

# Применение оболочечных и объемных элементов при расчетах строительных стальных конструкций в программах SCAD и Nastran с учетом геометрической и физической нелинейности

Технический директор А.В. Теплых\*,  
ООО «КБТ»

**Ключевые слова:** расчетная модель; стержневой конечный элемент; оболочечный конечный элемент; устойчивость стенки; гибкая стенка; упруго-пластический материал; билинейный материал; нелинейный деформационный анализ; фланец; остаточные деформации; объемный конечный элемент; контактная задача; высокопрочный болт; предварительное натяжение; коэффициент внешней нагрузки; несущая способность.

## 1. Область возможного применения расчетных моделей с использованием оболочечных и объемных конечных элементов при проектировании стальных конструкций

Расчетные модели с использованием оболочечных конечных элементов имеют ряд преимуществ по сравнению со стержневыми моделями, а в некоторых случаях их применение может дать существенный эффект с точки зрения как оптимизации конструкций, так и скорости, наглядности и простоте получения результатов расчета с использованием современных программных комплексов. К преимуществам оболочечных расчетных моделей можно отнести следующие:

- подробный и наглядный анализ напряженно-деформированного состояния;
- точный расчет на устойчивость в пределах упругих деформаций, что особенно важно при расчетах рам на основе сварных двутавров переменного сечения;
- существенно большие возможности выполнения различных видов нелинейного анализа и, как следствие, выявление и более полное использование имеющихся резервов по несущей способности по сравнению со стержневыми моделями;
- в отдельных случаях (например, при построении расчетной модели рамы на основе двутавров переменного сечения) оболочечную модель оказывается построить быстрее, чем ее стержневую аппроксимацию стержневыми элементами постоянного сечения;
- возможность учета начальных несовершенств (например, кривизна стенки) или, при использовании объемных элементов, грибовидности фланцев в соединениях с высокопрочными преднапряженными болтами;
- оболочечные модели с применением нелинейного деформационного расчета можно применять при построении таблиц коэффициентов  $\varphi$ ,  $\varphi_e$ ,  $\varphi_b$  для профилей, отличных от нормированных в СНиП;
- следует отметить также, что иногда методики СНиП вообще не позволяют выполнить анализ несущей способности. В этих случаях альтернативы моделям с применением оболочечных, а иногда и объемных элементов, просто не существует.

Для эффективного использования оболочечных элементов при расчетах стальных конструкций следует разработать и верифицировать методики построения расчетных моделей и анализа результатов, а для внедрения в проектную практику необходимы удобные и действенные средства построения расчетных моделей. Значительная часть статьи посвящена вопросам верификации результатов расчета на тестовых моделях. Для расчетов использовались программы SCAD [1] версии 11.3 и MSC.Visual Nastran for Windows версии 2004 (далее Nastran) [2]. В качестве тестовых расчетных моделей применялись такие, расчет которых можно выполнить с применением методик СНиП II-23-81\* или другой научной и технической литературы.

## 2. Расчет устойчивости стенок элементов двутаврового сечения в предположении упругой работы материала

С целью адекватного сопоставления с результатами расчета по СНиП II-23-81\* [3] были использованы следующие положения пособия к указанному СНиП [4]:

- согласно п. 7.6 стенки балок, в которых действуют все компоненты напряженного состояния ( $\sigma$ ,  $\tau$  и  $\sigma_{loc}$ ), рассчитываются в предположении упругой работы материала (указанное положение позволяет использовать расчет устойчивости в линейно-упругой постановке, реализованный в программе SCAD и других комплексах);

- согласно п. 7.8 устойчивость стенок балок проверяется с учетом их частичного защемления в поясах, степень которого при упругой работе балки зависит от соотношения жесткостей пояса и стенки; эффект защемления стенки поперечными ребрами жесткости не учитывается, в местах их постановки принимается шарнирное опирание кромок (последнее положение в расчете по СНиП создает некоторый запас устойчивости, но при построении тестовых моделей не учитывалось, то есть сопряжение ребер жесткости со стенкой принято жестким);
- согласно п. 7.8 формула (75) СНиП II-23-81\*  $\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_w^2}$  дает минимальное значение критических напряжений при чистом изгибе, которые соответствуют отношению длины отсека к его высоте  $a/h_{ef}=0,667$ ; если отношение  $a/h_{ef}$  не кратно 0,667, то критические напряжения будут выше (для адекватного сравнения соотношение длины отсека к его высоте принято равным 0,667).

### 2.1. Тестовые расчеты устойчивости стенок двутавровых балок при чистом изгибе

В качестве тестовой модели принята шарнирно опертая однопролетная балка пролетом 21,6 м, сечением согласно рис. 2.1.1, нагруженная двумя сосредоточенными силами согласно рис. 2.1.2. Толщина стенки менялась от 12 до 18 мм, что соответствует приведенным гибкостям стенки  $\bar{\lambda}_w$  6,14 и 3,41. Для исключения потери устойчивости по изгибно-крутильной форме верхний пояс закреплен из плоскости по ребрам жесткости.

В зоне центральных отсеков стенка потеряла устойчивость по 5-й форме с коэффициентом критической нагрузки 0,594. Первая и пятая формы потери устойчивости представлены на рис. 2.1.3.

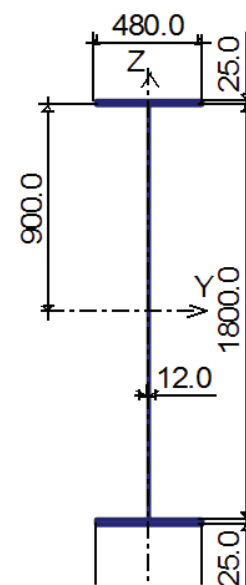


Рисунок 2.1.1. Сечение балки

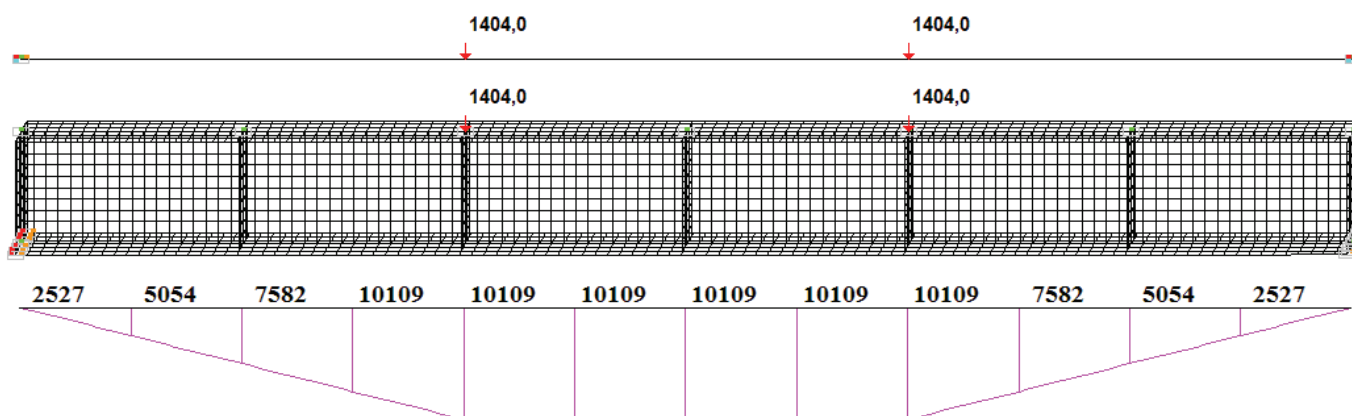


Рисунок 2.1.2. Расчетные модели в программе SCAD (сверху – стержневая, снизу – оболочечная), эпюра M кНм

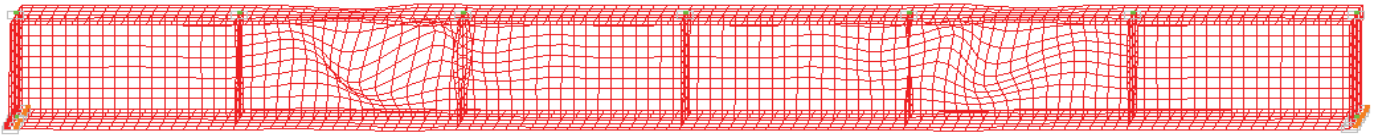
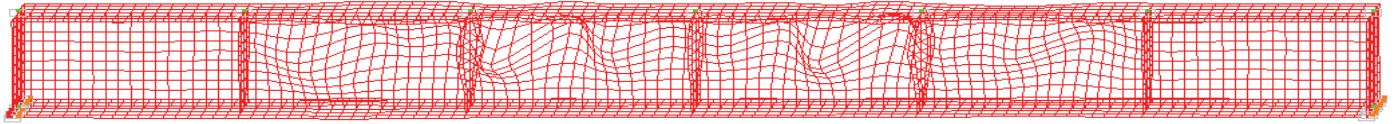
Форма 1,  $\lambda=0,515$ Форма 5,  $\lambda=0,594$ 

Рисунок 2.1.3. Формы потери устойчивости и коэффициенты критической нагрузки (толщина стенки – 10 мм), полученные в программе SCAD ( $\lambda$  – коэффициент критической нагрузки)

Результаты сравнительного расчета представлены в таблице 2.1.1.

Таблица 2.1.1. Результаты сравнительного анализа расчета устойчивости стенки при чистом изгибе в SCAD со СНиП II-23-81\*

$h_{ef}$ мм	$t_w$ мм	a мм	$R_y$ кН/см <sup>2</sup>	$\bar{\lambda}_w$	$\bar{\lambda}_{ef}$	M кНм	$\sigma$ кН/см <sup>2</sup>	$\sigma_{cr}/\sigma$ при $\beta=беск$	$\sigma_{cr}/\sigma$ при $\beta=0,8$	Кoeff. запаса уст. Scad	Разница со СНиП %
1800	10	3600	24	6,14	6,14	10108,8	36,62	0,62	<b>0,593</b>	<b>0,594</b>	<b>0,15</b>
1800	12	3600	24	5,12	5,12	10108,8	35,24	0,92	<b>0,862</b>	<b>0,880</b>	<b>2,07</b>
1800	14	3600	24	4,39	4,39	10108,8	33,96	1,3	<b>1,170</b>	<b>1,199</b>	<b>2,44</b>
1800	16	3600	24	3,84	3,84	10108,8	32,77	1,76	<b>1,494</b>	<b>1,440</b>	<b>-3,75</b>
1800	18	3600	24	3,41	3,41	10108,8	31,66	2,31	<b>1,952</b>	<b>1,770</b>	<b>-10,27</b>

Для наиболее часто используемого диапазона условных гибкостей стенок – от 4 до 6 – результаты расчета устойчивости стенки при чистом изгибе в SCAD совпадают со СНиП с точностью до 4%, что очень хорошо укладывается в общепринятую точность инженерных расчетов.

## 2.2. Тестовые расчеты устойчивости стенок двутавровых балок при действии преимущественно поперечной силы

Тестовая модель принята аналогично п. 2.1, но нагрузка задана в виде равномерно распределенной по оси симметрии балки, приложенной к верхнему поясу, интенсивностью 130 кН/м. Расчетные модели, а также эпюры M и Q, представлены на рис. 2.2.1.

