

Лешкевич Олег Николаевич, канд. техн. наук,
заместитель генерального директора по научной работе,
РУП «Институт БелНИИС», г. Минск

Щербач Александр Валерьевич, канд. техн. наук,
заведующий научно-исследовательской лабораторией
металлических конструкций и арматурных изделий
в конструктивных системах зданий и сооружений,
РУП «Институт БелНИИС», г. Минск

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ЕВРОКОДА 2 (ТКП EN 1992-1-1) ПРИ РАЗРАБОТКЕ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ

AN EXPERIENCE IN DESIGN OF PRECAST REINFORCED CONCRETE STRUCTURES ACCORDING TO EUROCODE 2

Аннотация

В статье приведены характерные отличия требований Еврокода 2 (ТКП EN 1992-1-1) от требований действующих отечественных норм проектирования железобетонных конструкций. Описан опыт РУП «Институт БелНИИС» в проектировании сборных железобетонных изделий с применением Еврокода 2.

Abstract

This article shows differences between requirements of Eurocode 2 and national code of practice for design of reinforced concrete structures. Also it shows an experience RUE “Institute BelNIIS” in design process of reinforced concrete structures according to European code of practice.

ВВЕДЕНИЕ

Необходимость внедрения европейских норм в практику строительства Республики Беларусь обусловлена стоящей перед отраслью задачей повышения качества возводимых зданий и сооружений, производимых материалов и конструкций, повышения их конкурентоспособности на внутреннем и внешнем рынках при оптимизации расхода трудовых, материальных, энергетических и финансовых ресурсов.

Ключевым событием в процессе перехода строительного комплекса Беларуси на европейские нормы стало введение

технического регламента, являющегося аналогом европейской директивы 89/106 серии еврокодов, в том числе и ТКП EN 1992-1-1, регламентирующего правила проектирования железобетонных конструкций.

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ТКП EN 1992-1-1 ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Наиболее значительным проектом, выполненным в РУП «Институт БелНИИС» в соответствии с ТКП EN 1992-1-1, является: «Разработка серии рабочих чертежей сборных ж/б изделий для строительства производственных и сельскохозяйственных зданий».

Работа по вышеупомянутой теме началась весной 2011 года и продолжается до настоящего времени. Заказчиком выступило совместное белорусско-итальянское предприятие. На сегодняшний день разработан комплект чертежей на опытную партию не менее 240 типоразмеров сборных железобетонных изделий различных видов, среди которых:

- 160 вариантов стеновых панелей (навесных, несущих наружных, внутренних);
- 50 типоразмеров колонн;
- восемь типоразмеров плит покрытия типа «ТТ»;
- два типа стропильных балок «бумеранг» пролетом 17 м;
- девять вариантов предварительно напряженных двускатных балок пролетом от 14 до 20 м;
- несколько типов односкатных балок таврового сечения пролетом около 7,4 м;
- два типа сборных фундаментов;
- значительное количество второстепенных сборных ж/б изделий, необходимых для возведения законченного здания.

Репрезентативные образцы изделий всесторонне испытаны в соответствии с ГОСТ 8829 отделом испытаний и обследований РУП «Институт БелНИИС».

На рис. 1 и 2 приведены фотографии фасадов и интерьеров возводимой молочно-товарной фермы, запроектированной с применением сборных ж/б изделий, разработанных РУП «Институт БелНИИС». МТФ состоит из двух зданий коровников и здания доильно-молочного блока. Коровник представляет собой трехпролетное здание шириной в осях 32,4 м и длиной около 100 м. Максимальная высота до низа стропильной конструкции составляет 7 м.

В качестве плит покрытия применяют плиты типа «ТТ» длиной 9,6 м.

Применение бессварных соединений (эластомерных опор, монтажных шин) позволяет обеспечить сборку надземной части каркаса МТФ за 1 календарный месяц. Соединения на эластомерных опорах (неопреновых прокладках) рассчитаны согласно СТБ EN 1337-3-2009 «Опоры строительных конструкций. Опоры эластомерные».



Рисунок 1. Фасады коровника МТФ

Средний пролет перекрыт балкой типа «Бумеранг», крайние – односкатными балками таврового сечения.



Рисунок 2. Стропильная конструкция среднего пролета здания

На рис. 3 и 4 приведены конструктивные решения некоторых узлов здания.

Монтаж стропильных конструкций на колонны производится с применением эластомерных опор – неопреновых прокладок.

