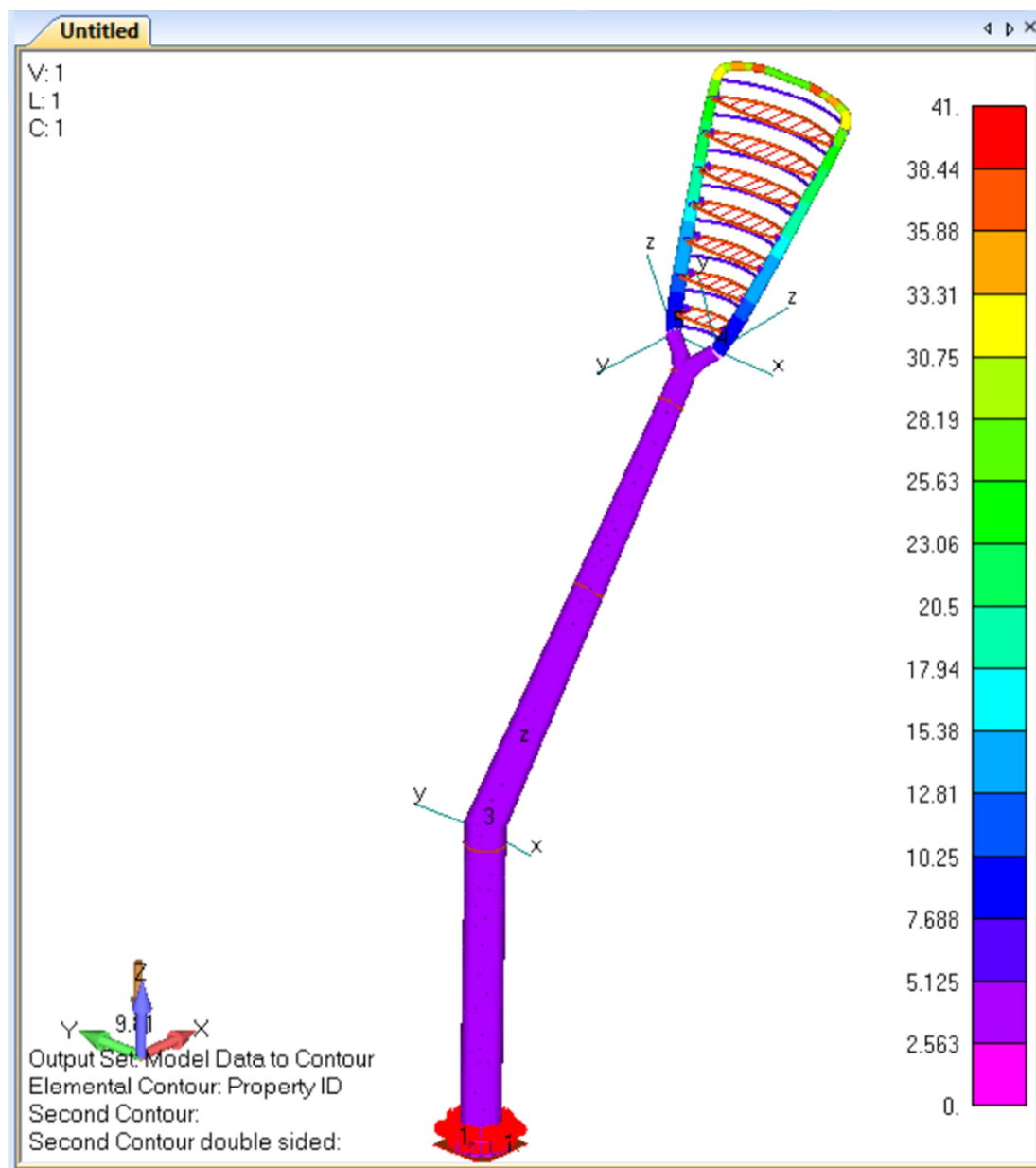


Рисунок 1 – Общий вид КЭ модели осветительной башни

Виды внешних воздействий определены по проектной документации и по СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [1].

