

## Устойчивость при сжатии составных колонн, выполненных из профилей из высокопрочной стали

Аспирант ГОУ СПбГПУ Д.Н. Смазнов\*

Снижение расхода металла в строительстве достигается применением тонкостенных стержневых конструкций, видное место среди которых занимают холодногнутые профили. Их использование в элементах конструкций промышленных зданий взамен горячекатаных позволяет сэкономить 10-12% металла и значительно снизить трудоемкость изготовления и монтажа. Доля профилей из высокопрочной стали растет очень быстро.

В данной работе за основу взяты профили завода «Балтпрофиль», поскольку на данный момент это единственное предприятие в Санкт-Петербурге, освоившее выпуск профилей из высокопрочной стали и заинтересованное в научном обосновании данных технических решений. Соответственно, имеется возможность провести эксперименты в лаборатории на конкретных образцах и проверить сходимость теории с практикой. По результатам исследований будет проводиться их практическое внедрение на данном предприятии с целью оценки экономической эффективности.

Высокопрочные стали обычно имеют маленькую или вообще не имеют площадки упрочнения на кривой зависимости между напряжениями и деформациями, и их пластичность довольно низкая, что существенно отличает их от обычной стали, которая имеет высокую пластичность и площадку упрочнения, где прочность увеличивается при растяжении как показано на диаграмме (рис. 1).

Для высокопрочных стальных профилей на настоящий момент не было выполнено никаких определенных исследований потери устойчивости. Следует отметить, что из-за недостатка знаний относительно работы указанных профилей «Рекомендациями по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей» Э.Л. Айрумяна [2] (далее «Рекомендациями») было резко ограничено расчетное напряжение, которое решили принять равным 75% от нормативного предела текучести.

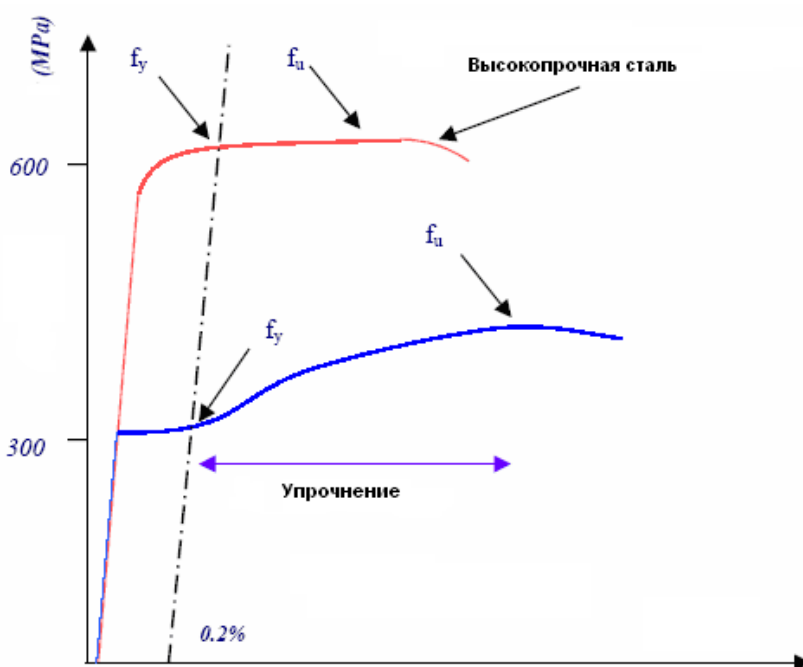


Рисунок 1. Диаграмма работы обычной углеродистой и высокопрочной стали

Основоположником теории расчета тонкостенных стержней следует считать профессора С.П. Тимошенко, который еще в 1905-1906 гг. при рассмотрении вопроса об общей устойчивости двутавровой балки исследовал изгибающее действие кручения и вывел формулу угла закручивания балки с одним заделанным концом, которую проверил также опытным путем.

Начало экспериментально-теоретических исследований распределения механических свойств стали по сечению холодногнутых профилей относится к 1959 году. Изучением механических свойств гнутых профилей и особенностей их работы, связанных с процессом изготовления [1], занимались К.Н. Богоявленский, И.С. Тришевский, Ю.Н. Тихенко, В.И. Трофимов, В.И. Новиков, Э.Ф. Гарф, К. Каррен, Дж. Винтер, В.М. Дереньковский, И.С. Немкова, Э.Л. Айрумян, Г.А. Арктиков, В.Ф. Беляев, Л.В. Гладштейн, Г.Г. Голенко, Л.А. Шапиро и другие. Исследования показали, что механические свойства стали по сечению профиля распределяются неравномерно [3]. Отмечается существенное повышение значений пределов текучести и временного сопротивления стали в местах сгиба по сравнению с плоскими участками. Упрочнение учитывается в расчетах с помощью двух методов. В первом методе все сечение представляется полистальным: условно разбивается на отдельные площадки, которые имеют свои заданные диаграммы работы стали. Другой метод учета упрочнения положен в основу работ Л.А. Шапиро, Э.Ф. Гарфа, В.И. Новикова. Согласно этому методу сечение гнутого профиля считается однородным с повышенными механическими характеристиками, вычисленными с учетом упрочнения.