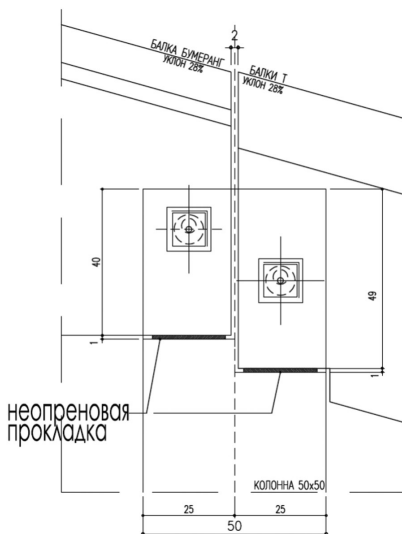


Рисунок 3. Узел опирания стропильных балок на среднюю колонну

Стеновые панели – самонесущие, закреплены на колоннах с помощью монтажных изделий известного производителя.

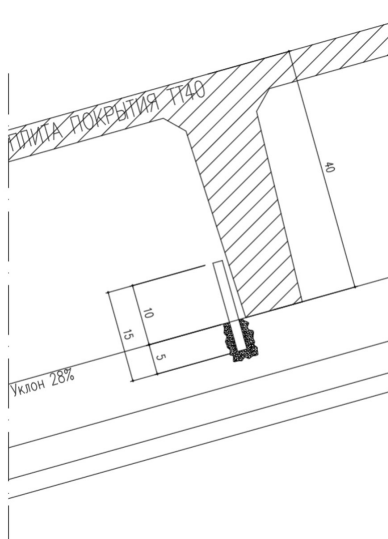
О НОРМИРОВАНИИ ДЕФОРМАЦИОННЫХ СВОЙСТВ БЕТОНА

В концепции ТКП EN 1992-1-1 модуль упругости рассматривается как тангенциальный модуль, определенный для фактической диаграммы деформирования бетона. Он примерно равен тангенсу угла наклона секущей, соответствующей нисходящей ветви быстрой разгрузки. Для его определения используется диаграмма « $\sigma_c - \epsilon_c$ », получаемая при одноосном сжатии. Значения модуля упругости E_c учитывают некоторую часть необратимых деформаций. В то время как в СНБ [2] рассматривается секущий модуль упругости в точке $\sigma_c = 0,4f_{cm}$.

В рамках СНБ [1] принимаются дифференцированные значения модулей упругости E_{cm} , установленные как в зависимости от вида заполнителя, технологии изготовления конструкции, так и подвижности бетонной смеси, в то время как в ТКП EN 1992-1-1 [1] нет такого разделения.



Рисунок 4



При этом не содержится данных о необходимости корректировок модуля упругости при выполнении линейно-упругих расчетов.

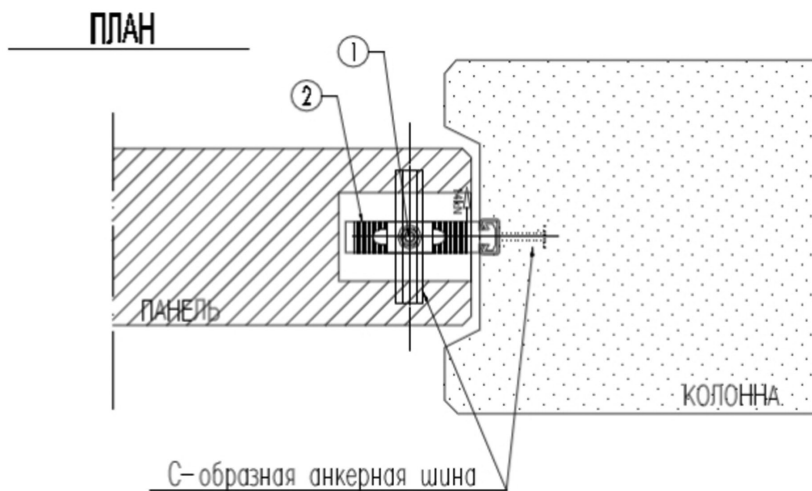


Рисунок 5. Узел крепления стеновых панелей к колоннам

Для работы конструктора отсутствие дифференциации модулей упругости в зависимости от подвижности бетонной смеси является приемлемым упрощением и снимает ряд вопросов по определению характеристик материала на начальной стадии проектирования, в то время как марка по удобоукладываемости бетонной смеси может быть решена иными путями (например, внесением пластификаторов).