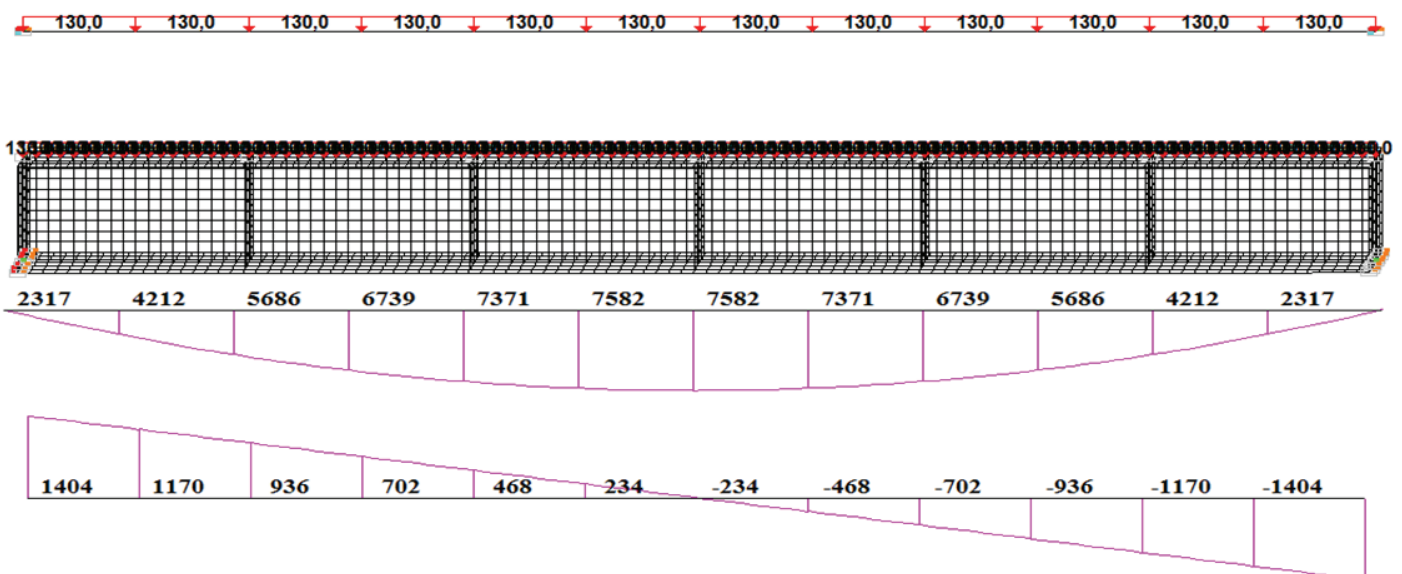


Рисунок 2.2.1. Расчетные модели в программе SCAD (сверху – стержневая, снизу – оболочечная), эпюра M кНм и Q кН

В крайнем отсеке с преобладающим внутренним усилием в виде поперечной силы стенка потеряла устойчивость по первой форме (рис. 2.2.2) с коэффициентом критической нагрузки  $\lambda=0,681$ .

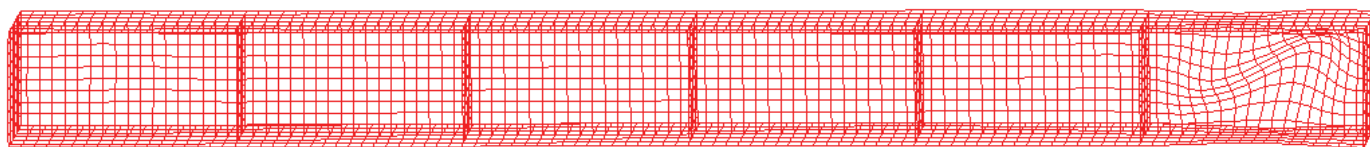


Рисунок 2.2.2. Форма потери устойчивости стенки балки в опорном отсеке

Результаты сравнительного расчета представлены в таблице 2.2.1.

Таблица 2.2.1. Результаты сравнительного анализа расчета устойчивости стенки при преобладающем действии касательных напряжений в SCAD со СНиП II-23-81\*

$h_{ef}$ мм	$t_w$ мм	$\lambda_w$	$\sigma_{cr}$ при $\beta=беск$	$\sigma_{cr}$ при $\beta=0,8$	$\tau_{cr}$ кН/см <sup>2</sup>	M кНм	Q кН	$\sigma$ кН/см <sup>2</sup>	$\tau$ кН/см <sup>2</sup>	КЗУ СНиП $\beta=беск$	КЗУ СНиП $\beta=0,8$	КЗУ Scad	Разница со СНиП %
1800	10	6,14	22,57	21,72	4,52	1158,3	1287	4,2	7,15	0,628	<b>0,627</b>	<b>0,681</b>	7,86
1800	12	5,12	32,5	30,37	6,51	1158,3	1287	4,04	5,96	1,082	<b>1,081</b>	<b>1,110</b>	2,48
1800	14	4,39	44,24	39,73	8,86	1158,3	1287	3,89	5,11	1,715	<b>1,710</b>	<b>1,630</b>	-5,2
1800	16	3,84	57,78	48,96	11,57	1158,3	1287	3,76	4,47	2,553	<b>2,540</b>	<b>2,210</b>	-15,54
1800	18	3,41	73,13	61,8	14,64	1158,3	1287	3,63	3,97	3,627	<b>3,603</b>	<b>2,870</b>	-26,36

\* В таблице 2.2.1 и далее аббревиатура КЗУ означает коэффициент запаса устойчивости. В качестве КЗУ в СНиП принята величина  $1/\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2}$

В наиболее часто используемом диапазоне условных гибкостей стенок – от 4 до 6 – результаты расчета устойчивости стенки в SCAD при преобладающем действии касательных напряжений совпадают со СНиП с точностью до 8%, что является вполне удовлетворительным показателем.

### 2.3. Тестовые расчеты устойчивости стенок двутавровых балок при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

В качестве тестовой модели принята шарнирно опертая двухпролетная балка с размером пролета 21,6 м, остальные параметры модели – как для п. 2.2. Расчетные модели, а также эпюры M и Q представлены на рис. 2.3.1.

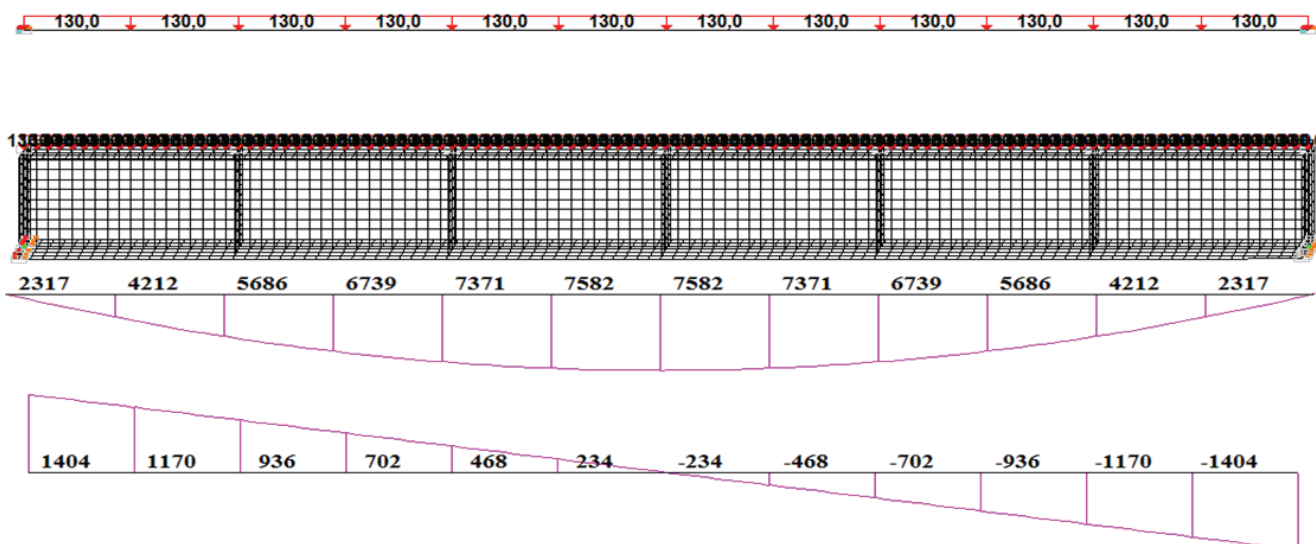
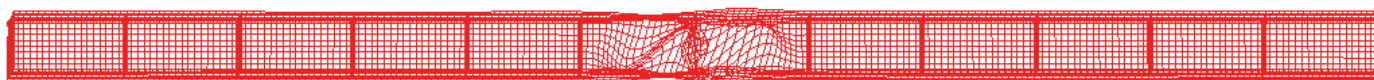


Рисунок 2.3.1. Расчетные модели в программе SCAD (сверху – стержневая, снизу – оболочечная), эпюры M кНм и Q кН

В отсеке у средней опоры в зоне совместного действия максимального  $M$  и  $Q$  стенка потеряла устойчивость по первой форме (рис. 2.3.2) с коэффициентом критической нагрузки  $\lambda=0,464$ .



**Рисунок 2.3.2. Форма потери устойчивости стенки балки в опорном отсеке у средней опоры**

Результаты сравнительного расчета представлены в таблице 2.3.1.

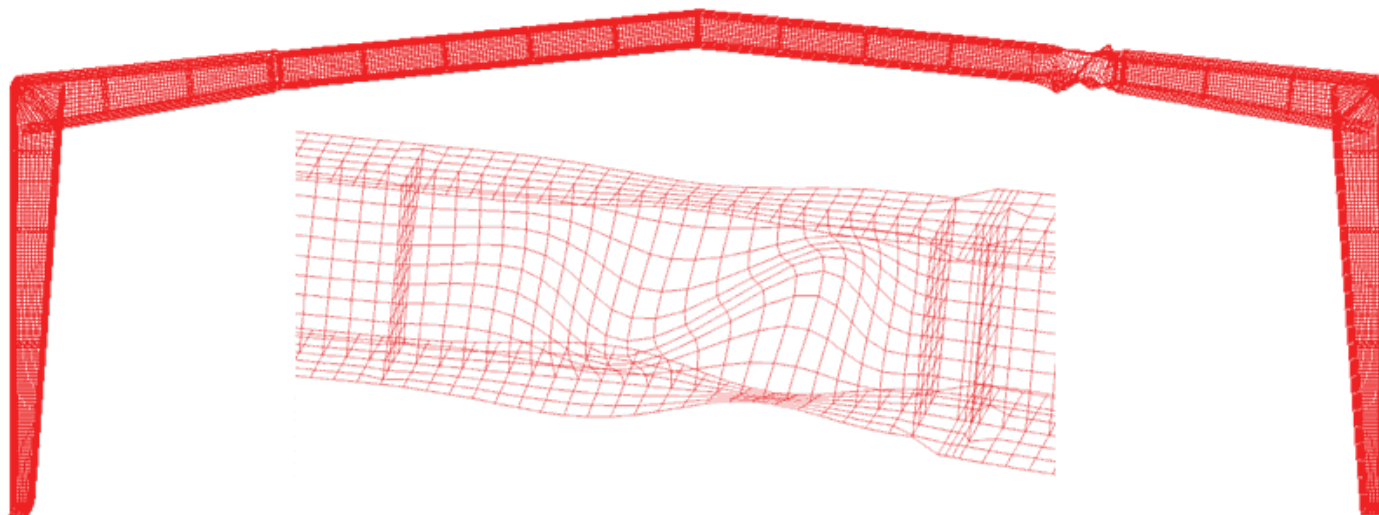
**Таблица 2.3.1. Результаты сравнительного анализа расчета устойчивости стенки при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента в SCAD со СНиП II-23-81\***

$h_{ef}$ мм	$t_w$ мм	$R_y$ кН/см <sup>2</sup>	$\lambda_w$	$\sigma_{cr}$ при $\beta=беск$	$\sigma_{cr}$ при $\beta=0,8$	$T_{cr}$	$M$ кНм	$Q$ кН	$\sigma$ кН/см <sup>2</sup>	$\tau$ кН/см <sup>2</sup>	КЗУ СНиП $\beta=беск$	КЗУ СНиП $\beta=0,8$	КЗУ SCAD	Разница со СНиП %
1800	10	24	6,14	22,57	21,72	4,52	6107,4	1638	22,12	9,1	0,447	<b>0,443</b>	<b>0,464</b>	<b>4,48</b>
1800	12	24	5,12	32,5	30,37	6,51	6107,4	1638	21,29	7,58	0,748	<b>0,735</b>	<b>0,736</b>	<b>0,08</b>
1800	14	24	4,39	44,24	39,73	8,86	6107,4	1638	20,52	6,5	1,152	<b>1,115</b>	<b>1,067</b>	<b>-4,45</b>
1800	16	24	3,84	57,78	48,96	11,57	6107,4	1638	19,8	5,69	1,669	<b>1,571</b>	<b>1,452</b>	<b>-8,2</b>
1800	18	24	3,41	73,13	61,8	14,64	6107,4	1638	19,13	5,06	2,309	<b>2,157</b>	<b>1,885</b>	<b>-14,41</b>

В наиболее часто используемом диапазоне условных гибкостей стенок от 4 до 6 результаты расчета устойчивости стенки в SCAD при совместном действии  $M$  и  $Q$  совпадают со СНиП с точностью до 5%, что укладывается в общепринятую точность инженерных расчетов.