Основы теории устойчивости стержней заложены в работах Л. Эйлера, Ф. Энгессера, Т. Кармана, Ф. Шенли. Дальнейшее развитие на случай неупругих деформаций эта теория получила в работах К. Ежека, Н.С. Стрелецкого, А.Р. Ржаницина, С.Д. Лейтеса, А.С. Вольмира, А.В. Геммерлинга и других ученых. Устойчивость сжатых и изгибаемых элементов рассматривалась в работах Ю.В. Репмана, В.В. Егорова, Н.Г. Добудоугло, В.Ф. Луковникова, П.Я. Ларичева, В.В. Пинаджана, Р.А. Скрипниковой, А.З. Зарифьяна, Г.М. Чувикина и других ученых. Исследования базируются на технической теории В.З. Власова и уравнениях равновесия для пространственно-деформированной схемы, составленных В.З. Власовым, Б.М. Броуде, Л.Н. Воробьевым, С.П. Вяземским и впоследствии обобщенных Е.А. Бейлиным. Уравнения равновесия являются весьма громоздкими и практически не допускают решения в замкнутом виде даже при упругой работе материала. Г.И. Белым был предложен приближенный аналитический метод расчета тонкостенных стержней по деформированной схеме.

Исчерпание несущей способности может происходить из-за наступления в процессе нагружения потери местной устойчивости, которая может предшествовать потере общей (пространственной) устойчивости. Изучению вопросов устойчивости пластин посвящены исследования Б.М. Броуде, Е.В. Борисова, Ф. Блейха, Я. Брудки, А.С. Вольмира, И.Б. Ефимова, Э. Стоуэла и других ученых. При действии в сечениях стержня целого комплекса силовых факторов задачи местной устойчивости решаются, как правило, приближенными методами, которые опираются на теорию устойчивости пластинок. Одним из таких методов является расчет вместо полного сечения меньшего (редуцированного), неэффективные участки которого исключаются из расчета.

Следует отметить, что в нашей стране начиная с 1994-1995 гг. исследования легких стальных конструкций окончательно ушли в тень. В связи с этим имеет смысл дать краткий обзор зарубежных исследований. В прошлые десятилетия было издано довольно много зарубежных отчетов о научно-исследовательской работе для высокопрочных сталей. Хотя в последнее время применение высокопрочных сталей увеличивается, некоторые стандарты до сих пор ограничивают их применение из-за недостаточных данных о их работе. Например, американский AISI ограничил расчетные напряжения до 75% от нормативного предела текучести. Правда, стандарт AISI был недавно пересмотрен (1999) и позволил увеличивать коэффициент выше 75 процентов для многогранных замкнутых профилей.

Основными направлениями исследования в данной области за последние годы явились следующие.

1. Развитие математического аппарата, который позволяет комплексно оценить напряженно-деформированное состояние (НДС) ЛСТК. Разработанные методы позволяют проектировать и исследовать НДС профилей в общем и частном случаях. В исследованиях базовый метод конечных элементов усовершенствован за счет того, что применяется новая методика разбиения профилей на конечные элементы с учетом сгущения сетки конечных элементов. Предложенные математические аппараты послужили базой для создания расчетных программ, которые применяются для исследования НДС профилей. В итоге был представлен новый и эффективный численный инструмент для структурного анализа.
2. Развитие общей теории проектирования ЛСТК, которая связывает упругие деформации с приложенной нагрузкой. Закономерности для этой теории разрабатываются с помощью вновь созданных математических аппаратов, с помощью которых, рассматривая местную, крутильную и общую потерю устойчивости и возникающие при этом деформации, можно предсказать критическую силу нагружения.
3. Исследование крутильной формы потери устойчивости. Часто профили выключаются из работы из-за местной или/и крутильной формы потери устойчивости. Для некоторых элементов крутильная форма потеря устойчивости может являться лимитирующим условием для несущей способности. В исследованиях наиболее часто рассматривается поведение C и Z профилей.