Собственный вес осветительной башни учтен при помощи механизма ускорения свободного падения ( $g=9.81 \text{ м/с}^2$ ), свойств плотности используемых материалов (для стали  $\rho=7850 \text{ кг/м}^3$ ) и номинальных размеров сечений, принятых для элементов в проектной документации.

Нагрузка от собственного веса технологических площадок и стремянок внутри основного ствола башни не учитывалась.

Собственный вес осветительного оборудования принят равным 280 Н в каждую точку крепления.

Значение собственного веса кабелей принято 0,75 кН/м. Для верхней части башни нагрузка принята линейно распределённой со значением  $0,5 \cdot 0,75 = 0,375 \text{ кН/м}$  и приложенной по обеим сторонам «петли».

Нагрузка от кабелей на основной ствол башни принята сосредоточенной и приложенной в местах крепления держателей кабелей с шагом 2000 мм в соответствии с проектной документацией и равной 0,380 кН.

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f=1.05$  учтен в сочетаниях.

Полезная нагрузка на технологические площадки приведена к линейной и приложена к перемычкам балочных площадок: от 0,530 кН/м до 0,81 кН/м.

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f=1.30$  учтен в сочетаниях.

Значение ветровой нагрузки по оси X принято:

– для основного ствола башни, замоделированного пластинчатыми элементами, нагрузка определена как для цилиндрической оболочки по схеме 12б Приложения 5 [1] и приложена в виде нормального давления к внешней поверхности КЭ. Для наклонных элементов учтен понижающий коэффициент экспозиции  $\cos 54^\circ=0.5878$ ;

– для верха башни («петли») нагрузка замоделирована линейной распределённой с учетом  $C_x=0,7$  для цилиндрических элементов, нагрузка на площадки не учитывалась в силу ее незначительности.

Значение ветровой нагрузки по оси Y принято:

– для основного ствола башни, замоделированного пластинчатыми элементами, нагрузка определена как для цилиндрической оболочки по схеме 12б Приложения 5 [1] и приложена в виде нормального давления к внешней поверхности КЭ;

– для верха башни («петли») нагрузка замоделирована линейной распределённой с учетом  $C_x=0,7$  для цилиндрических элементов, нагрузка на площадки не учитывалась в силу ее незначительности.

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f=1.4$  учтен в самом нагружении.

Для определения ветровой нагрузки от пульсаций с учетом собственных частот колебания первоначально было определено количество форм собственных колебаний в регламентируемом диапазоне 0...2,9 Гц. Расчет выявил 4 формы колебаний, две из которых приведены на рисунке 2. Как показал анализ, башне свойственны спаренные формы собственных колебаний в перпендикулярных направлениях.

Значение температурных нагрузок принято с учетом рекомендаций СНиП II-23: перепад  $+40^\circ$  и перепад  $-40^\circ$ .

Перепад температуры был приложен ко всем КЭ расчетной модели.

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f=1.1$  учтен в самом нагружении

В расчетной модели для базы введен механизм расчета контакта между опорной плитой и нижележащим фундаментом, а также использовались стержневые элементы для моделирования анкеров. Для анализа вся башня была зафиксирована от смещения только в местах односторонних связей (в местах установки анкеров).

Статические расчеты выполнены на программном комплексе «Femap» и использованием решателя Nx/Nastran с использованием стержневых двух узловых и пластинчатых 3, 4, 6 и 8 узловых конечных элементов.