#### 2.4. Пример расчета устойчивости стенки рамы из сварных двутавров переменной высоты

На рис. 2.4.1. представлена потеря устойчивости стенки рамы пролетом 36 м по первой форме. Коэффициент запаса устойчивости, полученный в программе SCAD, составил 1,76. Выполненный расчет устойчивости стенки в данном случае позволил отказаться от громоздких вычислений по СНиП, кроме того, точный расчет стенки элемента переменного сечения с учетом компонент  $N$ ,  $M$ ,  $Q$  по СНиП вообще не представляется возможным. Следует также отметить, что расчет в программе Nastran дал аналогичные результаты, с разницей коэффициента критической нагрузки в третьем знаке после запятой.



**Рисунок 2.4.1. Потеря устойчивости стенки рамы пролетом 36 м из сварных двутавров переменного сечения по первой форме в программе SCAD. Коэффициент запаса устойчивости – 1,76**

### 3. Расчет несущей способности балок и рам на основе сварных двутавров переменного сечения в закритической области работы стенки

#### 3.1. Тестовые расчеты балки с гибкой стенкой

В качестве тестовой расчетной модели была рассмотрена однопролетная шарнирно-опертая по краям балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой, с сечением в виде симметричного двутавра и следующими исходными данными:

- пролет балки – 30 м;
- интенсивность нагрузки – 18,19 кН/м;
- высота сечения  $h=1514$  мм;
- высота стенки  $h_w=1460$  мм;
- толщина стенки  $t_w=6$  мм;
- толщина верхнего и нижнего поясов  $h_f=18$  мм;
- ширина верхнего и нижнего поясов  $b_f=310$  мм;
- марка стали – С245;
- шаг закрепления верхнего пояса из плоскости – от 3948 мм (в центре) до 4,28 м (ближе к краям);
- шаг односторонних поперечных ребер жесткости – от 1974 мм (два отсека в центре) до 2,14 м (остальные).

Значение момента в середине пролета  $M=2046$  кНм.

Предельное значение момента по формуле 159 СНиП II-23-81\*  $M_u=2231$  кНм.

Результаты расчета прогибов по СНиП совместно с результатами расчета в программе Nastran приведены на рис. 3.1.2.

Расчет в Nastran выполнен с использованием оболочечной модели, представленной на рис. 3.1.1. Закрепления по вертикали заданы по краям. По оси X – только с одной стороны. Закрепления по оси Y заданы в нижней части с двух сторон. Закрепление верхнего пояса из плоскости изгиба рассмотрено в двух вариантах:

- закрепление по каждому поперечному ребру жесткости (указанная модель в большей степени соответствует расчету по формуле 158 СНиП [3], поскольку не происходит потеря устойчивости по изгибно-крутильной форме);
- закрепления через поперечное ребро жесткости.

Закрепления по Y верхнего пояса в каждом ребре

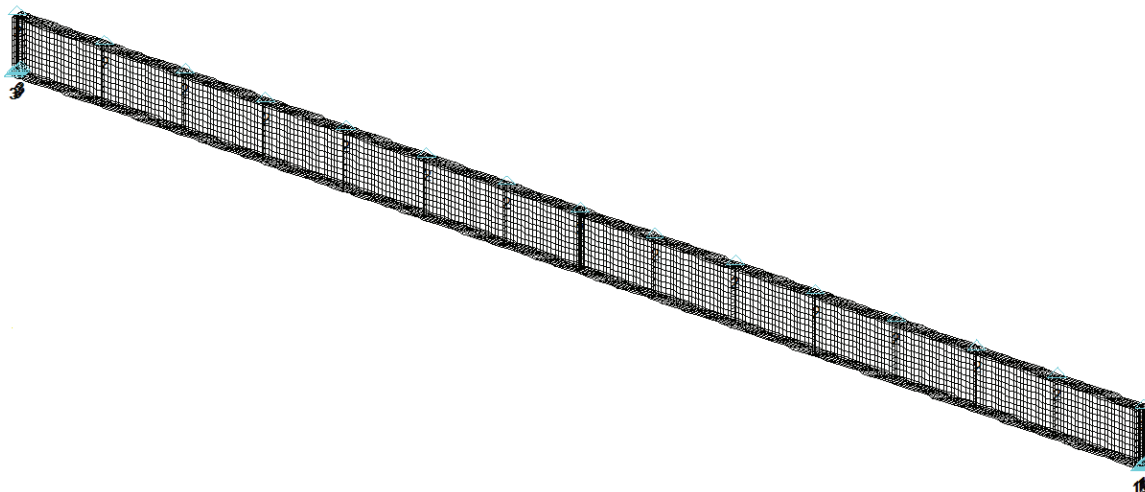


Рисунок 3.1.1. Общий вид расчетной модели балки с гибкой стенкой в программе Nastran

В качестве нелинейного материала использована модель упруго-пластического материала общего вида (Plastic).

Для задания функциональной зависимости между напряжениями и деформациями использовались унифицированные диаграммы работы стали в виде безразмерных напряжений и деформаций, приведенные в справочнике [5].

Вертикальные нагрузки приложены в узлах к верхнему поясу с коэффициентом 1,3 относительно расчетных, то есть  $1,3 \cdot 18,19 = 23,65$  кН/м. Коэффициент 1,3 введен с целью нахождения предела несущей способности за пределами расчетной нагрузки, поскольку итерационный процесс реализуется пошагово, с увеличением множителя нагрузки от 0,05 до 1. Для моделирования начальной кривизны стенки, что необходимо для корректного выполнения нелинейного расчета, перпендикулярно к стенке приложена равномерно распределенная нагрузка. При выполнении расчетов был использован нелинейный статический анализ (*Nonlinear Static*), позволяющий в данном случае учесть нелинейное поведение материала и влияние деформаций на изменение геометрии конструкции.

Расчеты показали, что потеря устойчивости стенки происходит при загрузке балки 64% от расчетной нагрузки 18,19 кН/м; дальнейшие расчеты выполняются с выключением части стенки из силовой работы.

Для выявления момента потери несущей способности был использован метод нелинейного деформационного анализа, при котором в качестве критерия потери несущей способности, принимается начало резкого роста деформаций.

Значения нагрузок по шагам итерационного процесса и соответствующие этим нагрузкам прогибы, рассчитанные в программе Nastran, а также по стержневой модели, без учета сдвиговых деформаций, но с учетом коэффициента  $\alpha=0,93$ , рассчитанного согласно п. 18.8\* СНиП II-23-81\*, приведены на рис. 3.1.2 в виде графика.

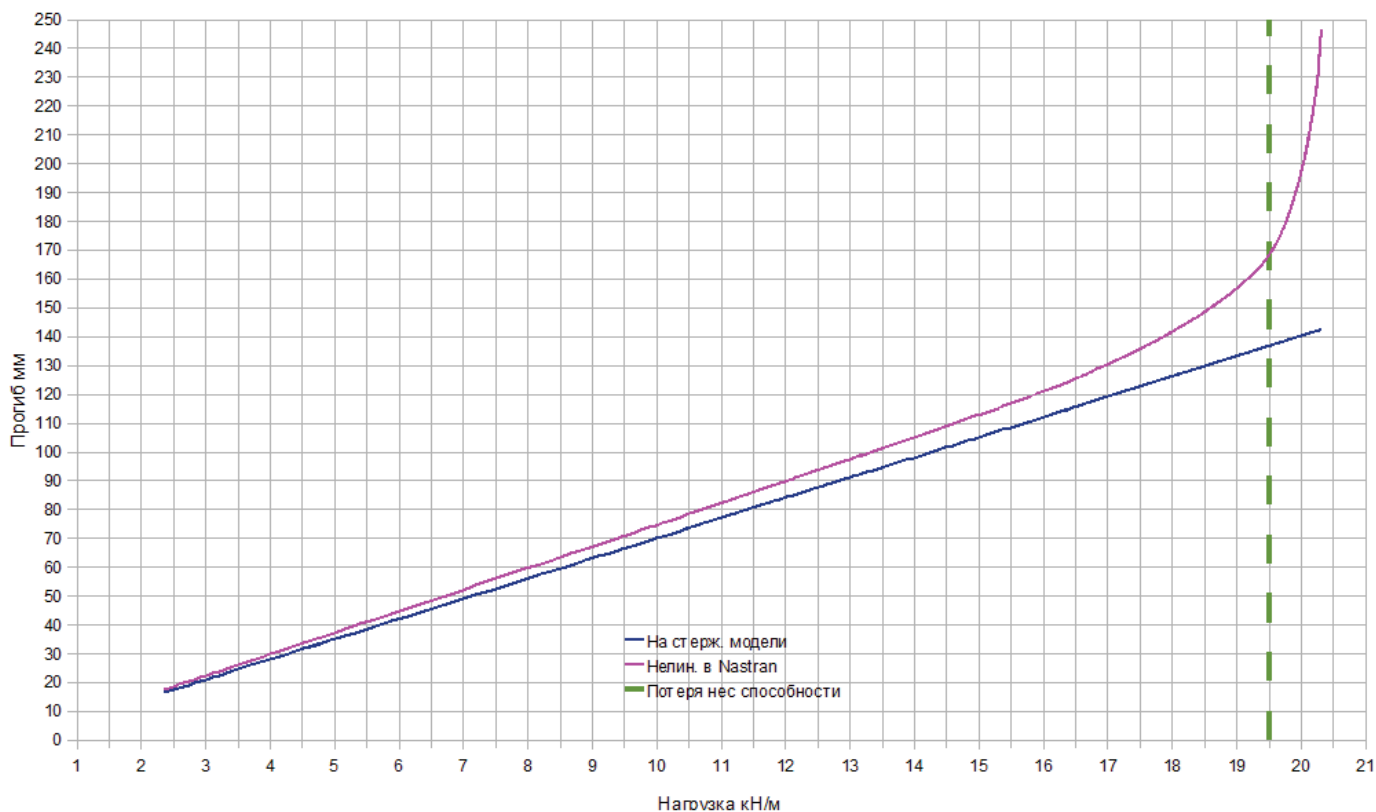
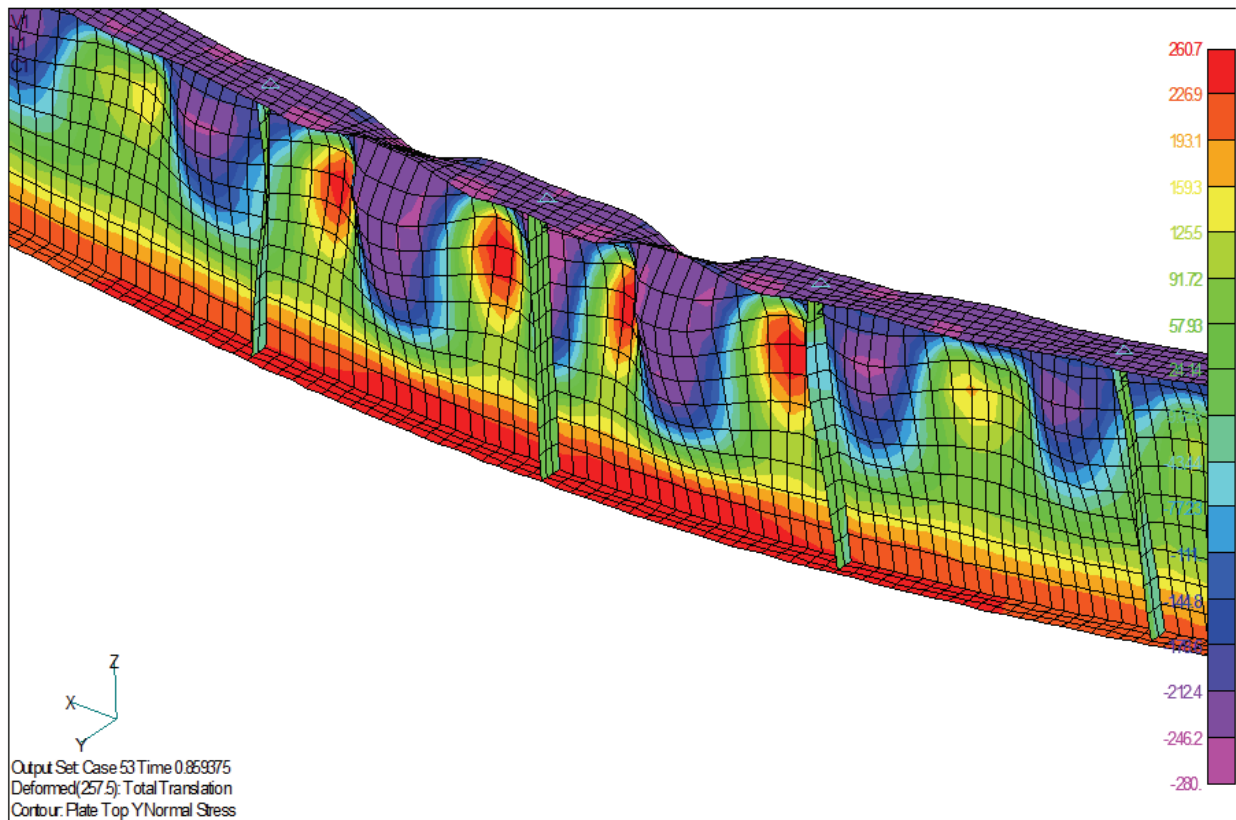