Исследованиями указанных выше направлений занимались и продолжают заниматься: Ченг Ю и Бенджамин В. Шкафер (США, AISI), Ким Д.Р. Расмуссен (Австралия), Р. Зандонини (Италия), Р. Ландольфо (Италия), Г.Д. Хэнкок (Австралия), М.А. Брэдфорд (Австралия), Д.П. Бернхард (Австралия). Г.Д. Хэнкок (1997 и 2003 гг.) обобщил проведенные исследования высокопрочных сталей для крутильно-изгибной формы потери устойчивости, результаты которых были учтены в разделе свойств материала в нормативных документах «Еврокод 3. Часть 1.3» (1996) и «AISI Specification 1997».

Проведенный анализ зарубежных [4, 5] и отечественных исследований показал следующее.

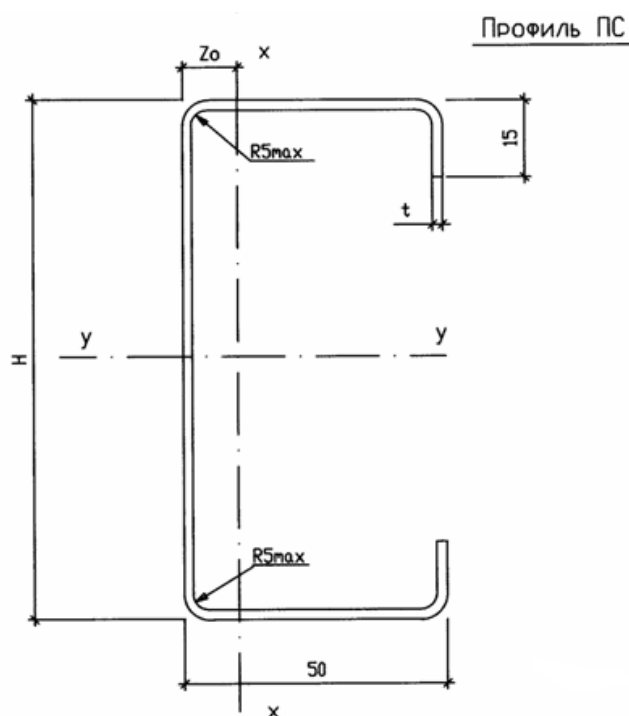
- «Рекомендации» [2] существенно занизили пластичность профилей при расчете на устойчивость.
- Решающее влияние на местную и общую потерю устойчивости профиля может оказать отсутствие площадки упрочнения [5]. Т.е. фактические разрушающие моменты в конструкциях с гибкими профилями будут ниже, чем теоретические расчетные моменты, определенные при условии применения обычной расчетной модели профилей.

Отсюда вытекает **первая задача**: исследовать работу профилей отечественного сортамента из высокопрочной стали. Уточнить, насколько корректно выбрано значение в 75% от расчетного напряжения.

При проектировании ЛСТК на практике обычно используются открытые симметричные профили, к примеру, П-образного сечения. Для колонн такого типа, особенно для элементов, изготовленных из очень тонкого стального листа (меньше чем 1 мм), может возникнуть крутильная форма потеря устойчивости, которая будет являться причиной отказа работы сооружения.

Обычно в тонкостенных стальных профилях имеет место одна из трех основных форм потери устойчивости: местная, общая и крутильная. Указанные формы могут возникнуть и одновременно. В замкнутых составных колоннах из П-образных профилей вероятнее всего произойдет местная или общая потеря устойчивости или возникнет их одновременное проявление, крутильная потеря устойчивости маловероятна. Деформация в большей мере характерна для тонкостенных стержней открытого профиля и в меньшей для тонкостенных стержней замкнутого профиля [6].

Исследование крутильной формы потери устойчивости привлекло значительное внимание в последние годы. Однако методика проектирования профилей из высокопрочной стали с пределом текучести до 420МПа по «Рекомендациям» не регламентирует точную последовательность оценки крутильной формы потери устойчивости.



**Рисунок 2. Поперечное сечение взятого за прототип исследований профиля ПС -150-1,2**

На сегодняшний день заводом «Балтпрофиль» на практике для составных колонн были использованы только решения Айрумяна, предложенные в его «Рекомендациях». В соответствии с «рекомендациями», колонны под значительные сосредоточенные нагрузки рекомендуется выполнять составными из профилей с высотой стенки 150-250 из стали толщиной не менее 1,5мм. Меньшие толщины рассмотрены не были. Предложенные типы составных колонн имеют ряд недостатков, среди которых:

- высокая трудоемкость изготовления из-за большого количества соединительных пластин и болтов;
- существенный объем прочностных расчетов (расчет планок, соединений);
- возможность потери устойчивости полок, т.к. эти полки не зафиксированы от деформаций.