Осветительная башня рассчитана на следующие нагружения:

Таблица 1 – Нагружения осветительной башни

№ нагружения	Наименование
1	Собственный вес МК
2	Нагрузка от осветительного оборудования
3	Нагрузка от кабелей
4	Полезная нагрузка на технологические площадки
5	Нагрузка от гололеда
6	Ветер вдоль оси X
7	Ветер вдоль оси Y
8	Температурная нагрузка + 40
9	Температурная нагрузка - 40
10	Пульсация ветра поперек потока вдоль оси X 1
11	Пульсация ветра поперек потока вдоль оси X 2
12	Пульсация ветра поперек потока вдоль оси Y 1
13	Пульсация ветра поперек потока вдоль оси Y 2
14	Пульсация ветра вдоль потока вдоль оси X
15	Пульсация ветра вдоль потока вдоль оси Y

Статический расчет выполнен с использованием следующих предположений:

- линейный статический расчет;
- линейный изотропный материал;
- отсутствует учет геометрических несовершенств исследуемых конструкций;
- геометрически нелинейное взаимодействие в зоне контакта с фундаментом и анкерами.

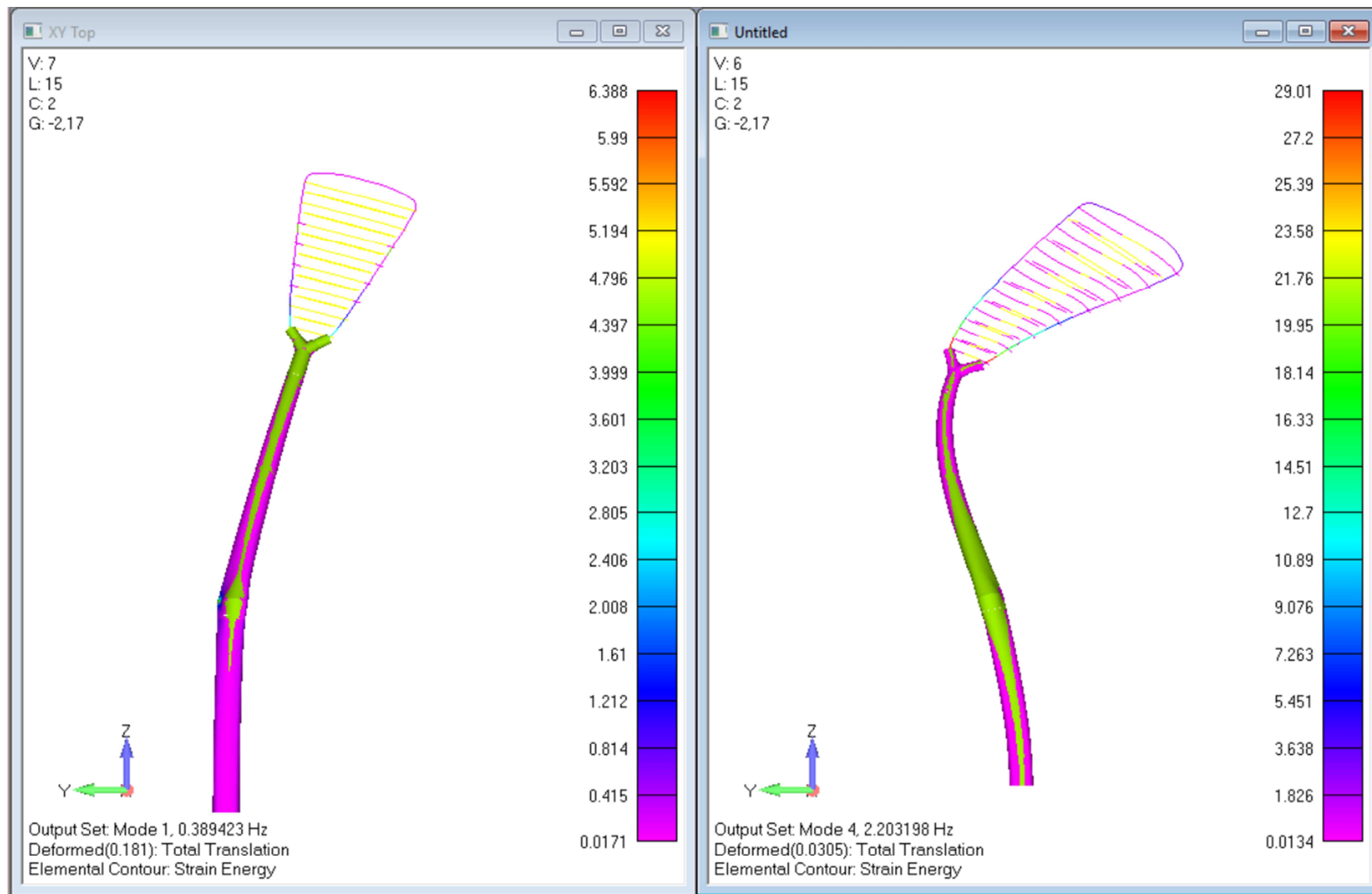
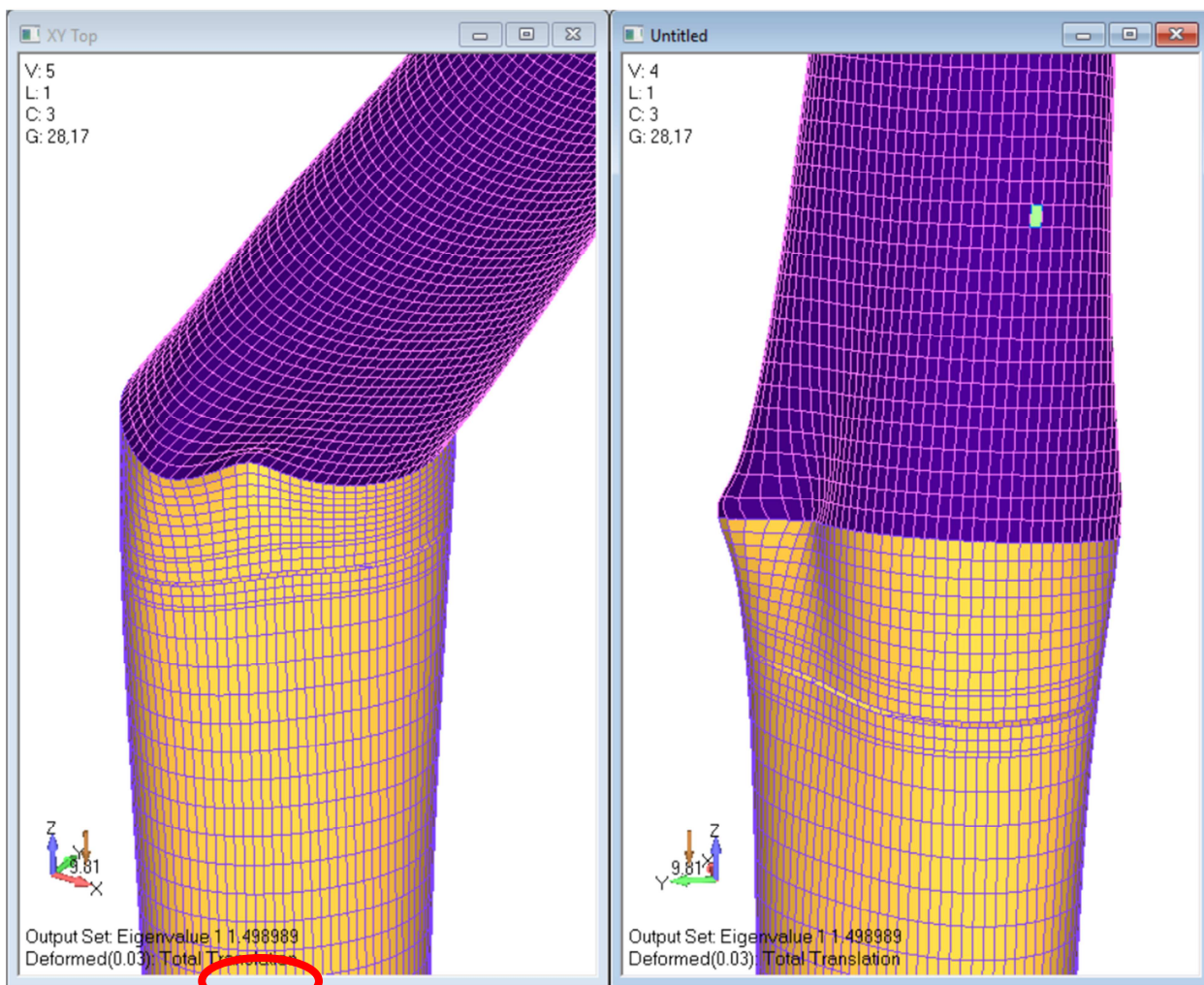


