

4. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1: Общие правила для армированных и неармированных конструкций: СТБ EN 1996-1-1-2008.-Введ.1.07.2009.- Минск: Госстандарт.- 127с.

5. Методы испытаний каменной кладки. Часть 1. Определение прочности при сжатии: EN 1052-1.-Введ.07.10.1998.- CEN/TC 125.- 10с.

6. Методы испытаний строительных блоков. Часть 1. Определение прочности при сжатии: СТБ EN 772-1-2008.- Введ. 01.01.09.- Минск: Госстандарт.- 9с.

7. Методы испытания раствора для каменной кладки. Часть 11. Определение прочности на растяжение при изгибе и прочности при сжатии затвердевшего раствора: EN 1015-11:1999+A1:2006. – Brussels: CEN/TC 125. – 18с.

УДК 624.016.073.7.042

## **ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ДИАФРАГМ ЖЁСТКОСТИ ПО ТРЕБОВАНИЯМ НОРМ ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ**

*ГРИНЁВ В.В., ЦИНГЕЛЬ П.А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

### **Аннотация**

В статье рассматриваются особенности расчета диафрагм жесткости в соответствии с еврокодом 2 ТКП EN 1992-1-1-2009 «Проектирование железобетонных конструкций» и сопутствующими нормативными документами /1, 2, 3/. Освещены отличительные особенности создания расчетных моделей, сбора нагрузок и конструирования диафрагм жесткости. Рассмотрены методы расчета с учетом эффектов второго порядка.

### **Общие сведения**

Для обеспечения общей устойчивости и жесткости здания, а также уменьшения изгибающих моментов в элементах каркаса используют диафрагмы жесткости, синонимы: пилоны, стены - жест-

кости, балки-стенки. Указанные конструктивные элементы воспринимают основные горизонтальные нагрузки и часть вертикальных действующих на здание, и передают их фундаментам. Они же обеспечивают общую устойчивость здания, а их жесткость определяет значение перемещений несущих конструкций и здания в целом. Горизонтальными воздействиями на перекрытия являются ветровая нагрузка, колебания температуры перекрытий, разная деформативность основания и фундаментов под диафрагмами жесткости, сейсмические силы и горизонтальные нагрузки от невертикальности колонн.

В Республике Беларусь идёт активный процесс перехода на европейские строительные нормы проектирования.

В соответствии с приказом Министерства архитектуры и строительства №340 от 10 декабря 2014 года с целью массового внедрения в практику проектирования европейских стандартов по расчету строительных конструкций с 1 января 2015 года проектирование монолитных конструкций выполняется по ТКП EN 1992 Еврокод 2 «Проектирование железобетонных конструкций».

Так как в этом документе имеются отличия от ранее применявшихся в республике нормативных документов /4, 5, 6, 8/, стоит уделить особое внимание положениям данного нормативного документа, касающихся диафрагм жесткости.

### **Особенности расчёта диафрагм жесткости**

В ТКП EN 1992-1-1-2009 диафрагмы жесткости получили наименование «поперечные стены» их расчету посвящено приложение I «Расчет плоских перекрытий и поперечных стен».

Судя по определению, данному в данном разделе, поперечные стены — это неармированные или армированные бетонные стены, которые предназначены для обеспечения поперечной устойчивости конструкции.

Как следует из пункта I.2.2 ТКП EN 1992-1-1-2009 «поперечная нагрузка, воспринятая каждой поперечной стеной в конструкции, должна определяться из общего расчета конструкции, учитывающего действующие нагрузки, эксцентриситеты нагрузки по отношению к центру сдвига конструкции и взаимодействие между различными несущими стенами».

Также в приложении I указывается, что для диафрагм жесткости необходимо учесть влияние асимметрии ветровой нагрузки, согласно ТКП EN 1991-1-4-2009 «Общие воздействия. Ветровые воздействия» и др. /9, 10, 11/.

При расчете диафрагм жесткости необходимо учитывать совместное воздействие осевых и поперечных усилий.

Диафрагмы жесткости рассчитываются по двум группам предельных состояний, согласно ТКП EN 1990-2011\* «Основы проектирования строительных конструкций»:

- ultimate limit states (предельные состояния несущей способности – состояния, связанные с разрушением или другими подобными формами отказа конструкции);

- serviceability limit states (предельные состояния эксплуатационной пригодности – состояния, соответствующие условиям, при превышении которых конструкция или элемент конструкции перестает удовлетворять установленным эксплуатационным требованиям).