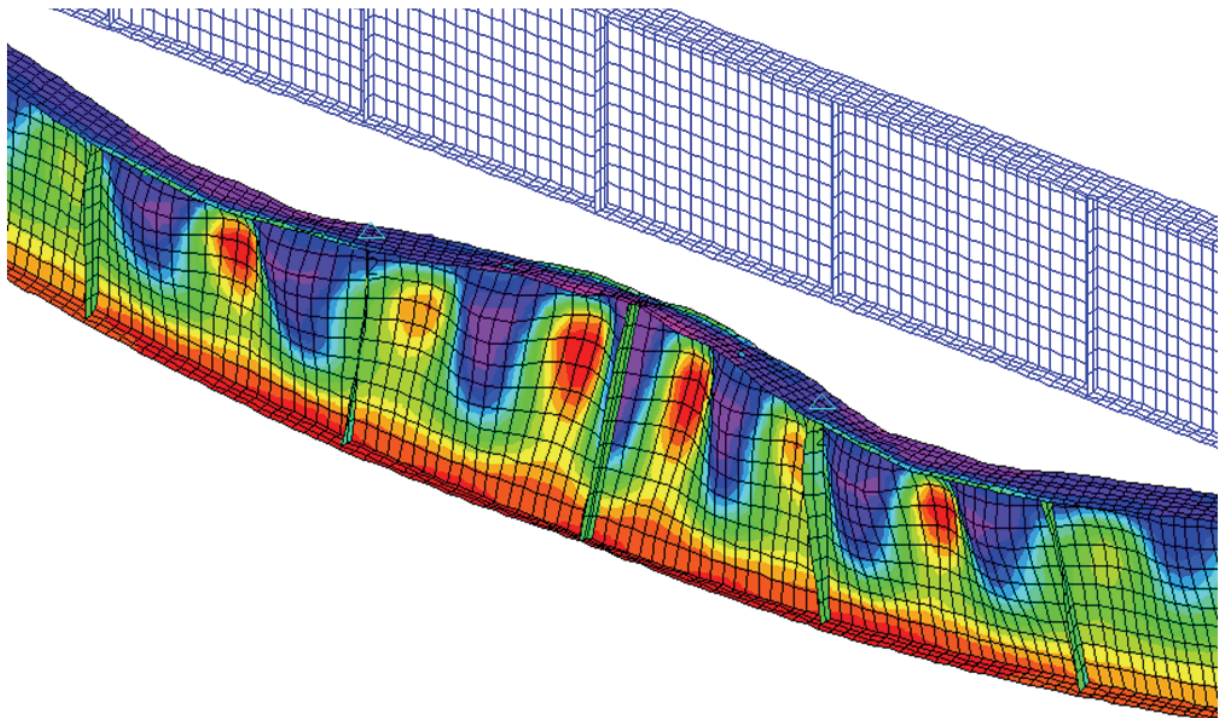
Рисунок 3.1.2. Вертикальные прогибы при пошаговом нагружении

Картина напряженно-деформированного состояния центральной части балки, соответствующая шагу, принятому за момент потери несущей способности, представлена на рис. 3.1.3.



**Рисунок 3.1.3. Картина напряженно-деформированного состояния, соответствующего шагу при  $q=19,508$  кН/м, принятому за момент потери несущей способности**

Для модели закреплений №2 (шаг закреплений верхнего пояса принят через ребро) потеря несущей способности сопровождается выпучиванием сжатого пояса из плоскости изгиба в соответствии с рис. 3.1.4.



**Рисунок 3.1.4. Напряженно-деформированное состояние балки в момент потери несущей способности для модели закреплений №2**



**Выводы**

Предельная нагрузка, определенная по СНиП II-23-81\*:

$$q_{\text{СНиП}} = qMu/M = 18,19 \cdot 2231/2046 = 19,83 \text{ кН/м.}$$

Предельная нагрузка, рассчитанная в Nastran:

$$q_{\text{Nastran}} = 19,508 \text{ кН/м.}$$

$$\text{Разница: } 100 \cdot (19,508 - 19,83) / 19,83 = -1,62\%.$$

Расчет в нелинейной постановке с использованием упруго-пластичной модели материала общего вида с применением унифицированной диаграммы согласно работе [5] соответствует нормативному по несущей способности с погрешностью 1,62%, что более чем достаточно для инженерных расчетов.

### 3.2. Тестовые расчеты центрально-сжатых стержней с применением оболочечных моделей

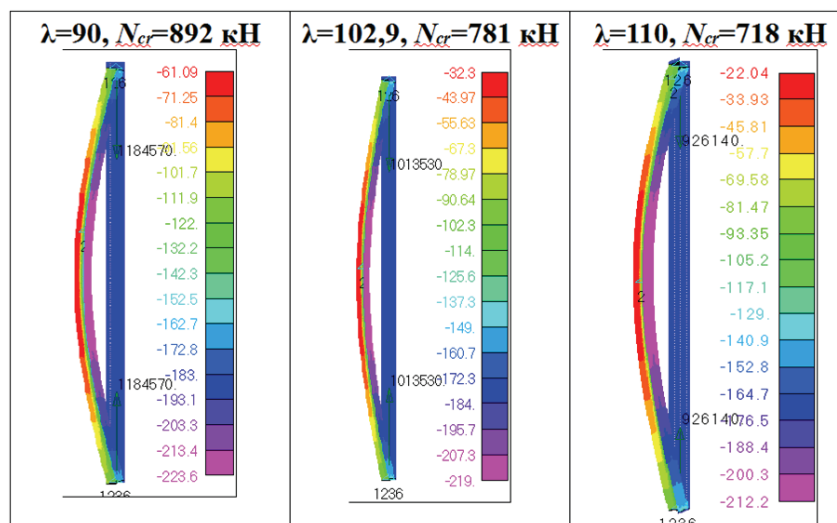
Согласно п. 5.7 и 5.3 пособия [4], требования по проверке устойчивости центрально-сжатых стержней установлены в СНиП II-23-81\* на основе расчета внецентренно сжатых стержней с учетом влияния формы сечения, начального искривления оси, случайного эксцентриситета сжимающей силы.

При вычислении значений коэффициентов  $\varphi$  типы поперечных сечений сжатых элементов принимались в соответствии с табл. 73 СНиП II-23-81\*, а начальные несовершенства  $e_b$  – по формуле (19) пособия [4]

$$e_b = \frac{i}{20} + \frac{l}{750}.$$

Согласно пособию [4], при нормировании коэффициентов  $\varphi$  определялась также критическая сила упругих идеальных стержней по методу Эйлера. Окончательные значения коэффициентов  $\varphi$  принимались наименьшими из двух: вычисленных с учетом начальных несовершенств или по методу Эйлера с введением коэффициента надежности  $\gamma_e = 1,3$ .

Автором были проведены расчеты стержневых моделей на устойчивость в программе SCAD и оболочечных моделей в программе Nastran как в упругой постановке (*Buckling*), так и в нелинейной постановке (*Nonlinear Static*). Известно, что при расчете на устойчивость в упругой постановке эксцентриситет приложения нагрузки не влияет на значение критической силы, расчеты оболочечных моделей на устойчивость в упругой стадии в программах SCAD и Nastran дают такие же результаты. При расчетах в программе Nastran с применением оболочечных моделей и нелинейного статического анализа (*Nonlinear Static*) эксцентриситет приложения нормальной силы был задан согласно методике пособия [4], а значение – по представленной выше формуле (19) пособия [4]. Расчеты были выполнены в диапазоне гибкостей от 50 до 150 для двутавра сечением 20К2 по СТО АСЧМ, что позволило исключить преждевременную потерю устойчивости стенки или поясов. Картины напряженно-деформированного состояния для гибкостей 90, 102,9 и 110 представлены на рис. 3.2.1.



**Рисунок 3.2.1. Картины напряженно-деформированного состояния для гибкостей 90, 102,9, 110 и соответствующие им критические силы по результатам нелинейного деформационного анализа на основе нелинейного статического расчета в программе Nastran**

Теплых А.В. Применение оболочечных и объемных элементов при расчетах строительных стальных конструкций в программах SCAD и Nastran с учетом геометрической и физической нелинейности

Результаты расчета критической силы по СНиП, а также в программах SCAD на стержневой модели и Nastran на оболочечной модели приведены на рис. 3.2.2. При выполнении нелинейного деформационного анализа в качестве критической силы принимался шаг нагружения, при котором начинался резкий рост поперечных прогибов.