Рисунок 2 – Собственные формы колебаний вдоль оси Y

Проведенный расчет на устойчивость в геометрически нелинейной постановке показал локальную неустойчивость системы даже при действии 1% собственного веса (см. рисунок 3), что, как и превышение предела текучести нормальными напряжениями в оболочке, свидетельствует о необходимости выполнять все виды расчетов в нелинейной постановке, т. е. учитывать физическую и геометрическую нелинейность системы.

На основании полученных результатов и их анализа можно сделать вывод о том, что устойчивость башни лимитирована местной устойчивостью «излома» оси ствола башни.



**Рисунок 1 – Деформированное состояние и наиболее вероятная форма потери устойчивости осветительной башни при линейном расчете на устойчивость**

Анализ перемещений осветительной башни показал, что система достаточно деформативна: суммарный относительный прогиб на консоли от постоянных воздействий равен  $1,492/53,76=1/36$ .

Анализ НДС анкеров показал, максимальные усилия не превышают 146 кН, что значительно меньше прочности 298 кН.

Максимальные приведенные напряжения базы осветительной башни наблюдаются в верхнем фланце в местах примыкания ребер жесткости: 248 МПа, а также в стволе осветительной башни в месте примыкания к верхнему фланцу:  $\approx 230$  МПа. Прочность элементов базы обеспечена для принятой стали и толщины проката.

Максимальные приведенные напряжения наблюдаются в локальной зоне в месте стыковки секций на отм.+22,840 и достигают 403 МПа, что значительно превышает прочность материала стали ( $R_y=300$  МПа), и свидетельствует о развитии пластических деформаций при учете нелинейных свойств стали.