Указания по учету колебаний поперечных стен приведены в ТКП EN 1990-2011\* в пункте A1.4.4. «во избежание превышения предельного состояния эксплуатационной пригодности конструкции или элемента конструкции, подверженных колебаниям, собственная частота колебаний должна быть выше предварительно заданного значения, которое зависит от функционального назначения здания и источника колебаний, и должна согласовываться с заказчиком и/или органами управления.

Если собственная частота колебаний ниже предварительно заданного значения, расчет динамической характеристики конструкции следует осуществлять с учетом затухания колебаний. Возможные источники колебаний, которые необходимо рассматривать при расчете, представляют собой движение людей, синхронное перемещение большого количества людей, вибрации механического оборудования, ограниченные вибрации грунтового основания от движения транспорта и ветровые воздействия. Эти, а также другие источники определяют для каждого конкретного проекта и согласуют с заказчиком».

Интересным является пункт 6 приложения I.2 ТКП EN 1992-1-1-2009: «для конструкций зданий, не превышающих 25 этажей, если расположение стен в плане достаточно симметрично и стены не

имеют отверстий, которые приводят к существенным общим деформациям сдвига, боковая нагрузка, воспринимаемая поперечной стеной, может быть определена по формуле:

$$P_n = \frac{P(EI)_n}{\sum(EI)} \pm \frac{(Pe)y_n(EI)_n}{\sum(EI)y_n^2}, \quad (2)$$

где  $P_n$  — боковая нагрузка на стену  $n$ ;

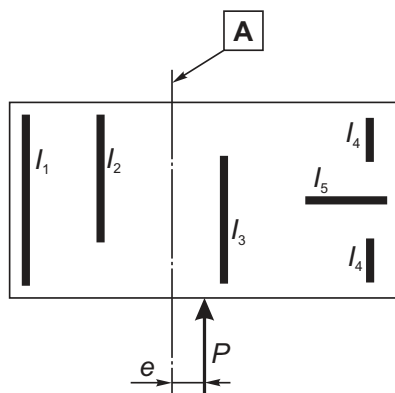
$(EI)_n$  — жесткость стены  $n$ ;

$P$  — приложенная нагрузка;

$e$  — эксцентриситет нагрузки  $P$  относительно центра жесткостей (см. рисунок 1);

$y_n$  — расстояние стены  $n$  от центра жесткостей.»

Если в раскрепляющую систему комбинируются элементы, имеющие и не имеющие существенных деформаций сдвига, расчет должен принимать во внимание как сдвиговые, так и изгибные деформации.



A — центр жесткостей группы поперечных стен

Рис. 1. Эксцентриситет нагрузки относительно центра жесткостей поперечных стен

### Расчетные модели, применимые для расчета диафрагм жесткости в соответствии с ТКП EN 1992-1-1-2009

В СНБ 5.03.01-02[5], предлагалось для расчета использовать два метода расчета:

а) нелинейный метод расчета, допускающий упрощения при определении схемы нагрузок, эпюр усилий и перемещений, использующий упрощенные зависимости кривизны от продольных сил и

изгибающих моментов, основанные на приближенных способах учета реологических свойств материалов;

б) метод, в котором выполняют проверку прочности наиболее напряженных расчетных сечений по усилиям, определенным из линейно-упругого статического расчета, скорректированным с учетом влияния продольных сил в сжатых элементах на величину изгибающих моментов.

В ТКП EN 1992-1-1-2009 эти методы получили дальнейшее развитие и при расчете используются следующие методы идеализации поведения конструкции:

- линейно-упругий;
- линейно-упругий с ограниченным перераспределением;
- пластический, включая модели стержневой системы;
- нелинейный.

Рассмотрим данные методы подробнее:

Линейно-упругий расчет

Линейный расчет элементов, основанный на положениях теории упругости, может быть использован для проверки как предельных состояний по эксплуатационной пригодности, так и по несущей способности.

Для определения эффекта от воздействий может производиться линейный расчет при следующих предположениях:

1. поперечные сечения работают без трещин;
2. соблюдается линейная зависимость между напряжениями и относительными деформациями;
3. принимается среднее значение модуля упругости.

2) Линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением

Линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением может быть применен для расчета конструктивных элементов при проверке предельных состояний по несущей способности.