За прототип для исследования был выбран профиль ПС-150-1,2 (рис. 2) фирмы ООО «Балтпрофиль». Этот профиль наиболее часто применяется в качестве несущей колонны. Аббревиатура расшифровывается следующим образом: профиль стоечный с толщиной пояса 1,2мм и высотой поперечного сечения 150мм.

На основе указанного выше профиля предполагается создание нового типа профиля (с отгибами полок наружу), чтобы была технологическая возможность объединения двух профилей в замкнутое симметричное квадратное сечение. Профили стыкуются между собой с помощью самонарезающихся винтов. При этом расстояния между соединениями профилей не должны превышать 300мм для сжатых элементов (рис. 3).

Отсюда вытекает **вторая задача**: исследовать работу составной колонны из видоизмененных профилей с меньшей толщиной стенки, с возможным применением её в многоэтажном строительстве.

Таким образом, окончательно мы имеем общие цели работы:

- исследовать устойчивость составной колонны из высокопрочной стали и определить, насколько отсутствие площадки упрочнения уменьшает устойчивость профилей, особенно в неупругой стадии работы;
- определить, правильно ли выбрана величина расчетного напряжения в 75% от предела текучести стали, как это регламентировано в «Рекомендациях» для тонкостенных профилей, и в противном случае уточнить, может ли это расчетное напряжение быть увеличено, и до какой степени.



Рисунок 3. Пример (прототип) составной колонны, работа которой была исследована в университете Сиднея

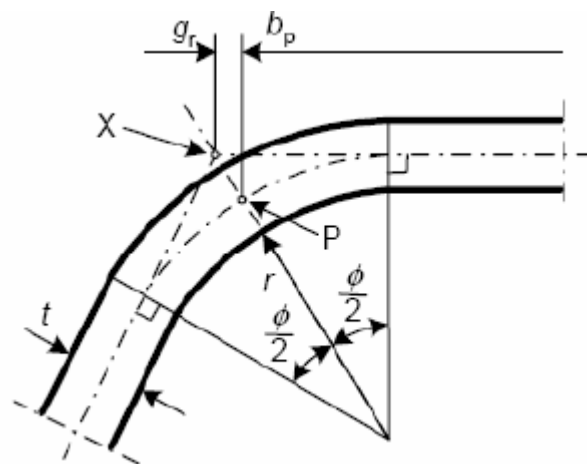


Рисунок 4. Величины, характеризующие поперечное сечение профиля

Исследование предполагает следующий состав работ.

1. Численное исследование.

Численные данные очень важны для калибрования уже существующих экспериментальных данных. После выполнения экспериментов и интерпретации данных конечно-элементный анализ использовался, чтобы исследовать влияние и зависимости изменяющихся величин, таких как остаточные напряжения, местные и общие деформации. Чтобы моделировать геометрическую и физическую нелинейность колонн, использовался метод конечных элементов в программном комплексе SCAD Office. При исследовании для модели было принято шарнирное защемление.

2. Аналитическое исследование.

Теоретические исследования также предоставляют ценную информацию о напряжениях при местной и крутильной формах потери устойчивости.

3. Экспериментальные исследования.

По результатам теоретических исследований предполагается выполнить экспериментальные тесты при шарнирном и жестком защемлении концов длинной и короткой колонны. Главная цель тестов состоит в том, чтобы исследовать местную, общую и крутильную форму потери устойчивости и определить адекватность правил проектирования по «Рекомендациям». Также предполагается проверить сходимость теоретических и практических результатов

На первой стадии исследования основное внимание уделялось поиску такой методики моделирования тонкостенных конструкций, которая даст высокую сходимость с экспериментальными данными. Вопросы моделирования высокопрочной стали вынесены на следующий этап исследования. Поиск оптимальной методики осуществлялся в специализированном программном обеспечении. Поскольку основным программным продуктом, реализующим метод конечных элементов, на сегодняшний день является программа SCAD, то все численные исследования проводились именно в ней. В помощь привлекались программы-утилиты, а именно «Тонус».

Перед заданием моделей профилей в указанных программах было сделано допущение, которое несколько упростило моделирование: поперечное сечение профиля было представлено состоящим из отдельных пластин, без учета радиусов скругления углов. Данное допущение было сделано на основании «Рекомендаций», которые четко регламентирует применение требований европейских норм «Еврокод-3» при проектировании. Они, в свою очередь, регламентируют данное допущение при определенных условиях. И как можно видеть на рис. 2, при  $r \leq 5t$  и  $r \leq 0,10b_r$  мы можем сделать данное допущение.