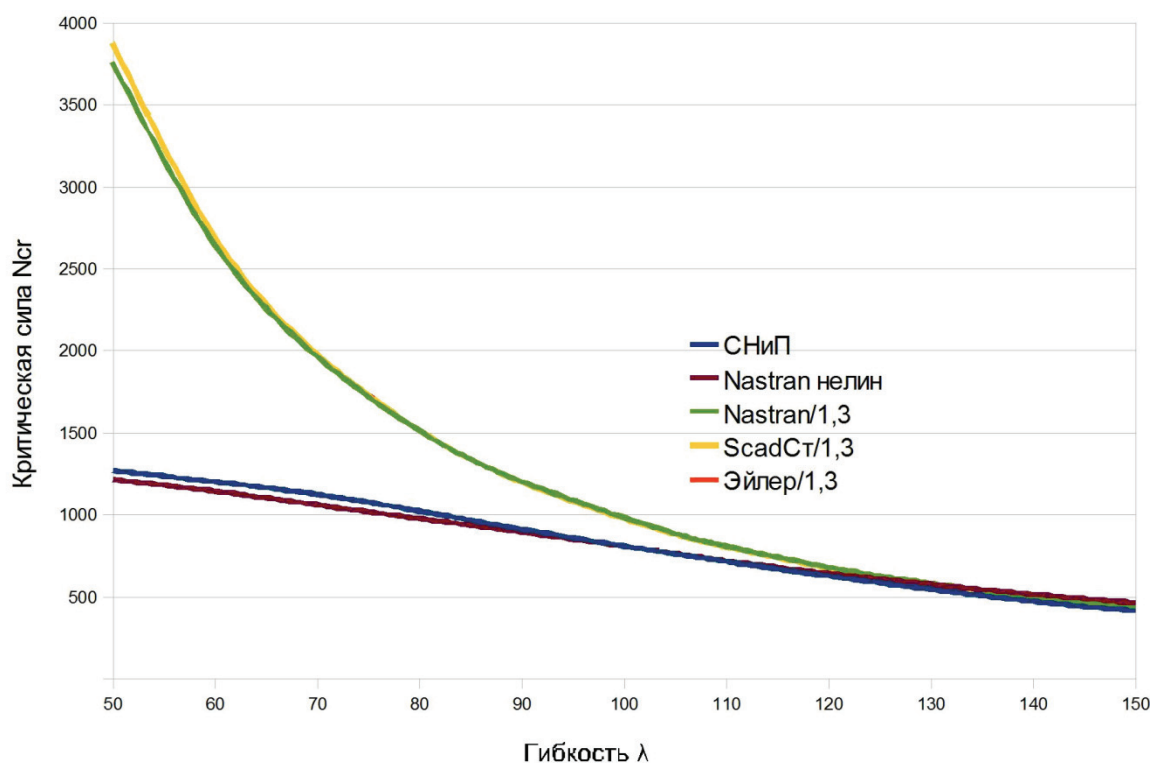


Рисунок 3.2.2. Графики зависимости критической силы от гибкости. Графики SCAD $\sigma_{1,3}$  и Эйлер/1,3 совпадают

На рис 3.2.2 приняты следующие обозначения:

- *СНиП* – критическая сила, определенная по формуле (7) СНиП II-23-81\*  $N_{cr} = \varphi A R_y$ ;
- *Эйлер/1,3* – критическая сила, рассчитанная по формуле Эйлера с делением на 1,3;
- *SCAD $\sigma_{1,3}$*  – критическая сила, рассчитанная в SCAD на стержневой модели с делением на 1,3;
- *Nastran/1,3* – критическая сила, рассчитанная в Nastran на оболочечной модели в линейно-упругой постановке с делением на 1,3;
- *Nastran нелин* – критическая сила, рассчитанная путем выполнения нелинейного деформационного анализа на основе нелинейного статического расчета в программе Nastran.

Результаты, представленные на рис. 3.2.3, позволяют сделать следующие выводы.

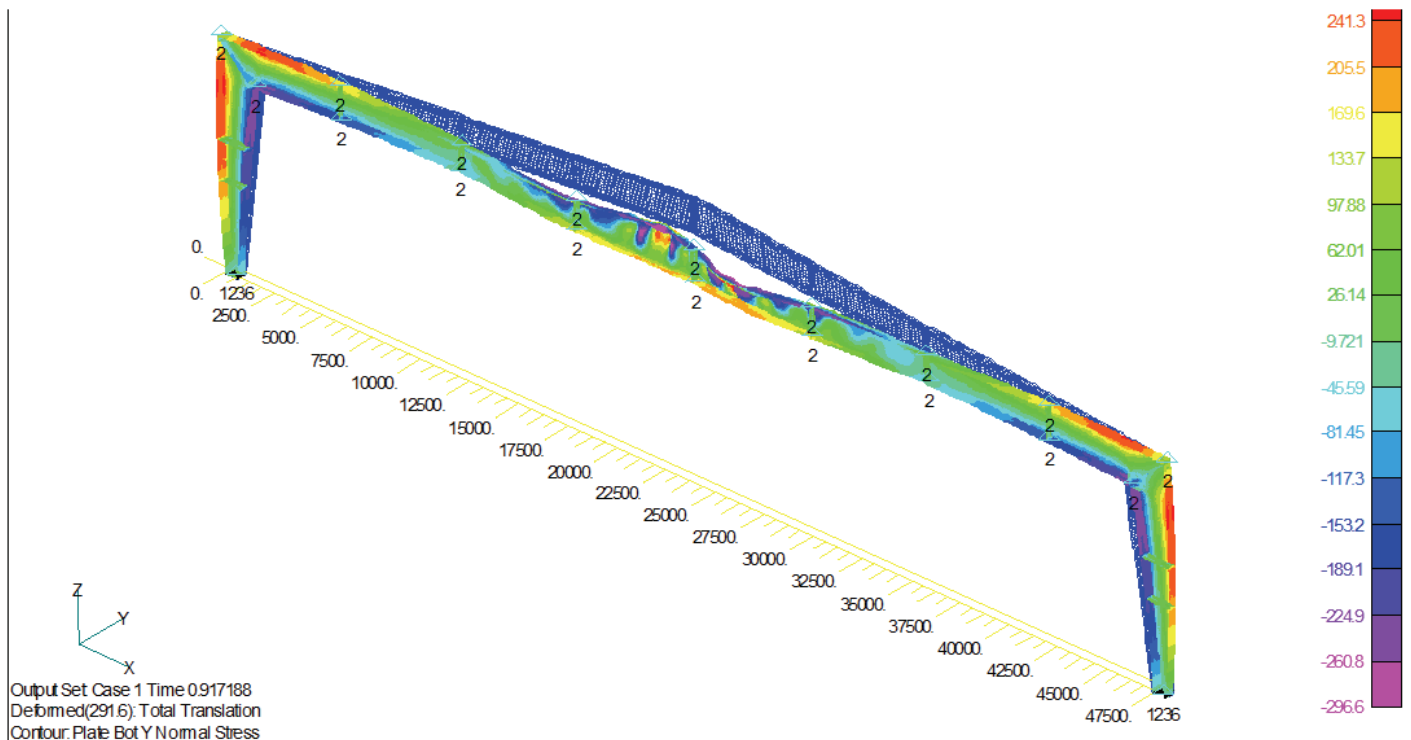
1. При  $\lambda > 130 > \pi \sqrt{\frac{E}{R_y}}$  критическая сила общей потери устойчивости при решении задачи в линейной постановке с определением критической силы по формуле Эйлера на стержневой и оболочечной модели с делением на 1,3 отличается от СНиП на 6-7%.
2. В диапазоне рабочих гибкостей колонн от 80 до 120 расчет в линейной постановке дает погрешность от 70 до 30% (без учета коэффициента 1,3). В указанном диапазоне нелинейный деформационный анализ совпадает со СНиП в пределах 5 %, что является достаточным для инженерных расчетов.
3. При  $\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{m\phi}}}$  критическая сила, определенная на оболочечной модели путем нелинейного деформационного анализа, полностью совпадает с критической силой, определенной по СНиП.

4. Таким образом, при гибкостях более 130, расчет на устойчивость при центральном сжатии с применением оболочечной модели следует выполнять в линейной постановке с использованием коэффициента надежности 1,3.
5. При гибкостях от 110 до 130 оболочечные модели для расчета устойчивости при центральном сжатии можно применять, только выполняя нелинейный деформационный анализ на основе нелинейного статического расчета, при этом дополнительные коэффициенты запаса можно принимать не более 5%.
6. При гибкостях менее 110 оболочечные модели для расчета устойчивости при центральном сжатии можно применять, только выполняя нелинейный деформационный анализ на основе нелинейного статического расчета, при этом дополнительные коэффициенты надежности не нужны.

### 3.3. Пример расчета рамы с учетом закритической работы стенки

Представленные в п. 3.1 и 3.2 результаты тестовых расчетов подтверждают хорошую сходимость моделей на оболочечных элементах при нелинейном статическом расчете в Nastran с расчетом по СНиП, что позволяет применять разработанную методику для оценки несущей способности рамных конструкций на основе сварных двутавров переменного сечения с учетом работы стенки в закритической области.

На рис. 3.3.1 и 3.3.2 представлена картина напряженно-деформированного состояния рамы пролетом 48 м каркаса легкоатлетического манежа. Сопряжение ригеля рамы с колоннами – жесткое, колонн с фундаментами – шарнирное. Стенка в зоне конька теряет устойчивость при загруженности 0,907 от расчетной нагрузки. Нелинейный деформационный анализ на основе нелинейного статического расчета в программе Nastran выявил запас несущей способности в раме относительно расчетных нагрузок – 19%. Точный поверочный расчет по СНиП II-23-81\* в данном случае не представляется возможным в связи с переменной высотой стенки ригеля, более развитым нижним поясом, а также, наличием существенного нормального усилия в ригеле, равного 60 т.



**Рисунок 3.3.1. Картина напряженно-деформированного состояния в момент потери несущей способности рамы пролетом 48 м при нелинейном статическом расчете в программе Nastran. Загруженность  $1,3 \cdot 0,917188 = 1,19$  (19% резерва несущей способности)**

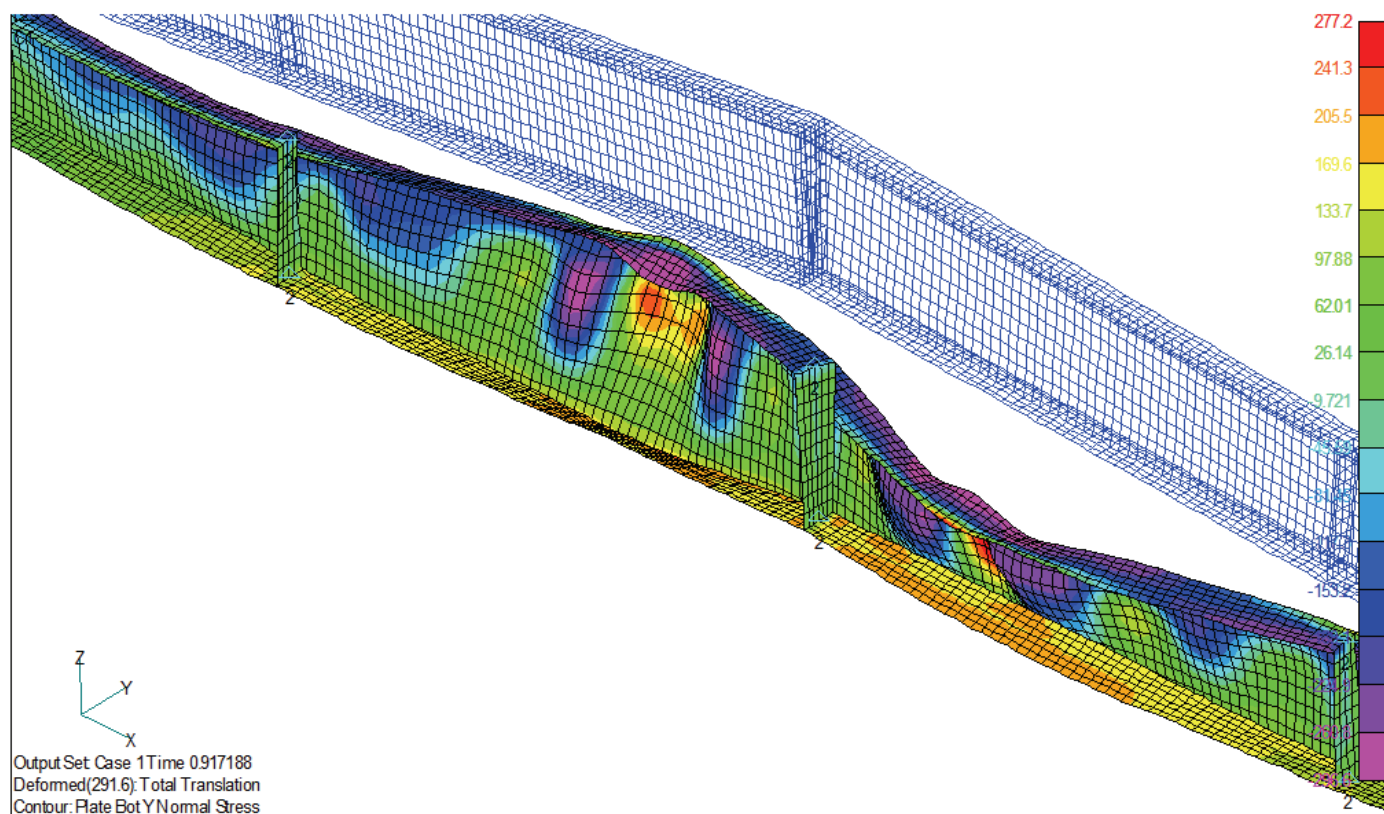


Рисунок 3.3.2. Укрупненный фрагмент модели

#### 4. Применение объемных элементов при расчете фланцевых соединений на высокопрочных болтах с предварительным натяжением

##### 4.1. Проблемы, возникающие при производстве стальных конструкций с применением фланцевых соединений

При производстве стальных конструкций с применением фланцевых стыков на высокопрочных преднапряженных болтах во фланцах часто возникают остаточные деформации в форме грибовидности.