На всех стадиях расчета должно быть учтено влияние любого перераспределения моментов.

Моменты, полученные для проверки предельных состояний по несущей способности линейно-упругим методом, могут быть перераспределены, таким образом, чтобы обеспечить распределение моментов с сохранением равновесия с приложенными нагрузками.

3) Пластический расчет

Основан на пластическом расчете, может применяться исключительно для проверки предельного состояния по несущей способности.

Пластичность критических поперечных сечений должна быть достаточной для формирования планируемого механизма разрушения.

Пластический расчет необходимо производить, как правило, или на основе метода нижнего предела (статического), или на основе метода верхнего предела (кинематического).

#### 4) Нелинейный расчет

Нелинейный метод расчета используются для проверки предельных состояний по несущей способности и эксплуатационной пригодности, при обеспечении условий равновесия и совместности деформаций с учетом нелинейного поведения материалов. Расчет производится по теории первого или второго порядка.

В предельном состоянии по несущей способности, как правило, следует проверить расчетом способность местных критических сечений к устойчивому восприятию любых неупругих деформаций, учтенных в расчете, принимая во внимание несовершенства. При нелинейном расчете должны применяться такие характеристики материалов, которые отражают реальную жесткость и учитывают погрешности разрушения.

#### **Расчет эффектов второго порядка**

При расчете различают эффекты первого и второго порядков.

Эффекты первого порядка: эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств.

Эффекты второго порядка: дополнительные эффекты от воздействия, обусловленные деформацией конструкции.

Для расчетов эффекта второго порядка в ТКП EN1992-1-1-2009 предлагается общий метод, основанный на нелинейном расчете с учетом эффектов второго порядка и двух упрощенных методов: методе, основанном на номинальной жесткости, и методе, основанный на номинальной кривизне. В национальном приложении для Республики Беларусь имеется указание применять метод, основанный на номинальной жесткости. Рассмотрим эти методы подробнее.

## Общий метод

Общий метод основан на нелинейном расчете, включающем геометрическую нелинейность, т. е. эффекты второго порядка. Следует использовать зависимости напряжений от относительных деформаций для бетона и стали, пригодные для общего расчета, с учетом влияния ползучести.

Могут быть использованы зависимости «напряжение — относительная деформация» для бетона и стали. По определенным на основе расчетных значений диаграммам «напряжение — относительная деформация» напрямую из расчета определяется расчетное значение предельной нагрузки.

При отсутствии более точных моделей ползучесть может быть учтена умножением всех значений относительных деформаций диаграммы «напряжение — относительная деформация» для бетона на коэффициент  $(1 + \varphi_{ef})$ , где  $\varphi_{ef}$  является эффективным коэффициентом ползучести (пункт 5.8.4 ТКП EN 1992-1-1-2009).

Кроме общего метода, имеется возможность использовать упрощенный метод, основанный на номинальной жесткости.

В методе расчета с учетом эффектов второго порядка на основе жесткости, как правило, используются номинальные значения изгибной жесткости, которые рассчитываются с учетом влияния на общее поведение трещин, нелинейных свойств материалов и ползучести. Это применимо также и к соседним (смежным) элементам, которые учитывают при расчете, например, балки, плиты или фундаменты. При необходимости, следует также учесть взаимодействие «грунтовое основание — конструкция».

Полученный расчетный момент используется для расчета поперечных сечений при действии изгиба с продольной силой.

Номинальная жесткость гибких сжатых элементов с различными поперечными сечениями:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s, \quad (3)$$

где  $E_{cd}$  — расчетное значение модуля упругости бетона;

$I_c$  — момент инерции поперечного сечения бетона;

$E_s$  — расчетное значение модуля упругости арматуры;

$I_s$  — момент инерции арматуры относительно центра тяжести поперечного сечения бетона;

$K_c$  — коэффициент, учитывающий влияние трещин и ползучести;

$K_s$  — коэффициент, учитывающий влияние арматуры.

В статически неопределимых конструкциях необходимо учитывать неблагоприятное влияние образования трещин в примыкающих элементах. При расчете может учитываться частичное образование трещин и эффект ужесточения при растяжении. Для упрощения могут быть рассмотрены поперечные сечения, полностью пересеченные трещиной. Жесткость, как правило, следует рассчитывать с использованием эффективного модуля бетона.

$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi_{ef}}, \quad (4)$$

где  $E_{cd}$  — расчетное значение модуля упругости;

$\varphi_{ef}$  — эффективный коэффициент ползучести.