С помощью программы «Тонус» были заданы поперечные сечения интересующих нас профилей:

- 1) так называемый профиль «наоборот»;
- 2) составное сечение из профиля «наоборот».

В «Тонусе» были определены геометрические характеристики сечений. Полученные геометрические сечения можно видеть на табл. 1.

Таблица 1. Геометрические характеристики исследуемых сечений

Наименование профиля	Площадь сечения, см <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	г <sub>x</sub> , см	г <sub>y</sub> , см	Геометрические характеристики приняты по:
ПС 150-1.2	3,37	12,32	3,36	118,14	15,58	1,91	5,92	Тонус
ПС 150-1.2	3.24 (2.14)	10,15	3,07	108,60	14,48	1,77	5,79	Рекомендации
ПС «навыворот»	3,398	12,42	3,59	128,77	13,88	1,91	6,16	Тонус
ПС «спаренный»	<b>6,854</b>	109,30	21,60	260,72	28,10	3,99	6,17	Тонус

Следует отметить:

1. Для взятого за прототип профиля ПС-150 мы получили довольно близкие значения. Но следует также обратить внимание, что значения, полученные с помощью программы «Тонус», отличаются от значений, обозначенных в «Рекомендациях». В рекомендациях по проектированию приведенные геометрические характеристики определены на основе редуцированной площади. Редуцированная площадь – это площадь, уменьшенная за счет умножения на редуциционный коэффициент, полученный исходя из тех условий, что площадь поперечного сечения граней, потерявших местную устойчивость, уменьшается до такого значения, при котором грани не теряют устойчивость и способны воспринять нагрузку. И этот момент необходимо учитывать в дальнейших исследованиях.

2. Можно увидеть существенное увеличение геометрических характеристик для составного сечения. В частности, в два раза для W<sub>y</sub> и I<sub>y</sub>, и в 7-9 раз для W<sub>x</sub> и I<sub>x</sub>. На основании этого можно сделать предположение о существенно большей несущей способности составного сечения, нежели одиночного открытого сечения, которая даст нам экономическую выгоду за счет применения меньшего количества профилей и увеличения шага колонн.

Поскольку одна из основных задач нашего исследования состоит в том, чтобы уточнить расчетные коэффициенты, приведенные в «Рекомендациях», то для начала рассчитаем колонну с помощью методик, изложенных в «Рекомендациях».

Примем в исследовании, что мы имеем колонну длиной 2,0м с шарнирными креплениями по концам (рис. 5). Сжимающая сила проходит через центр тяжести. При данных условиях расчет на устойчивость колонны производится по формуле, данной в «Рекомендациях», которую можно видеть на рис. 5. Особенностью данной формулы является то, что в расчете учитывается редуцированная площадь F<sub>c</sub>, которая определяется по формулам СНиП II-23-81\* «Стальные конструкции» [7]. Редуцированная площадь зависит от условной гибкости λ<sub>иw</sub> стенок, входящих в сечение, и условной гибкости элемента в целом. По результатам расчета по «Рекомендациям» можно увидеть (табл. 2):

- 1) отличаются значения расчетной нагрузки для поперечных сечений, определенных по «Рекомендациям» и по «Тонусу»;
- 2) при использовании двух одиночных профилей в качестве составного сечения, несущая способность возрастает не в два, а в четыре раза.

Выделим из этой таблицы расчетное значение нагрузки в 9 т для составного сечения.

После теоретического расчета по «Рекомендациям» обратимся к аналитическому расчету составного сечения. Аналитический расчет выполним для той же колонны с помощью теорем, предложенных выдающимся российским ученым В.З. Власовым [3] для расчета тонкостенных элементов. В соответствии с его теорией общее уравнение определения критических сил выглядит следующим образом:

$$\begin{vmatrix} EI_y \lambda^2 - P & 0 & -(M_x + a_y P) \\ 0 & EI_x \lambda^2 - P & -(M_y + a_x P) \\ -(M_x + a_y P) & -(M_y + a_x P) & EI_w \lambda^2 - (r^2 P + 2\beta_x M_y - 2\beta_y M_x - GI_d) \end{vmatrix} = 0 \quad (1)$$

