Тур С. А., магистр технических наук, аспирантка, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь

О СОПРОТИВЛЕНИИ ПОСТ-НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА С НАПРЯГАЮЩИМИ ЭЛЕМЕНТАМИ, НЕ ИМЕЮЩИМИ СЦЕПЛЕНИЯ С БЕТОНОМ

В настоящей статье представлены некоторые из существующих предложений и методик расчета изгибаемых предварительно напряженных элементов без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Эта задача является актуальной в связи с введением в Республике Беларусь европейских норм проектирования, или так называемых «Конструкционных Еврокодов» (Structural Eurocodes).

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время в связи с переходом на строительство монолитных каркасов, особенно в высотном строительстве, актуальным является выполнение предварительного напряжения перекрытий в построечных условиях. Для этих целей широко применяют пост-напряженные конструкции с натяжением напрягаемых элементов на бетон.

Введение в Республике Беларусь европейских норм проектирования, или так называемых «Конструкционных Еврокодов» (Structural Eurocodes), требует разработки национальных приложений, в рамках которых должны быть определены национальные параметры и требования к расчетам (National Determined Parameters, NDP).

Нормирование приращений в напрягаемой арматуре без сцепления с бетоном в предельной стадии — одно из этих требований. Следует отметить, что в отличие от норм ряда стран и предложений отдельных исследователей, EN1991-1-1[12] рекомендует принимать постоянное значение $\Delta f_{ps} = 100 \mathrm{H/Mm}^2$.

В представленной статье рассмотрены и проанализированы предложения и рекомендации различных норм и исследователей на фоне опытных данных.

ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ ИЗГИБАЕМЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

При отсутствии сцепления арматуры с окружающим бетоном приращение напряжений в арматуре от действия эффектов от нагрузки распределяется одинаково по всей длине стержня. Это обстоятельство изменяет характер трещинообразования элементов, ведет к увеличению прогибов и ширины раскрытия трещин. При этом разрушение таких элементов происходит, как правило, при меньших нагрузках в результате раздавливания бетона сжатой зоны. Прочностные свойства напрягаемой арматуры зачастую оказываются недоиспользованными [4].

Несмотря на то, что бетонные элементы, подвергаемые предварительному обжатию арматурой без сцепления с бетоном, в большинстве случаев имеют конструктивное армирование, его в большинстве случаев не учитывают в расчетах. Вместе с тем, если часть арматуры (напрягаемой или ненапрягаемой) имеет сцепление с бетоном, это может существенно повлиять на характер трещинообразования и разрушения такого элемента.

Чтобы рассмотреть работу такого элемента в предельном состоянии, необходимо определить прирост напряжений в свободной арматуре (арматуре, не имеющей сцепления с бетоном).

Согласно Politalski [14], польские нормы [13] и Eurocode 2 [12] рекомендуют принимать прирост напряжений в арматуре без сцепления в предельном состоянии равным 100МПа. Аналогичное значение было принято и в американских нормах АСІ 318-63. Актуальное издание этих норм [11] рекомендует рассчитывать величину приращения напряжений как зависимость от трех параметров: прочности на сжатие бетона, коэффициента армирования преднапряженной арматуры и отношения пролета к высоте элемента.

$$\Delta f_{ps} = 70 + f_c^I / (100 \cdot \rho_p) \le 420$$
МПа для $L/d_p \le 35$

$$\Delta f_{ps} = 70 + f_c^I / (300 \cdot \rho_p) \le 200$$
МПа для $L/d_p \ge 35$ (1)

Очевидно, что уравнения, предлагаемые ACI [11], могут обеспечить прирост напряжений в предельной стадии в пределах от 70 до 420 МПа, что можно считать как и опасным, так и

консервативным результатом по сравнению с требованием европейского стандарта.

Важно отметить, что положения ACI норм опираются на большое количество испытаний и значительный опыт в изготовлении подобного рода конструкций.

В работах А. И. Хачатряна и В. Б. Титуса [10, 7] по исследованию предварительно напряженных плит без сцепления арматуры с бетоном указывается на равномерное распределение приращения напряжений $\sigma_{sp,ub}$ по всей длине стержня без сцепления с бетоном. При этом показано, что в момент разрушения напряжения в арматуре не достигают временного сопротивления разрыву (f_{nk}).

На основании результатов выполненных исследований был сделан вывод о том, что напряжения в крайнем сжатом волокне бетона при разрушении сечения, достигают предельных значений, а этнору распределения напряжений в сжатой зоне можно принимать прямоугольной. При этом, напряжения в напрягаемой арматуре без сцепления пропорциональны призменной прочности бетона f_{cm} и рабочей высоте сечения d, обратно пропорциональны коэффициенту армирования ρ_e и длине пролетов l. Полная величина напряжений в растянутой арматуре без сцепления в предельной стадии составляет:

$$\sigma_{sp,ub} = \sigma_{sp,0} + 2\alpha f_{con} + k_1 \frac{f_{con}}{\rho_e \cdot l} \le f_{pk,02}, \qquad (2)$$

где k_1 - опытный коэффициент.