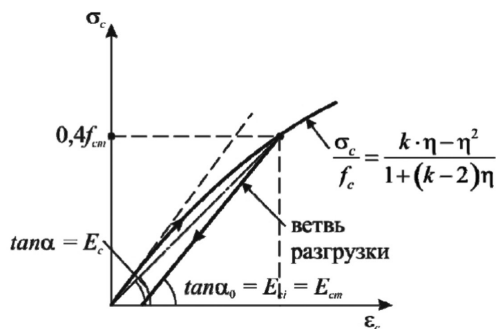


Рисунок 6. К определению модуля упругости бетона [3]

С точки зрения влияния на результаты расчета следует сказать, что в процессе линейно-упругих расчетов изменение значения модуля упругости бетона в зависимости от марки по удобоукладываемости существенного влияния не оказывает.

О НОРМИРОВАНИИ ХАРАКТЕРИСТИЧЕСКИХ И РАСЧЕТНЫХ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ АРМАТУРЫ СОГЛАСНО СНБ 5.03.01 [1] И ТКП EN 1992-1-1

Не анализируя подробно правила назначения параметрических точек диаграммы « $\sigma - \epsilon$ » для ненапрягаемой арматуры согласно СНБ 5.03.01 [2] и ТКП EN 1992-1-1 [1], остановимся лишь на одном, но очень важном показателе – расчетной предельной относительной деформации ϵ_{ud} (рис. 7).

В соответствии с п. 3.2.7 ТКП EN 1992-1-1 [1] расчетное значение предельной относительной деформации рекомендуется принимать равным $0,9\epsilon_{uk}$. В свою очередь характеристическое значение предельной деформации ϵ_{uk} принимают в зависимости от нормируемого класса деформативности арматурной стали (табл. 1).

Как видно из данных, приведенных в таблице 1, нижние пределы расчетных значений предельных относительных деформаций для разных классов стали изменяются от 2,25 до 6,75 %.

Таким образом, по сравнению с ограничением, действующим в СНБ 5.03.01 (как и в целом ряде предварительных версий ЕС2), $\epsilon_{ud} = 10 \%$, допускаемая деформативность арматурных сталей существенно возрастает, что позволяет в какой-то мере сделать конструкцию экономичнее.

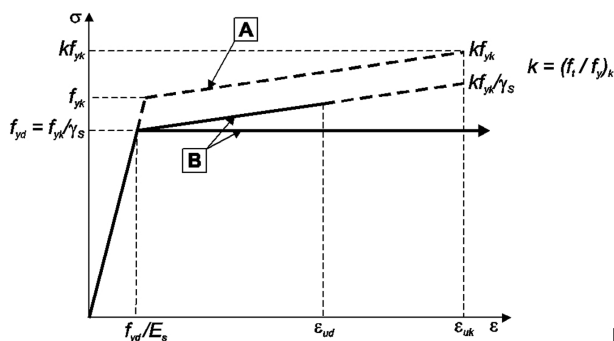


Рисунок 7. Идеализированная (А) и расчетная (В) диаграммы «напряжение — относительная деформация» для арматуры (для растяжения и сжатия) [1]

Таблица 1

Свойства арматуры [1]

Вид продукта	Стержни и стержни из бухт			Сетки из проволоки			Требования или значение квантиля, %
	А	В	С	А	В	С	
Характеристический предел текучести f_{yk} или $f_{0,2k}$ МПа	400–600						5,0
Минимальное значение $k = (f_t / f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Характеристические относительные деформации при максимальной нагрузке ϵ_{uk} , %	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0

С увеличением предельной относительной деформации для арматуры уменьшается высота сжатой зоны в сечении. Следовательно, для исключения разрушения сжатой зоны необходимо увеличивать класс бетона по прочности на сжатие.

Кроме этого, принятый подход является обоснованным при все более широко применяемых нелинейных методах расчета конструкций, особенно при выполнении оценок живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях. В этом случае в качестве критериев оценивания конструктивной системы применяются не сравнения расчетных эффектов от воздействий (в виде внутренних усилий) и расчетных сопротивлений сечений, а расчетные параметры деформативности (углы поворота, перемещения), которые следует сравнивать с назначенными предельными значениями.