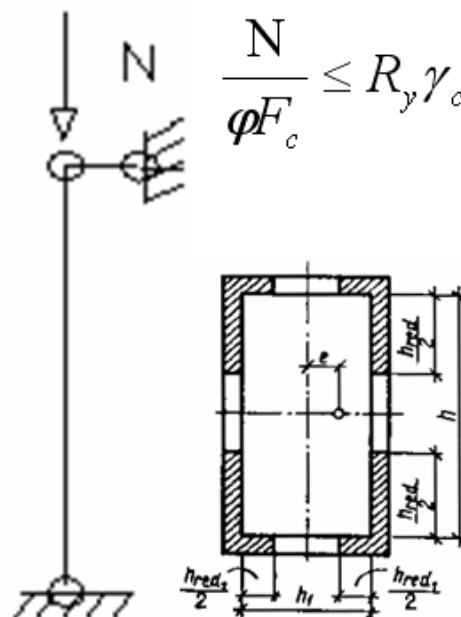


Рисунок 5. Расчетная схема исследуемой колонны, схема редуцированной площади и формула для расчета на потерю устойчивости с учетом редуцированной площади

**Таблица 2. Величины, входящие в формулу для расчета потери устойчивости, и максимальная несущая способность колонн**

Наименование профиля	N, кг	Ared, см <sup>2</sup>	φ	Ry, г/см <sup>2</sup>	γс	K
ПС 150-1.2	2200	2,25	0,3818	3568	0,75	0,96
ПС 150-1.2	2200	2,12	0,3303	3568	0,75	1,17
ПС «навыорот»	2200	2,28	0,3825	3568	0,75	0,94
ПС «спаренный»	9000	4,07	0,8549	3568	0,75	0,97

Т.к. в нашем случае мы имеем только осевое сжатие, то данное уравнение упростится, т.к. сократятся моменты и эксцентриситеты. Новое уравнение примет вид:

$$\begin{vmatrix} Py - P & 0 & -a_y P \\ 0 & Px - P & a_x P \\ -a_y P & a_x P & r^2(Pw - P) \end{vmatrix} = 0 \quad (2)$$

В данной системе нас интересует разрушающая (критическая) сила P, которую способно воспринять составное сечение. По результатам аналитического расчета мы имеем критическую силу, равную 11570 кг.

Отметим из всего вышесказанного, что мы имеем:

- критическую силу сжатия для составного сечения по «Рекомендациям» – 9,0 т;
- по методикам Власова – 11,6 т.

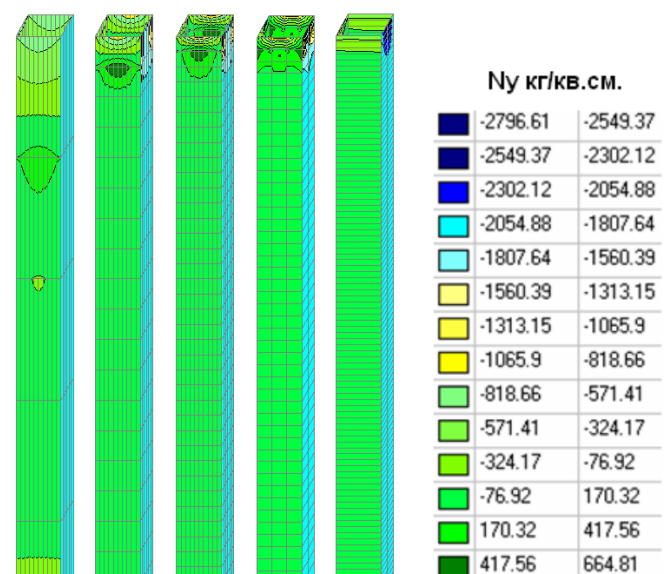
Таким образом, возможный неиспользованный процент несущей способности колонны составляет 28%.

Перейдем непосредственно к численным исследованиям с помощью SCAD. Для рассматриваемых колонн были приняты различные сетки сгущения конечных элементов.

Главное внимание было уделено выбору плотности сетки, принятию начальных недостатков. Чтобы смоделировать ситуацию для защемления концов колонн, используются два различных типа граничных условий. На рис. 6-9 можно видеть (слева направо), что сначала наибольший размер для сетки сгущения принимался в продольном направлении и постепенно уменьшался, но с увеличением поперечного размера сетки сгущения конечных элементов. На первом этапе моделирования составное сечение было задано как замкнутое коробчатое без учета отгибов. Нагрузка передавалась через смоделированную плиту условного пресса.



**Рисунок 6. Результаты численного моделирования колонны: поля напряжений по оси X**



**Рисунок 7. Результаты численного моделирования колонны: поля напряжений по оси Y**

Из рис. 6-7 (где показано распределение напряжений) можно видеть, что имеют место локальные большие величины напряжений, что в реальности маловероятно. Поэтому, исключая эти области, мы выбрали расчетное напряжение для NY равным 2054 кг/см<sup>2</sup>, а для NX — 2372 кг/см<sup>2</sup>.

Чтобы в дальнейшем исключить эти области, делается предположение, что в продольном направлении колонн элементы лучше сгущать к её середине, так как получается более удачная сетка вокруг центра.