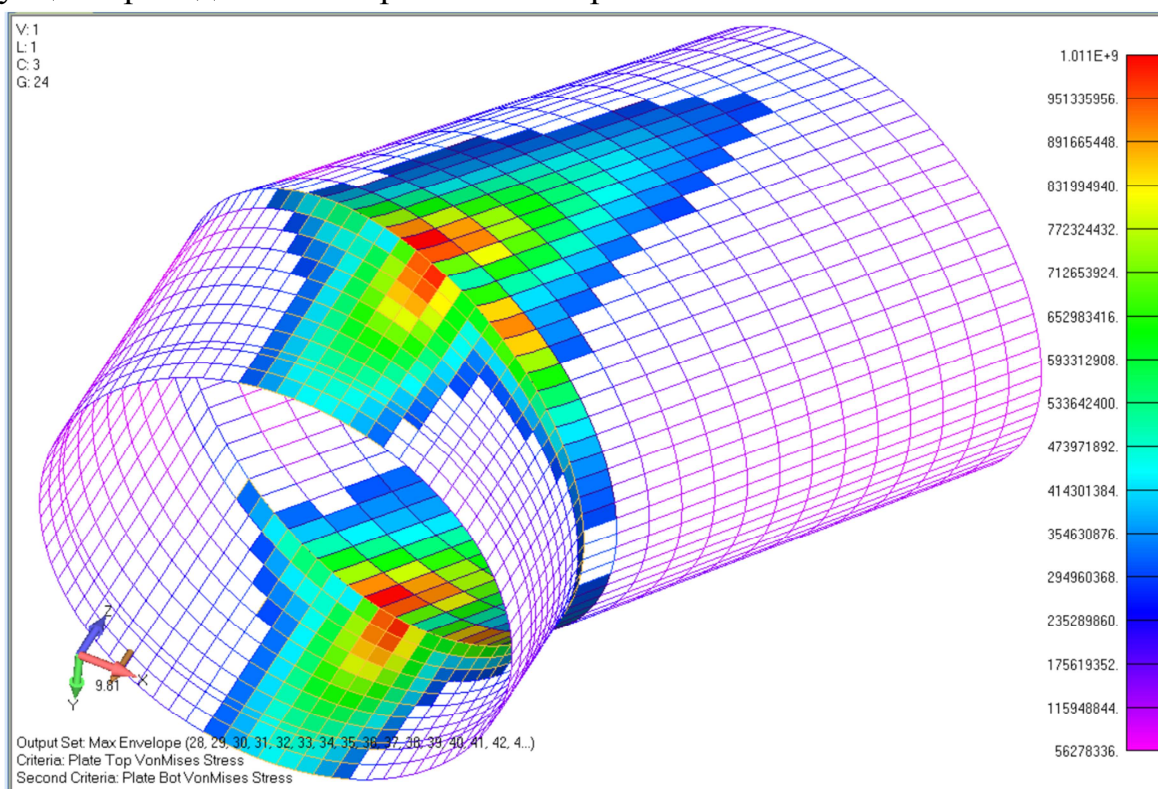
Анализ НДС средней части ствола осветительной башни в месте перелома показал, что максимальные приведенные напряжения имеют место в зоне краевого эффекта стыка секций на отм.+24,034 и достигают 1011 МПа, что значительно превышает расчетное сопротивление стали ( $R_y=300$  МПа), и свидетельствует о развитии пластических деформаций (см. Рисунок 4).

Напряжения в остальной части ствола башни составляют 267 МПа, которые плавно уменьшаются кверху башни.