Существующие рекомендации, разработанные ЦНИИПСК в 1989 г. [6], предъявляют жесткие требования к изготовлению фланцев, которые зачастую могут быть выполнены только с применением дорогостоящей операции фрезеровки поверхности фланца, что на практике выполняется не каждым производителем. Указанные требования имеют основания, поскольку деформации фланца приводят к существенному увеличению доли внешней нагрузки на болты из-за потери натяжения на преодоление начальных остаточных деформаций фланца, а в 1989 году не было таких расчетных возможностей, какие предоставляют современные программные комплексы.

Согласно данным монографии [7], грибовидность фланцев не влияет на их несущую способность при допущении пластических деформаций, но оказывает влияние на распределение усилий в преднапряженных высокопрочных болтах и на долю внешней нагрузки, передаваемой на болты, что может привести к их разрушению, потере несущей способности соединения и обрушению конструкции.

На принятие решения о пригодности к эксплуатации конструкций с дефектами во фланцах или о способах их доработки в современных условиях, при жестких сроках на изготовление и поставку стальных конструкций, должно уходить не более 1-2 дней. Такие сроки принятия решений вполне возможны при наличии подробной расчетной модели фланцевого стыка без учета остаточных деформаций, а также, наличии технологии расчета с учетом остаточных деформаций. Далее представлены контуры такой технологии на примере расчета тестовых моделей Т-образного фланца.

##### 4.2. Тестовые модели Т-образных фланцев на основе объемных конечных элементов

Тестовая расчетная модель Т-образного фланца без дефектов, с нагрузкой, приложенной по оси болта, выполненная в программе Nastran, приведена на рис. 4.2.1. Данная модель использована для сравнения усилий натяжения в болтах с результатами, представленными в научной и технической литературе. Моделирование стержня болта выполнено с использованием конечного элемента типа *Beam*. Материал всех

Теплых А.В. Применение оболочечных и объемных элементов при расчетах строительных стальных конструкций в программах SCAD и Nastran с учетом геометрической и физической нелинейности

элементов – линейно-упругий. Толщина фланца – 25 мм, диаметр болтов – 24 мм. Условия контакта в плоскости симметрии (нижняя плоскость модели) заданы с помощью элементов односторонней связи *Gap*. Для решения контактной задачи расчет осуществлен в нелинейной постановке (*Nonlinear Static*) с учетом последовательного приложения натяжения болтов, а затем – внешней нагрузки. Моделирование натяжения болтов выполнено температурными нагрузками. На рис. 4.2.1 представлен график изменения напряжений в элементе, моделирующем стержень болта.

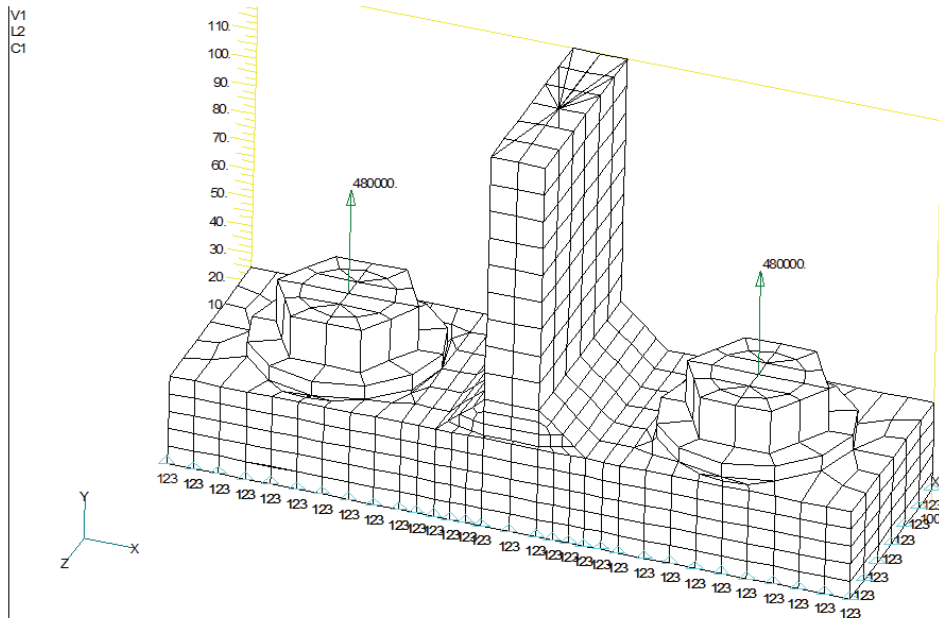


Рисунок 4.2.1. Общий вид тестовой расчетной модели Т-образного фланца, нагруженного силами по осям болтов (размерность сил – Н, размеров – мм)

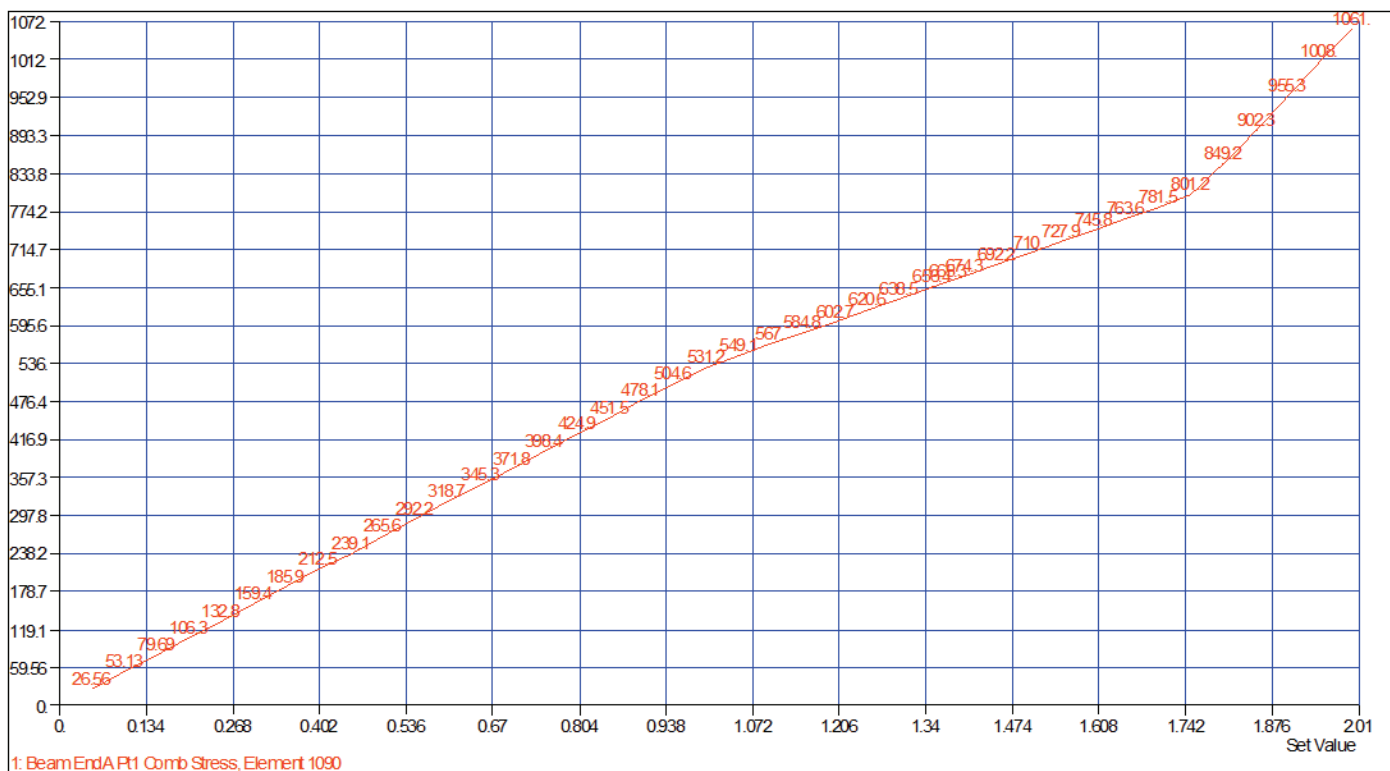


Рисунок 4.2.2. График осевых напряжений в стержне болта (размерность напряжений – Н/мм<sup>2</sup>)

График, приведенный на рис. 4.2.2, имеет следующие характерные точки:

- осевое напряжение в стержне болта, равное  $53,12 \text{ кН/см}^2$ , при  $\text{Set Value}=1$  соответствует окончанию пошагового приложения нагрузки от предварительного натяжения  $N=53,12 \cdot 4,524=240,31 \text{ кН}$ , где  $4,524 \text{ см}^2$  – площадь нетто болта диаметром 24 мм;

Теплых А.В. Применение оболочечных и объемных элементов при расчетах строительных стальных конструкций в программах SCAD и Nastran с учетом геометрической и физической нелинейности

- далее, от точки с осевым напряжением  $53,12 \text{ кН/см}^2$  при  $\text{SetValue}=1$  до точки с осевым напряжением  $801,2 \text{ кН/см}^2$  при  $\text{SetValue}=1,75$ , участок графика соответствует приложению внешней нагрузки от 0 до  $0,75 \cdot 480 = 360 \text{ кН}$ , при которой происходит раскрытие фланца и передача всей последующей нагрузки на болты;
- точка, при  $\text{SetValue}=2$  с осевым напряжением  $106,1 \text{ кН/см}^2$ , соответствует приложению всей внешней нагрузки  $N=106,1 \cdot 4,524=480 \text{ кН}$ , принятой в два раза больше несущей способности примыкающего к фланцу участка пояса.

Анализ графика, приведенного на рис. 4.2.2, показывает, что от начала приложения нагрузки до момента раскрытия фланца болтом воспринято 34% от внешней нагрузки. Согласно данным монографии [2] для аналогичного соединения, коэффициент внешней нагрузки для высокопрочных болтов диаметром 24 мм  $\chi=0,157$ , что почти в 2,17 раза меньше полученных результатов. Указанная разница, очевидно, вызвана тем, что в расчетной модели не учтен ряд факторов, влияющих на податливость системы болт – гайка – шайба (например, податливость резьбы и разность податливости нарезной и ненарезной частей стержня болта). Неучтенные в расчетной модели факторы, влияющие на податливость, можно учесть, меняя диаметр или модуль упругости стержневого элемента, моделирующего болт, при выполнении настройки методики для применения в практических расчетах. Можно придумать способ построения модели без подробного моделирования головки болта и шайбы. Для определения эквивалентного диаметра стержневого элемента необходимо применить модель, соответствующую модели в виде конуса, которая была использована в монографии [2] для получения коэффициента внешней нагрузки, а также, сопоставить результаты расчета с экспериментальными данными.