Используя эту формулу для определения напряжений в растянутой арматуре расчет прочности предлагается выполнять в соответствии с методикой, изложенной в СНиП [6].

В проекте «Пособия по проектированию железобетонных конструкций без сцепления арматуры с бетоном» (к СНиП 2.03.01.84*) [3], разработанного под руководством А. И. Мордича, при расчете прочности нормальных сечений предложено использовать метод предельных усилий, изложенный в СНиП [6], принимая равномерное распределение сжимающих напряжений по высоте условной сжатой зоны сечения (прямоугольный блок

напряжений). При этом величину предельных напряжений в свободной напрягаемой арматуре для одно- и многопролетных ригелей, балок, одноосно напряженных плит рекомендовано определять по формуле:

$$\sigma_{sp,ub} = \sigma_{sp,0} + 3.5\alpha \cdot f_{ctd} + \beta \frac{f_{ctd} \cdot x}{100\rho_{a}} \le f_{pd}$$
 (3)

В случае двухосно напряженных плит предложено использовать следующую формулу:

$$\sigma_{sp,ub} = \sigma_{sp,0} + 2\alpha \cdot f_{cut} + \frac{f_{cut}}{100\rho_o} \cdot \frac{d_p}{l} \le f_{pot}$$
 (4)

В «Рекомендациях по расчету железобетонных предварительно напряженных изгибаемых элементов без сцепления арматуры с бетоном»[2], разработанных под руководством П. И. Васильева и О. А. Рочняка, описана, так называемая, блочно-контактная расчетная модель для изгибаемых элементов без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Согласно принятому подходу, предварительно напряженные железобетонные балки с продольной арматурой без сцепления с бетоном после образования нормальных трещин превращаются в систему блоков, соединенных между собой в сжатой зоне, и передающих распор через крайние блоки на предварительно напряженные стержни. Напряжения в продольной арматуре на всех стадиях (до и после образования трещин) одинаковы по всей длине. Разрушение блочной системы происходит либо вследствие раздавливания сжатого бетона в месте контакта блока, либо от потери устойчивости отслоившейся сжатой зоны.

По способу, предложенному профессором П. И. Васильевым и А. А. Вайсфельдом [1], расчет прочности нормальных сечений элементов, не имеющих сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, предложено выполнять, принимая линейный закон распределения по высоте сечения средних деформаций в зоне максимальных изгибающих моментов (см. рис. 1).

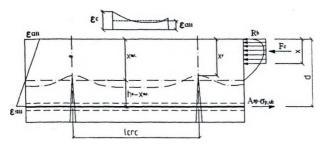


Рис. 1. К расчету прочности нормальных сечений по способупроф. П.И. Васильева и А.А. Вайсфельда [1]

Профессором О. А. Рочняком при составлении проекта СНБ 5.03.01 [5] были внесены предложения по расчету прочности нормальных сечений конструкций без сцепления арматуры с бетоном, базирующиеся на следующих предпосылках:

- принимается линейное распределение средних деформаций по высоте сечений в зоне действия изгибающих моментов, т.е. для среднего сечения по длине элемента выполняется гипотеза плоского деформирования;
- исчерпание прочности происходит при достижении в крайнем волокне конструкции относительных укорочений, равных предельной сжимаемости \mathcal{E}_{cu} .

Расчетная схема изгибаемого элемента без сцепления при расчете прочности показана на рисунке 2.

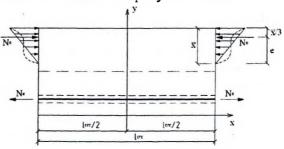


Рис. 2. Расчетная схема

В таблице 1 обобщены наиболее известные расчетные зависимости, применяемые для определения Δf_{rs} . Следует отме-

тить, что если не принимать во внимание некоторые незначительные, все они имеют общую основу.