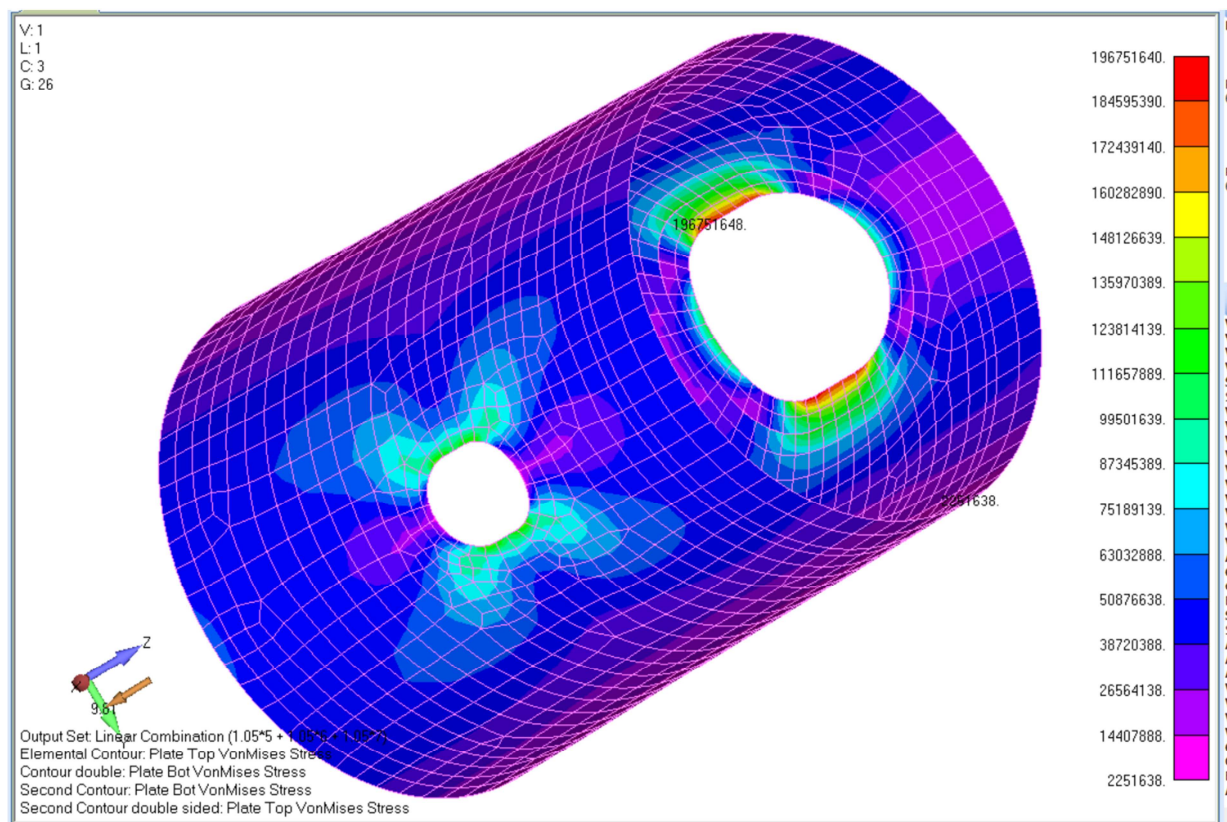
Максимальные приведенные напряжения в верхней части ствола башни (за исключением зоны с отверстиями) от перелома до «петли» наблюдаются в нижней ее части и достигают 97 МПа, что значительно меньше расчетного сопротивления стали ( $R_y=300$  МПа).

Напряжения в верхней части в зоне отверстий могут колебаться в пределах  $197 \pm 26,3$  МПа при динамическом воздействии ветра на конструкции, тем не менее, максимальные пиковые напряжения с учетом всех видов воздействий могут достигать 249 МПа (см. Рисунок 5). Следует отметить, данные напряжения посчитаны с учетом отсутствия локального усиления верхнего отверстия накладкой. Максимальные приведенные напряжения в опорной части зоны разветвления ствола башни не превышают 204 МПа и носят ярко выраженный локальный характер.

Максимальные приведенные напряжения в самом разветвлении ствола башни не превышают 206 МПа и также носят локальный характер, при этом следует отметить незначительный размер указанных зон. На большей части конструкции приведенные напряжения не превышают 100 МПа.



**Рисунок 2 – Максимальные приведенные напряжения по Мизесу в месте перелома средней части ствола, Па**



**Рисунок 5 – Средние приведенные напряжения по Мизесу в верхней части ствола в зоне отверстий, Па**

Максимальные приведенные напряжения в опорной части зоны разветвления ствола башни не превышают 204 МПа и носят ярко выраженный локальный характер. На большей части конструкции приведенные напряжения не превышают 100 МПа.

Максимальные приведенные напряжения в самом разветвлении ствола башни не превышают 206 МПа и также носят локальный характер, при этом следует отметить незначительный размер указанных зон. На большей части конструкции приведенные напряжения не превышают 100 МПа.

Что касается НДС цилиндрических ветвей, то максимальные приведенные напряжения достигают 205 МПа в зоне перехода от цилиндрической оболочки к стержневым элементам «петли» осветительной башни. Зона также имеет незначительную протяженность и на остальных участках напряжения не превышают 100 МПа.