Общий расчетный момент, включая момент с учетом эффектов второго порядка, рассчитывается путем увеличения изгибающих моментов, которые были определены с учетом эффектов первого порядка, а именно

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[ 1 + \frac{\beta}{N_B/N_{Ed} - 1} \right], \quad (5)$$

где  $M_{0Ed}$  — момент с учетом эффектов первого порядка;

$\beta$  — коэффициент, который зависит от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядка;

$N_{Ed}$  — расчетное значение продольного усилия;

$N_B$  — критическая сила, определенная на основе номинальной жесткости.

### **Рекомендации по расстановке диафрагм жесткости**

Основополагающие принципы расчета и расстановки диафрагм жесткости изложены в книге *Ханджи В.В. /7/*. Предлагаемый автором метод расчета ориентирован на многоэтажные здания со связевым каркасом с определенными допущениями он может быть использован и при расчете рамно-связевых систем. Следует не учитывать горизонтальную работу рам и все горизонтальные нагрузки воспринимаются диафрагмами жесткости (пилонами), либо имитировать стойки рам пилонами эквивалентной жесткости.



В относительно низких каркасных зданиях (высотой до 30—40 м) положение пилонов может быть подчинено оптимальному архитектурно-планировочному решению. Разумеется, что совокупность пилонов должна обеспечивать прочность, жесткость и общую устойчивость здания, однако схема их размещения может быть произвольной. В зданиях этой группы допустимо перемещение пилонов по высоте с одних осей на другие при обеспечении конструктивных мероприятий по передаче возникающих при этом усилий. Усложнение конструкций и увеличение расхода материалов, вызванные произвольным расположением пилонов, в невысоких зданиях небольшие и полностью окупаются улучшением планировки.

Высокие здания (к ним мы относим здания высотой более 70 м—80 м) нуждаются в четкой системе пилонов и обязательном выполнении излагаемых ниже требований к их размерам и размещению в плане. Отступления от этих требований значительно усложняют конструкции и ухудшают их работу. В связи с этим при компоновке высоких зданий первенство должно быть отдано размещению пилонов даже в том случае, если архитектурно-планировочному решению наносится некоторый ущерб. Опыт проектирования свидетельствует о том, что при тщательной увязке планировки с системой пилонов этот урон весьма незначителен.

В зданиях высотой от 30 м—40 м до 70 м—80 м вопрос о приоритете между размещением пилонов и архитектурным решением однозначно не решается. В этой группе, так же как и в высоких зданиях, следует стремиться к оптимальному размещению пилонов, однако здесь возможно некоторое небольшое отступление, если это существенно улучшает планировку.

Возможные схемы размещения пилонов разных типов в каркасных зданиях весьма многообразны и не могут быть сведены к ограниченному перечню рекомендуемых ситуаций, отдельные схемы приведены на рисунке 2. При выборе системы пилонов в процессе компоновки здания необходимо руководствоваться следующими основными правилами.

1. Система пилонов и архитектурно-планировочное решение здания должны быть максимально взаимоувязаны. В процессе увязки приоритет определяется в зависимости от высоты здания.

2. При компоновке высоких и средних по высоте зданий следует стремиться к минимальному числу пилонов. Необходимая

прочность и жесткость здания легче достигаются увеличением размера пилонов, а не их числа. Увеличивать количество пилонов по сравнению с минимально необходимым целесообразно только в зданиях с протяженным планом, когда лимитирующим параметром оказываются расстояния между пилонами.

3. Минимально необходимой и достаточной для обеспечения геометрической неизменяемости здания является система пилонов, в состав которой входит не менее трех стен, плоскости которых не пересекаются на одной прямой и не параллельны.