Далее представлены результаты расчета фланцев с нагрузкой, приложенной к соединенному с фланцем участку пояса толщиной 16 мм (рис. 4.2.3), для идеального фланца и фланца с грибовидностью в форме выпуклости вверх. Для участка пояса и стержня болта – материал линейно-упругий.

Для фланца, сварного шва, головки болта и шайбы – упруго-пластический билинейный (*Elasto-Plastic (Bi-Linear)*). Расчет выполнен в нелинейной постановке (*Nonlinear Static*). Для создания грибовидности написана программа, пересчитывающая координаты узлов по деформациям, вызванным специально заданным нагружением. Проблема задания параметров начального раскрытия элемента (*Initial Gap*) в элементах односторонней связи *Gap*, которая меняется от 0 по краям фланца до максимального 0,5 мм в центре фланца, также решена с помощью специально написанной программы. На рис. 4.2.3-4.2.6 представлены результаты расчета идеального и грибовидного фланцев.

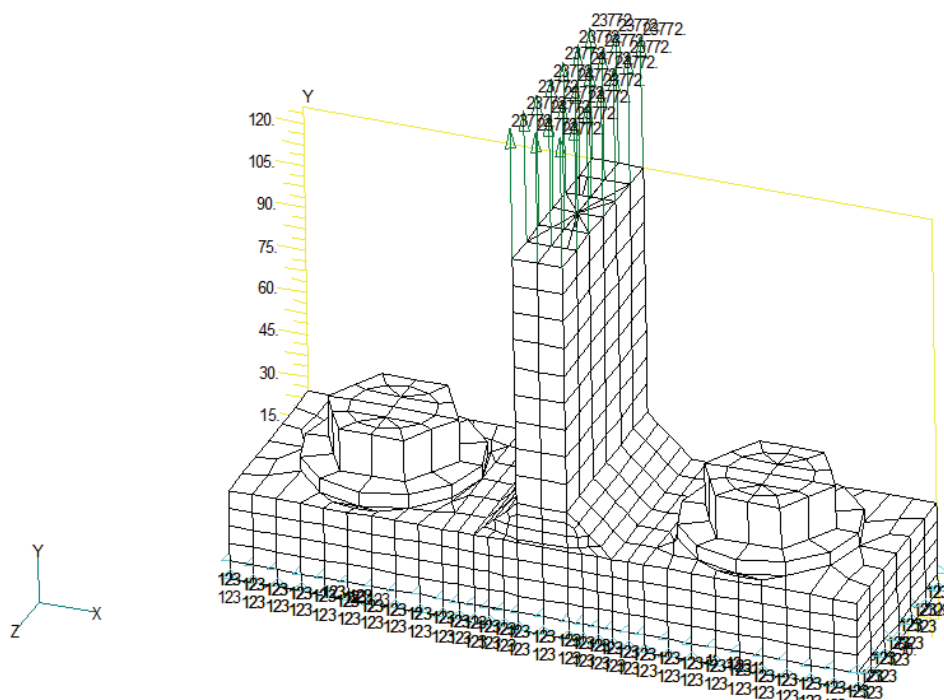
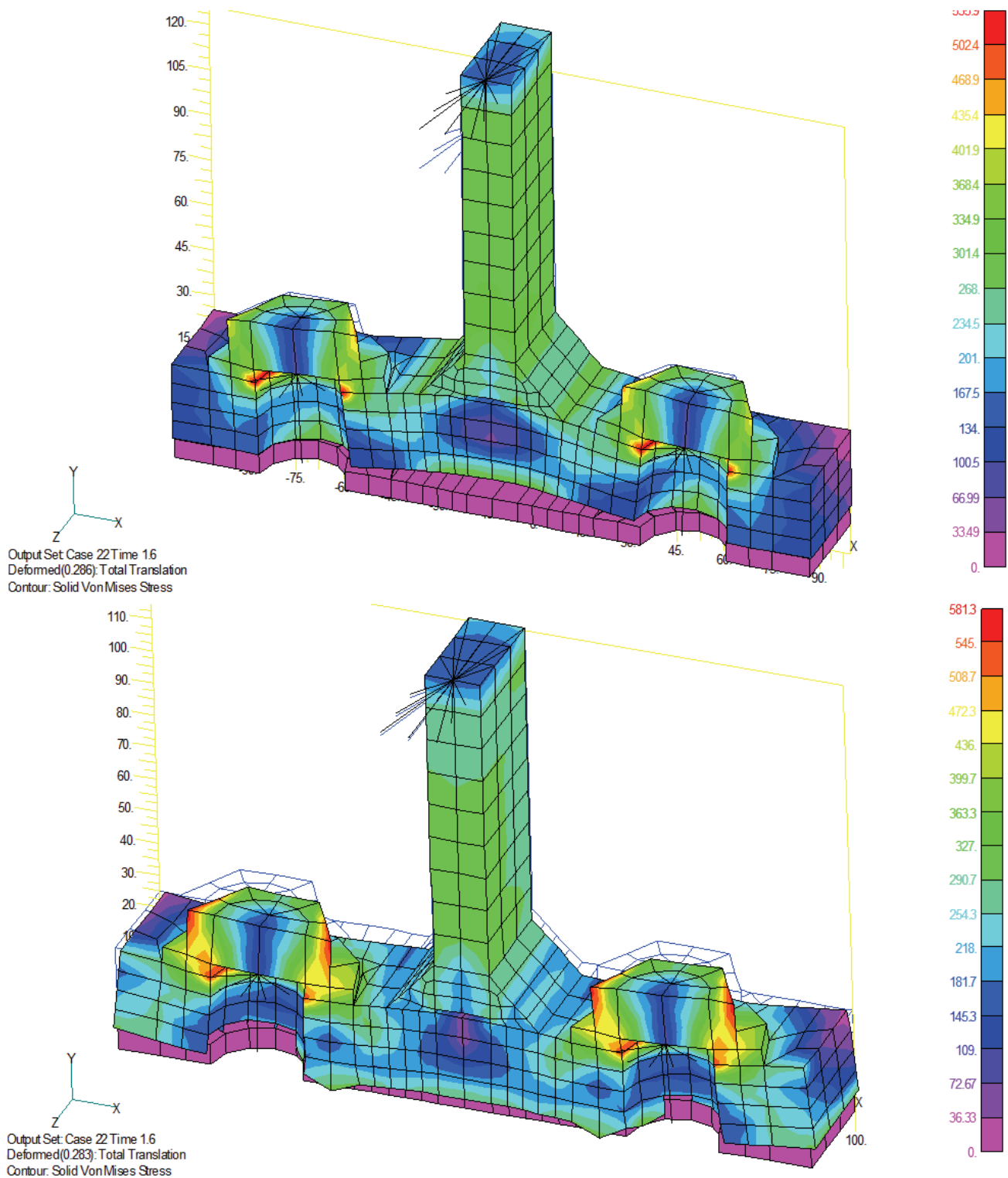


Рисунок 4.2.3. Общий вид модели Т-образного фланца

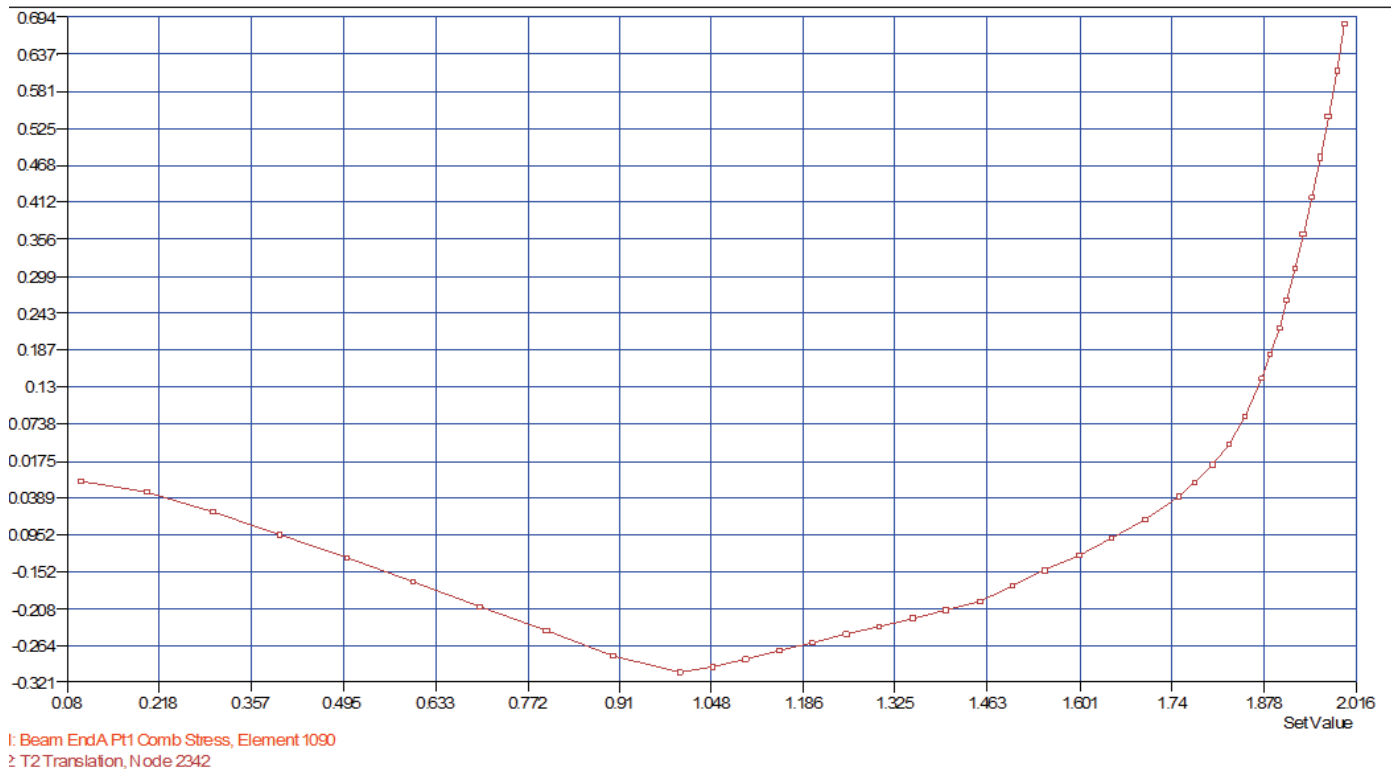
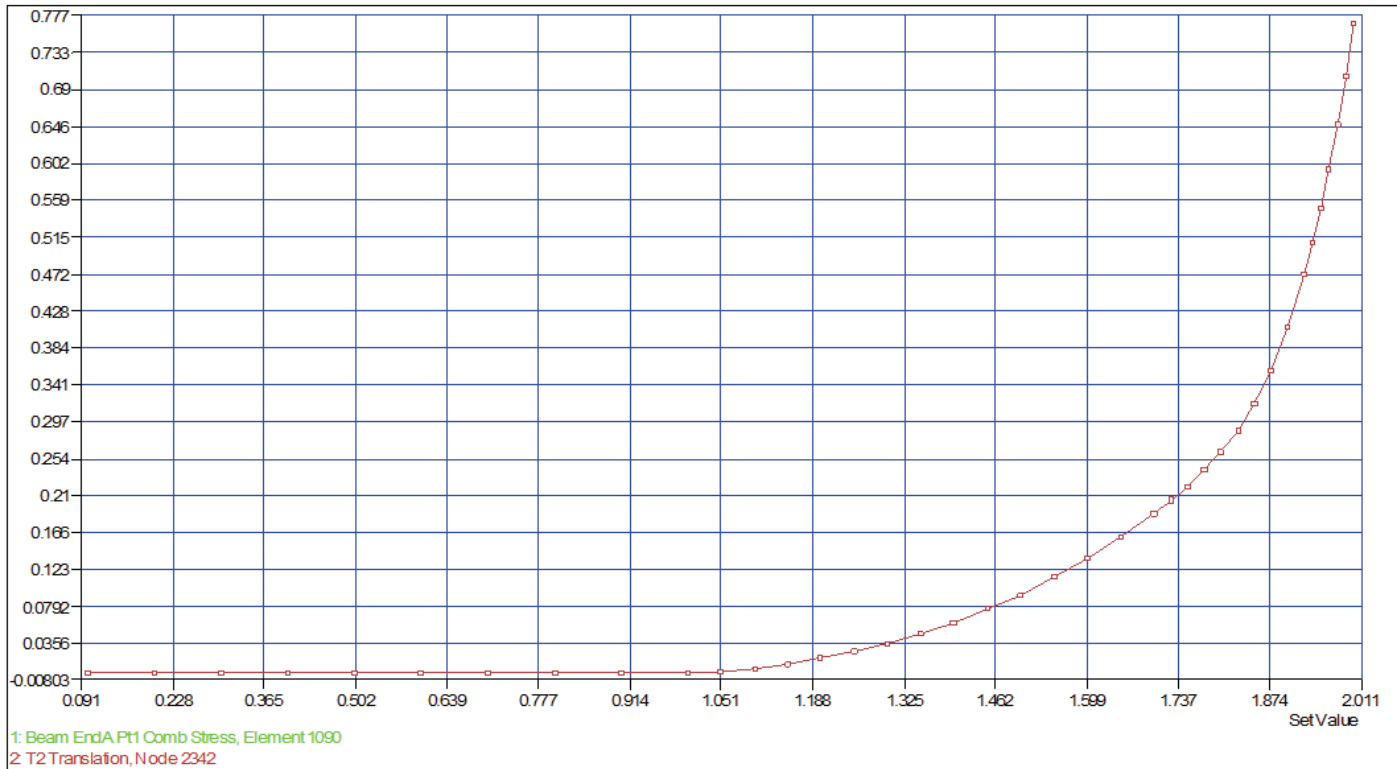
Анализ представленных ниже графиков показывает, что несущая способность фланца исчерпывается при 80% внешней нагрузки, принятой по резкому росту перемещений.