**Заключение.** Жесткость ствола осветительной башни не отвечает требованиям [2]: относительный прогиб составляет 1/36. Прочность ствола башни не обеспечена в локальной зоне «излома» ствола осветительной башни. Местная устойчивость не обеспечена в локальной зоне «излома» ствола башни. Для обеспечения прочности и надежности запроектированных конструкций осветительной башни перепроектировать конструктивное решение узла сопряжения вертикальной и наклонной частей «излома» ствола осветительной башни с целью повышения прочности и местной устойчивости зоны излома. Выполнить отверстие в стволе размерами 300x400 мм с закругленными углами R150 мм (реализовано в расчетной модели) для исключения концентрации напряжений в угловых зонах. Повысить жесткость ствола башни путем устройства вутов в зоне излома.



### Список цитированных источников

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – Москва : ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
2. Прогны и перемещения: дополнения. Раздел 10 / Госстрой СССР. – Москва : ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
3. Стальные конструкции: СНиП II-23-81\* / Госстрой СССР. – Москва : ЦИТП Госстроя СССР, 1991.
4. Реконструкция комплекса объектов стадиона «Динамо» в г. Минске: комплекты чертежей 13.056.02.10,11,12,13-КМ.

УДК 694.1

## ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ УГЛЕРОДВОЛОКОННОЙ ОБОЙМОЙ

Ладных И.

**Annotation:** *The article is devoted to a new method of wooden compressed-bent elements' strengthening using a "carbon fiber clip". The report also considers possible numerical model in Ansys Workbench to calculate this wooden elements with a "carbon fiber clip". The author of the article suggests to compare the results of a numerical and analytical solutions and full-scale test.*

**Аннотация:** *В данной статье рассматривается новый метод усиления деревянных сжато-изгибаемых элементов при помощи «углеродволоконной обоймы». Также предлагается вариант численного моделирования в Ansys Workbench для определения напряженно-деформированного состояния деревянного сжато-изогнутого элемента. Представлены сравнительные результаты численного, аналитического решения, а также результаты натурного эксперимента.*

**Введение.** Основная тенденция последнего десятилетия в области строительства – это не только проектирование новых конструкций, но и усиление уже существующих. Например, для усиления деревянных конструкций существуют различные схемы и методы усиления. Однако для усиления уникальных конструкций и конструкций, подверженных воздействию химически агрессивных сред, этого недостаточно. Автором статьи предлагается рассмотреть новый тип усиления деревянных сжато-изгибаемых элементов при помощи наноматериалов – углерод-волоконной ленты на эпоксидной матрице, представленный на рисунке 1.

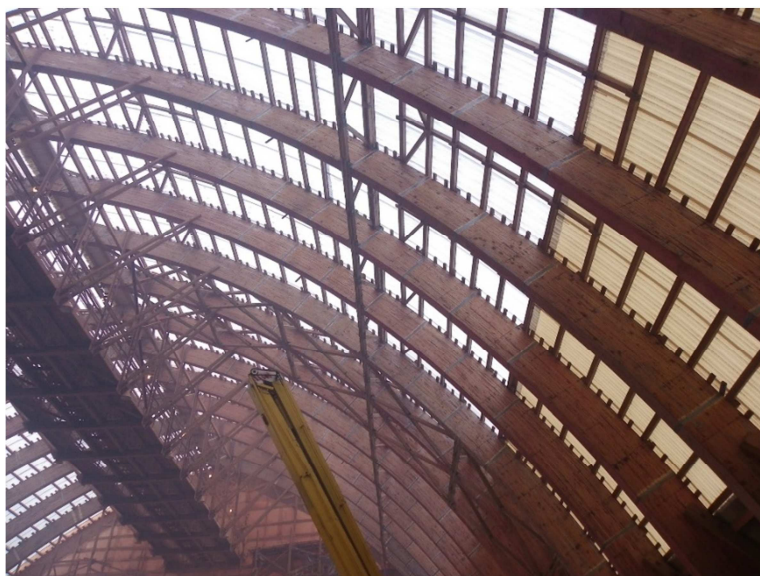


Рисунок 1 – Усиление сжато-изгибаемых деревянных элементов при помощи «УВ-обоймы»