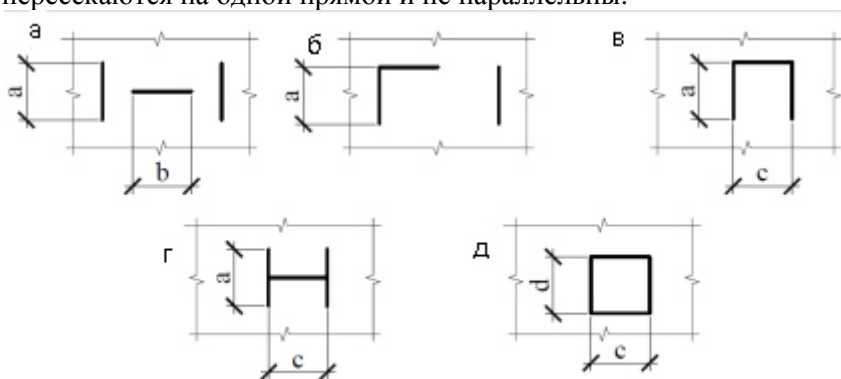


Рис. 2. Расположение пилонов в плане здания

Геометрическая неизменяемость здания может быть достигнута тремя плоскими пилонами (рисунок 2, а), сочетанием плоского и углового пилонов (рисунок 2, б) одним пилоном с развитым поперечным сечением (рисунок 2, в, г, д).

4. Оптимальна такая компоновка здания, при которой центр массы и центр изгиба здания совпадают в плане и через эту же точку проходят равнодействующие ветровых нагрузок. Это условие автоматически выполняется в зданиях с равномерно распределенной массой, план которых имеет две оси симметрии и система пилонов симметрична относительно этих же двух осей. При несимметричном плане это условие не всегда выполнимо, тем не менее, при компоновке системы пилонов высокого здания следует стремиться к тому, чтобы расстояние между центром массы и центром изгиба было минимальным.

5. Размеры поперечных сечений пилонов, не имеющих развитой протяженности (размеры а и б на рисунке 2), следует назначать не менее  $\frac{1}{6}$  -  $\frac{1}{8}$  высоты надземной части здания. При развитых длинах (размеры с и d) они могут быть уменьшены до  $\frac{1}{8}$  -  $\frac{1}{10}$  высоты.

6. Систему пилонов следует распределять равномерно по плану здания.

### **Выводы**

В связи с увеличением доли ветрового воздействия в общем составе всех нагрузок, возрастает роль диафрагм жёсткости в обеспечении жесткости и устойчивости зданий и сооружений. Приведенные в работе сопоставления показывают на необходимость учета всех факторов при проектировании диафрагм жесткости.

### **ЛИТЕРАТУРА**

1. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011\*. Переиздание (апрель) с изменением №1 (введ. 01.04.2015). – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2015. – 86с.

2. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия: ТКП EN 1991-1-4-2009 с изменением №1 (введ. 23.07.2014). – Введ. 01.01.2010. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2010. – 118с.

3. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009. – Введ. 01.01.2010. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2015. – 192с.

4. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 с изменением №1 (введ. 18.06.2004). - Введ. 01.01.87. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36с.

5. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02 с изменениями №1...5. – Введ. 01.07.2003. - Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 139с.

6. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008. – Введ. 01.12.2008. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2008. – 92с.

7. Ханджи В. В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом. М., Стройиздат, 1977, 187с.

8. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования. Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Под ред. проф. Т.М. Пецольда и проф. В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003 – 380с., с илл.

9. Тур, В.В. Моделирование ветровых воздействий на здания и сооружения в соответствии с ТКП EN 1991-1-4 / В.В. Тур, А.В. Черноиван // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: сб. науч. ст. / ГрГУ им. Я. Купалы; редкол.: Т.М. Пецольд (отв. ред.), Е.А. Ровба [и др.]. – Гродно: ГрГУ, 2010.– С. 203–211.

10. Тур, В.В. К оценке средней скорости ветра при расчете зданий и сооружений / В.В. Тур, А.В. Черноиван // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2011. – № 1(67): Архитектура и строительство. – С. 50–53.

11. Тур, В.В. Нормирование ветровой нагрузки на здания и сооружения для климатических условий Республики Беларусь / В.В. Тур, А.В. Черноиван // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2012. – № 1. – С. 35–40.

УДК 624.072.014.2

## **СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ СТЕРЖНИ ОТКРЫТОГО ПРОФИЛЯ С РАСКОСНЫМ УСИЛЕНИЕМ**

*ДАВЫДОВ Е. Ю.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Тонкостенность стального проката, а также холодногнутого профиля, является одним из эффективных направлений по снижению металлоёмкости металлических конструкций. В расчетных модулях при теоретических исследованиях тонкостенные стержни открытого профиля рассматриваются как стержни-оболочки (рис.1).

Дифференциальные уравнения равновесия для таких моделей при наиболее распространенных схемах нагружения имеют следующий вид:

$$EA\zeta''(z) = q_z$$