Анализ осевых напряжений в болтах свидетельствует, что при 80% внешней нагрузки в модели с грибовидностью их значение составляет  $90,64 \text{ кН/см}^2$ , а в модели без грибовидности –  $79,76 \text{ кН/см}^2$ . При расчетном сопротивлении стержня болта  $77 \text{ кН/см}^2$ , для фланца без грибовидности разрушение по болтам происходит при 77% от номинальной внешней нагрузки, а с грибовидностью – при 62%. При этом следует отметить, что несущая способность пояса исчерпывается при 50% номинальной нагрузки, то есть для фланца с грибовидностью запас несущей способности по болтам составляет 12% относительно несущей способности пояса. В приведенной модели параметры фланца и грибовидности были взяты из реальной ситуации, с которой пришлось столкнуться автору, что подтверждает целесообразность выполнения подобных расчетов для принятия решения о возможности эксплуатации фланцевого соединения с деформациями фланцев в Теплых А.В. Применение оболочечных и объемных элементов при расчетах строительных стальных конструкций в программах SCAD и Nastran с учетом геометрической и физической нелинейности

форме грибовидности или о необходимости их усиления. Очевидно, что описанная методика подходит и для расчета усиления соединения и вполне может применяться заводами-изготовителями металлоконструкций для обоснования отказа от трудоемких и затратных операций по фрезеровке фланцев.



**Рисунок 4.2.4. Напряженно-деформированное состояние идеального (сверху) и грибовидного фланцев (снизу) при внешней нагрузке 60% от номинальной (в два раза больше несущей способности пояса)**



**Рисунок 4.2.5. Вертикальное перемещение узла в центре идеального (сверху) и грибовидного (снизу) фланцев при последовательном пошаговом приложении нагрузки сначала от натяжения болтов (SetValue от 0 до 1), затем внешней нагрузки (SetValue – от 1 до 2)**



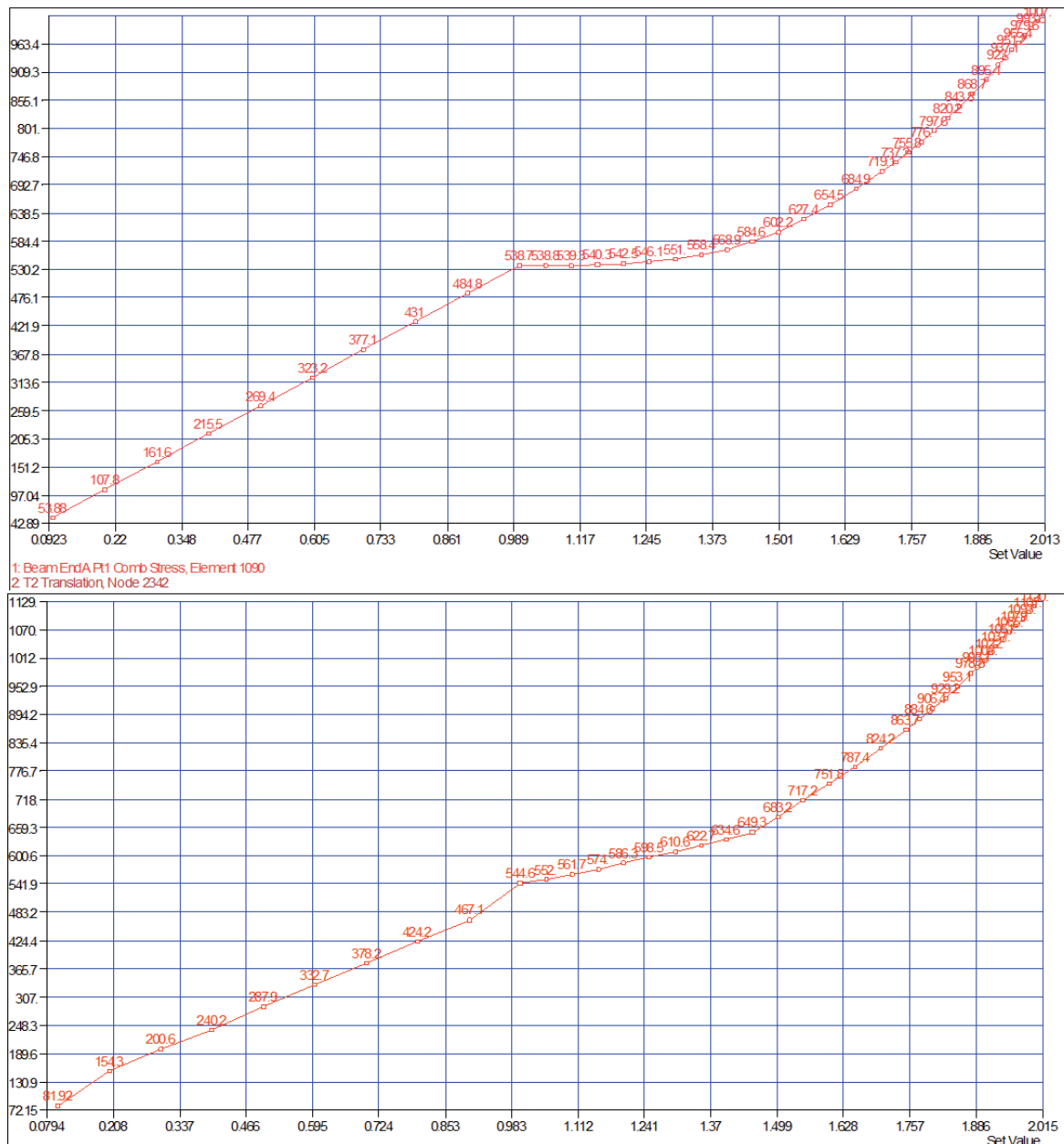


Рисунок 4.2.6. Осевое напряжение в стержне болта идеального (сверху) и грибовидного (снизу) фланца

### Литература

1. Вычислительный комплекс SCAD / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, М.А. Микитаренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер. М. : СКАД СОФТ, 2009. 647 с.
2. Рычков С. П. MSC.visualNastran для Windows. М. : НТ Пресс, 2004. 552 с.
3. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции. М. : ЦПП, 2008. 90 с.
4. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81\* «Стальные конструкции») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. 148 с.
5. Кузнецов В. В. Металлические конструкции. В 3 т.; Т. 1. Общая часть. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. заслуж. строителя РФ, лауреата гос. премии СССР В.В. Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова). М. : АСВ. 1998. 576 с.
6. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций / ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова. М., 1989. 52 с.
7. Катюшин В. В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование строительство). М. : Стройиздат, 2005. 655 с.

\* Андрей Владимирович Теплых, г. Самара, Россия  
Тел. раб.: +7 (846) 979-69-84; эл. почта: ateplykh@mail.ru

Теплых А.В. Применение оболочечных и объемных элементов при расчетах строительных стальных конструкций в программах SCAD и Nastran с учетом геометрической и физической нелинейности

# Application of shell and solid elements in the analysis of building steel designs with software SCAD and Nastran accounting for geometrical and physical nonlinearity

**A. V. Teplykh,**

*KBT Ltd., Samara, Russia*

+7 (846) 979-69-84; e-mail: [ateplykh@mail.ru](mailto:ateplykh@mail.ru)

## Key words

Settlement model, rod finite element, shell finite element, stability of the web, flexible web, elastic-plastic material, bilinear material, nonlinear deformation analysis, flange, residual deformations, solid finite element, contact problem, high-strength bolt, prestressing, external loading factor, bearing ability.

## Abstract

Computational models using shell finite elements have a number of advantages in comparison with beam models, and their application can sometimes give essential improvements in design optimization, in the speed, presentation and simplicity of obtaining results using modern software.

The following calculations were done in the paper:

- durability of ribs of I-section components in assumption of elastic behavior of the material;
- bearing ability of beams and frames based on welded double tees of variable cross-section in the supercritical area of rib behavior.

In manufacture of steel constructions with flanged joints with high-strength prestressed bolts, there often appear mushroom-shaped residual deformations in flanges. The calculation method with the use of solid element models introduced in the paper allows to justify doing without laborious and costly milling of the flanges.

## References

1. Karpilovskiy V.S., Kriksunov E.Z., Malyarenko A.A., Mikitarenko M.A., Perelmuter A.V., Perelmuter M.A. *Vychislitelnyy kompleks SCAD* [Computer complex SCAD]. Moscow : SKAD SOFT, 2009. 647 p.
2. Rychkov S. P. *MSC.visualNastran dlya Windows* [MSC.visualNastran for Windows]. Moscow : NT Press, 2004. 552 p.
3. *SNiP II-23-81\**. *Stalnye konstruktsii* [Steel structures]. Moscow : TSPP, 2008. 90 p.
4. *Posobie po proektirovaniyu stalnykh konstruktsiy (k SNiP II-23-81\* «Stalnye konstruktsii»)* [Manual on the Design of Steel Structures (Suppl. to SNiP II-23-81\* Steel structures)]. Moscow : TSITP Gosstroya SSSR, 1989. 148 p.
5. Kuznetsov V. V. *Metallicheskie konstruktsii* [Metal structures]. Vol. 1. Moscow : ASV. 1998. 576 c.
6. *Rekomendatsii po raschetu, proektirovaniyu, izgotovleniyu i montazhu flantsevykh soedineniy stalnykh stroitelnykh konstruktsiy* [Guidelines for calculation, design, manufacturing and erection of flanged joints of building structures]. Moscow : TSNIIproektstalkonstruktsiya im. N.P. Melnikova, 1989. 52 p.
7. Katyushin V. V. *Zdaniya s karkasami iz stalnykh ram peremennogo secheniya (raschet, proektirovanie stroitelstvo)* [Buildings with skeletons made of steel frames of variable cross-section]. Moscow : Stroyizdat, 2005. 655 p.

**Full text of this article in Russian: pp. 4-20.**