В поперечном направлении более частая сетка лучше выполнена ближе к концам. Если рассмотреть рис. 8-9 с деформациями, то с учетом ожидаемых результатов более всего подходит пятая колонна.

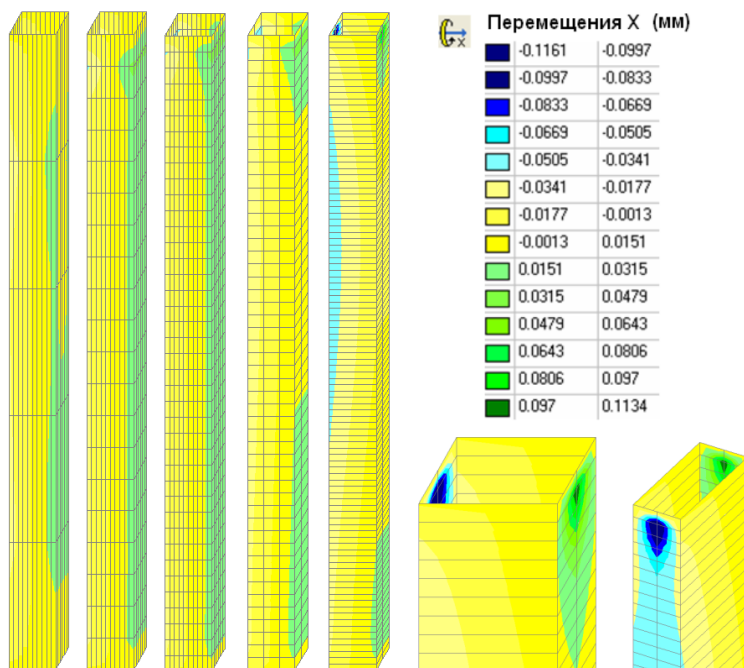


Рисунок 8. Результаты численного моделирования колонны: распределение деформаций по оси X

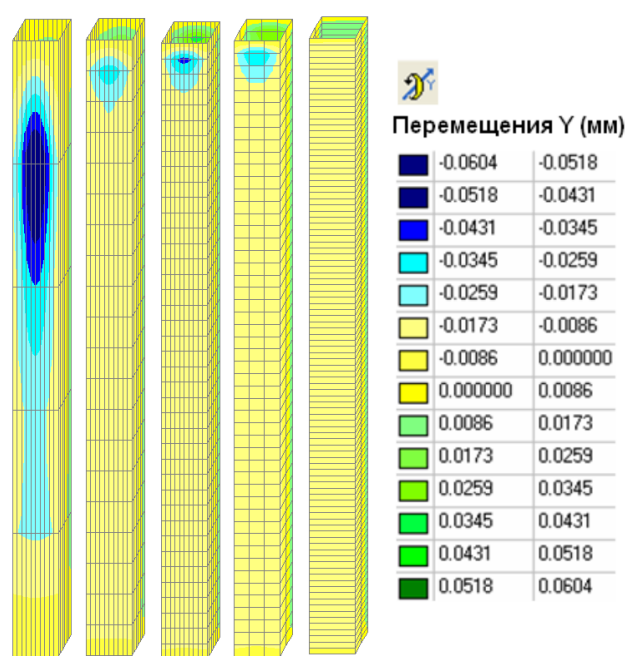


Рисунок 9. Результаты численного моделирования колонны: распределение деформаций по оси Y

И из этой картины получается, что для деформаций сетку лучше сгущать в продольном направлении.

Чтобы дать представление о том, как фактически работает составное сечение, хочется привести результаты похожих экспериментов, проведенных в университете Сиднея [5, 8]. Из рисунка 10 видно, что причиной отказа работы колонны стала чместная потеря устойчивости (выпучивание) стенки. По результатам SCAD мы имеем другую картину, из чего можно сделать предварительные заключения.

- Исследования в SCAD дают не очень правдоподобные результаты и не показывают ожидаемую тенденцию. С другой стороны, SCAD показывает изменение напряжения по целому поперечному сечению во время нагрузки и дает объяснение режимов отказа колонны.

- Форма деформации и распределения напряжения не согласуются с экспериментальными данными. Австралийские исследования показали, что в среднем разрушающее усилие было меньше, чем теоретическое, которое было определено для местной формы потери устойчивости колонны с учетом эффекта упрочнения стали



Рисунок 10. Экспериментальные результаты для местной потери устойчивости колонны, полученные в университете Сиднея

Также они показали, что наибольший эффект от отсутствия площадки упрочнения стали наблюдается на более коротких колоннах, где свойства материала

оказывают наибольшее влияние на несущую способность. Для более длинных и соответственно гибких колонн лимитирующим фактором являлась местная потеря устойчивости, свойства материала не оказывали существенного влияния. Местная потеря устойчивости возникала либо у основания колонн, либо в середине, в зависимости от граничных условий. Наибольшую сходимость результатов расчета в SCAD с экспериментальными данными можно видеть на рис. 8, где имеется местная потеря устойчивости. Но в целом результаты не согласуются.