Важно обратить внимание и на то обстоятельство, что аналогичное ограничение (по $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$, $\varepsilon_{ud} \geq 2\%$) вводится в ТКП EN 1992-1-1 и для напрягаемой арматуры. Так, например, для канатной арматуры класса Y1860S7 согласно СТБ EN 10138-3 принятых для армирования напрягаемых элементов ε_{uk} равна 3,5%.

При проектировании предварительно напряженных конструкций следует иметь в виду, что в контексте ТКП EN 1992-1-1 на диаграмме деформирования напрягаемой арматуры f_{pk} обозначает характеристическое значение предела прочности при растяжении (рис. 8), а не $f_{p0,2k}$, как это было принято в СНБ 5.03.01 [1]. В то же время расчетная прочность при растяжении определяется $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$.

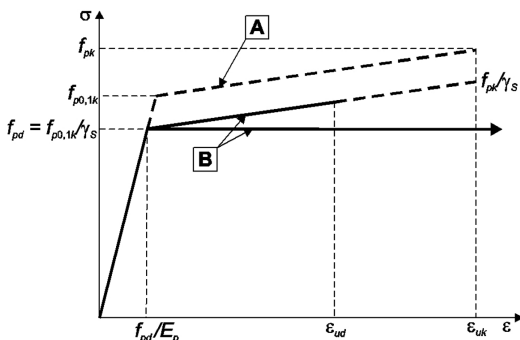


Рисунок 8. Идеализированная (А) и расчетная (В) диаграммы «напряжение — относительная деформация» для напрягаемой стали (абсолютные значения показаны для растягивающих напряжений и относительных деформаций)

О ПРИМЕНЕНИИ СВАРКИ В РАЗРАБОТАННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ КАРКАСА

Во всех разработанных изделиях в соответствии с Еврокодом 2 сварка арматуры не используется (за исключением сеток из проволочной арматуры). Все каркасы приняты вязаными.

Согласно СТБ EN 10080-2011 «Арматура для железобетонных конструкций. Арматура свариваемая. Общие технические условия» требования к механическим характеристикам арматуры и сварным арматурным изделиям идентичны.

Иными словами, арматурный стержень и сварное изделие (тот же стержень, с приваренными к нему элементами) должны в равной мере соответствовать требованиям стандарта, устанавливающего требования к арматуре. При повсеместном использовании ручной электродуговой сварки в заводских условиях для изготовления арматурных каркасов добиться соответствия невозможно. Следовательно, удовлетворить требования СТБ EN 10080, как ссылочного стандарта EC2, можно, применяя только вязанную арматуру в железобетонных конструкциях. При наличии соответствующего оборудования у изготовителя производство вязаных арматурных изделий не является сложной и дорогостоящей задачей.

Следует обратить внимание на наличие детально проработанных ограничений минимальной толщины защитного слоя арматуры, приведенной в табл. 4.4 и 4.5 [1] в зависимости от класса конструкции (срока эксплуатации) и класса условий эксплуатации. При определенных условиях следует увеличивать толщину защитного слоя. Сравнивая значения толщины защитного слоя согласно СНБ 5.03.01 и ТКП EN 1992-1-1, важно отметить, что для классов эксплуатации X0, XC1 для ряда заданных сроков эксплуатации значения, приведенные в EC2, меньше, чем в СНБ [2].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Использование ТКП EN 1992-1-1 при разработке чертежей на опытную партию позволило РУП «Институт БелНИИС» проектировать изделия, удовлетворяющие требованиям соответствующих европейских стандартов и норм проектирования, введенным в действие на территории Республики Беларусь.

На наш взгляд, отдельные положения Еврокода 2 в ряде случаев позволяют проектировать изделие (конструкцию) несколько экономичней, чем при использовании национальных норм проектирования, обеспечивая заданный уровень надежности.

Список использованных источников

1. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1-2009. – Введ. 01.01.10. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2010. – 112 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01–02. – Введ. 01.07.03. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 139 с.
3. Тур, В.В. О разработке национальных ТНПА по проектированию железобетонных конструкций в свете новых требований европейских и международных норм / В.В. Тур, Т.М. Пецольд, Н.А. Рак // Материалы III Международного симпозиума: Проблемы современного бетона и железобетона, 9–11 ноября 2011 г. / РУП «Институт БелНИИС» ; редкол.: М.Ф. Марковский [и др.]. – Минск, 2011. – Т. 1. : Бетонные и железобетонные конструкции. – С. 443–500.

Статья поступила в редколлегию 29.10.2013