▪ В целом, анализ с помощью МКЭ можно использовать, чтобы предсказать расчетную нагрузку тонких профилей, проанализировать поведение деформации тонкостенных секций, также он помогает проектировать и оптимизировать формы тонкостенного профиля.

В будущем, основываясь на данных исследований профилей в SCAD и экспериментальных данных, необходимо сосредоточиться на различиях между формами крутильно-изгибной потери устойчивости. Особое внимание следует уделить моделированию граничных условий и определиться с оптимальным шагом сетки. В дальнейшем SCAD поможет выполнить моделирование ситуаций, которые сложно осуществить в лабораторных условиях.

Окончательный результат показал, что по «Рекомендациям» мы имеем расчетное напряжение в сечении равным  $2590 \text{ кг/см}^2$ , а по методике Власова и моделированию в SCAD –  $2372 \text{ кг/см}^2$ . Можно сделать следующие выводы:

- увеличение коэффициента  $\gamma_s$ , который уменьшает расчетное сопротивление стали, от 0.75 до 0.9 на данный момент не представляется возможным, т.к. численные исследования дали не вполне ожидаемые результаты;
- в конструкциях типа тонких призматических оболочек закрытого типа, не имеющих по длине дополнительных поперечных связей, решающим фактором являются деформации контура;
- объединение элементов исключает деформацию полок.

Одним из практических выводов данной работы является возможность увеличения пролета рамы, увеличения шага колонн в продольном направлении (5 против 4 профилей). Например, при снеговой нагрузке в  $360 \text{ кг/м}^2$  и пролете П-образной рамы 6,0 м, для рассмотренной в данной работе двухметровой составной колонны мы имеем шаг колонны 8 м. Это можно увидеть, если для данного шага рассчитать максимальную несущую способность  $N_{\max} = 360 \text{ кг/м}^2 \cdot 3 \text{ м} \cdot 8 \text{ м} \approx 9000 \text{ кг}$  (табл. 2). Соответственно, необходимо четыре профиля для изготовления двух колонн для данного шага. Чтобы перекрыть восьмиметровый шаг, нам необходимо 5 одиночных стандартных профилей ( $N_{\max} = 360 \cdot 3 \cdot 2 \approx 2200 \text{ кг}$ , табл. 2).

### Литература

1. Астахов И.В. Пространственная устойчивость элементов конструкций из холодногнутых профилей. Дисс. на соиск. уч. ст. к.т.н. СПб, 2006.
2. Айрумян Э.Л. Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей производства ООО конструкций «БалтПрофиль». М., 2004.
3. Власов В.З. Избранные труды, Т. 2. М., 1963.
4. Yung D. Suitability of cold-formed rectangular hollow sections for use in plastic design. PhD. Sydney, 2003.
5. Kıymaz G. Stability Criteria for Thin-Walled Box Columns of High Performance Steel in Axial Compression. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, Imperial College, London, 1999.
6. Бейлин Е.А. Вариант единой теории кручения тонкостенных стержней открытого, замкнутого и частично замкнутого профилей // Исследования по механике строительных конструкций и материалов. Межвузовский тематический сборник трудов. Л., 1991. С. 57-74.
7. СНиП II-23-81\* «Стальные конструкции».
8. Demao Yang. Compression stability of high strength steel sections with low strain-hardening. School of Civil and Mining Engineering University of Sydney, 2003.
9. Ватин Н.И., Попова Е.Н. Термопрофиль в легких стальных строительных конструкциях. СПб, 2006.
10. Eccher G., Rasmussen K.J.R. & Zandonini R. Elastic Buckling Analysis of Perforated Thin-Walled Structures by the Isoparametric Spline Finite Strip Method, Thin-walled Structures, Vol. 46, 2008, pp. 165-191.
11. Sputo T., and Turner J. (2005). Bracing of Cold-Formed Steel Structures: A Design Guide. Prepared under contract to American Society of Civil Engineers-Structural Engineering Institute (ASCE-SEI), 149 pages, single-spaced.

\*Денис Николаевич Смазнов, Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Тел. моб.: +7(906)250-06-05; эл. почта: mazi8@yandex.ru, towerpole@yandex.ru