. Tаблица l Расчетные зависимости для определения $\Delta f_{_{ps}}$

№ п/п	Источник, автор	Расчетная зависимость для Δf_{ps}
1	EN1992-1-1 (EUROCODE-2) [12]	$\Delta f_{ps} = 100 \text{H/mm}^2 \text{ (const)}$
2	Хачатрян А.И., Титус Б.В. [7, 10]	$\Delta f_{pa} = 2 \alpha f_{ctm} + k_1 \frac{f_{cm} \cdot d}{\rho_e \cdot l}$: Полные напряжения в предельной стадии: $\sigma_{sp,ub} = \sigma_{pm,co} + \Delta f_{ps} \leq f_{pk,02}$, k_1 - опытный коэффициент
3	ACI 318[11]	$\Delta f_{\rho i} = 70 + f_c^I / (100 \cdot \rho_p) \le 420 \mathrm{M}\Pi a$ для $L/d_p \le 3$ $\Delta f_{\rho i} = 70 + f_c^I / (300 \cdot \rho_p) \le 200 \mathrm{M}\Pi a$ для $L/d_p > 35$
4	Пособие [3]	Для балок: $\Delta f_{\mu\nu} = 3.5\alpha \cdot f_{\mu\nu} + \beta \frac{f_{\mu\nu} \cdot x}{100\rho_{\mu}} \le f_{\mu\nu}$ Для плит: $\Delta f_{\mu\nu} = 2\alpha \cdot f_{col} + \frac{f_{col}}{100\rho_{\mu}} \cdot \frac{d_{\mu}}{l} \le f_{\mu\nu}$ Полное напряжение в предельной стадии: $\sigma_{sp,u\bar{n}} = \sigma_{pm,\infty} + \Delta f_{ps}$
5	Отчет [16]	Для середины пролета: $\Delta f_{\mu} = \frac{d}{17L} E_{\rho}$. На опоре: $\Delta f_{\mu} = \frac{2d}{17L} E_{\rho}$, d – рабочая высота сечения; L – расстояние между анкерами; E_{ρ} - модуль упругости. Полные напряжения в предельной стадии: $f_{\rho} = \sigma_{\rho m,\infty} + \Delta f_{\rho s}$

Как видно из зависимостей, представленных в таблице 1, приращения в напрягаемой арматуре принимает либо как некоторую константу, либо в виде функции, базисными переменными которой являются содержание напрягаемой арматуры в сечении и прочность бетона при сжатии.

В отличие от большинства методов, расчетный метод, описанный в ТКП/ОР/45-5.01[8], учитывает работу ненапрягаемой арматуры, имеющей сцепление с бетоном, минимальное количество которой определяется, исходя из требований норм.

В соответствии с требованиями [8] в предельном состоянии по прочности растягивающее усилие, вызванное расчетным изгибающим моментом, воспринимается одновременно как напрягаемой, так и ненапрягаемой арматурой.

В предварительно напряженных конструкциях с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном, в растянутой при эксплуатационных нагрузках зоне, следует предусматривать установку арматуры, имеющей сцепление с бетоном. Предварительно количество арматуры, имеющей сцепление с бетоном, определяется расчетом из условия ограничения ширины раскрытия трещин, как для внецентренно сжатого элемента при продольной силе N_{nd} (равнодействующая усилия предварительного обжатия). В связи с тем, что ненапрягаемая арматура обеспечивает резервы прочности, рекомендуется принимать чтобы 50 - 60 % предельного расчетного усилия, действующего в сечении, должно быть воспринято напрягаемой арматурой и оставшиеся 40 -50 % - ненапрягаемой арматурой, имеющей сцепление с бетоном. Минимальный процент армирования арматурой, имеющей сцепление с бетоном, при этом должен быть не менее, чем 0,15 %. Следует отметить, что количество ненапрягаемой арматуры зависит от прогнозируемой величины обжатия, что было показано в наших работах [9]. С ростом усилия обжатия увеличивается количество ненапрягаемой арматуры.

Расчет предварительно напряженных элементов с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном по предельным состояниям первой и второй групп производится согласно требованиям СНБ 5.03.01 [5]. Усилие предварительного обжатия, определенное с учетом всех потерь, следует рассматривать как внешнее усилие, приложенное к конструкции.

В работе О. Л. Образцова [4] рассматривались конструкции, предварительное напряжение которых осуществлялось при помощи натяжения арматуры без сцепления на напрягающий бетон. В рамках данной работы была разработана деформационная модель для расчета изгибаемых комбинированно напряжен-

ных элементов, не имеющих сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Общий алгоритм расчета прочности сечений, нормальных к продольной оси приведен на рисунке 3.

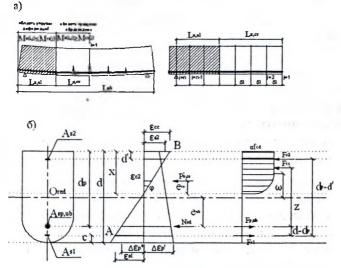


Рис. 4. К расчету прочности комбинированно армированных элементов:
 а) разделение балки на области, работающие с нормальными трещинами и без них; б) схема распределения деформаций и усилий в расчетном сечении с трещиной с арматурой, сосредоточенной у сжатой и растянутой граней при использовании линейно-параболической диаграммы для бетона [4]

Для участков элемента, работающих без трещин при условии, что $M_x \leq M_{cr}$ напряжения в арматуре и бетоне рассчитывают, исходя из уравнений упругого деформирования:

- напряжения в арматуре, не имеющей сцепления с бетоном:

$$f_{pa,ub} = f_{po,ub} + \frac{\varpi \cdot Mx(i,j) \cdot e_c}{A_{p,ub} \left(\frac{J_{red}}{A_{red}} + e_c^2\right) + \frac{J_{red} \cdot E_c}{E_{pe}}}$$
(5)

- напряжения в арматуре, имеющей сцепление с бетоном:

$$f_{z} = \frac{E_{z}}{E_{c}} \left[\frac{Mx(i,j) \cdot (d-y_{1})}{J_{red}} - \frac{A_{p,ub} \cdot f_{ps,ub}}{A_{red}} \left(1 - \frac{e_{c} \cdot (d-y_{1}) A_{red}}{J_{red}} \right) \right]$$
(6)

- напряжения в бетоне:

$$f_{c} = \frac{A_{p,ub} \cdot f_{ps,ub}}{A_{red}} \left[\left(1 - \frac{e_{c} \cdot y_{l} \cdot A_{red}}{J_{red}} \right) \right] + \frac{Mx(i,j) \cdot y_{l}}{J_{red}}$$
(7)

где $f_{po,ub}$ - начальное (эффективное) предварительное напряжение в арматуре без сцепления с бетоном; y_I - расстояние от ц.т. приведенного сечения до его наиболее сжатой грани; e_c - эксцентриситет усилия предварительного напряжения; ϖ - понижающий коэффициент, учитывающий отсутствие сцепления напрягаемой арматуры с бетоном.

Для сечений, располагаемых в области, работающей с трещинами ($M_x \ge M_{cr}$), расчет напряженно-деформированного состояния выполняют с использованием итерационных процедур, учитывая нелинейную работу материалов, при этом используются положения общей расчетной деформационной модели при совместном действии изгибающих моментов и продольных сил согласно [5]. При этом, эффект от предварительного напряжения и самонапряжения учитывают в расчетных уравнениях общего деформационного метода частично в уравнениях прочности сечения N_{Rd} , M_{Rd} и частично в векторе усилий от внешних нагрузок N_{Sd} и M_{Sd} .

Усилие в растянутой напрягаемой арматуре, не имеющей сцепления с бетоном рассчитывают по формуле:

$$F_{p,ub} = \Delta \sigma_{p,ub} \cdot A_{p,ub} \tag{8}$$

где $\Delta\sigma_{p,ub}=f(\varepsilon_{pm}+\Delta\varepsilon_p^I+\Delta\varepsilon_p^I)-f(\varepsilon_{pm})$ - приращение напряжений в напрягаемой арматуре, вызванное действием усилий от внешней нагрузки; ε_{pm} - начальные относительные деформации с учетом потерь; $\Delta\varepsilon_p^I=\frac{\sigma_{qp}}{E_{cm}}$ - приращение деформаций в напрягаемой арматуре в момент погашения усилия обжатия σ_{cp} в бетоне на уровне напрягаемой арматуры, рассчитываемые, исходя из упругой работы бетона; $\Delta\varepsilon_p^{II}=\frac{d_p-x}{r}\varepsilon_{cc}$ -

приращение относительных деформаций в напрягаемой арматуре после погашения обжатия в бетоне.

Если в процессе итерационного решения условия равновесия выполняются, определяют удлинение арматуры, не имеющей сцепления с бетоном, на рассматриваемом участке разбиения:

$$\Delta l_{i,j} = \mathcal{A} \cdot \Delta \varepsilon_{p,ub(i,j)} \tag{9}$$

Полное удлинение стержня, не имеющего сцепления с бетоном, на «і» уровне нагружения:

$$\Delta L_i = \sum_{j=1}^{n} \delta l \cdot \Delta \varepsilon_{p,ub(i,j)} \tag{10}$$

Тогда среднее приращение относительной деформации стержня, не имеющего сцепления с бетоном:

$$\bar{\Delta \varepsilon}_{p,ub(i)} = \frac{\Delta L}{L_{ub}} \tag{11}$$

где L_{ub} - расстояние между точками закрепления напрягаемой арматуры без сцепления.

Пользуясь диаграммой деформирования для напрягаемой арматуры по установленным средним приращениям деформаций, определяют среднее приращение напряжений $\Delta \overline{\sigma}_{p,ub}$.

В таблице 2 представлен упрощенный сравнительный анализ исследований различных авторов, относящихся к вопросу работы элемента с арматурой, не имеющей сцепления.

Таблица 2

Аятор, источник	Опытный образец	Прирашения лапряжений в напрягаемом элементе без спепления, Δf_{ps} , МПа					
		Опытное	EN[12]	ACI[11]	Пособие [3]	Образцов [4]	
Politalski [14]	Плита (попер. сеч. 200x600мм; I=8м; $f_{ck} = 51,5$ МПа; ненапр. арра: $f_{yk} = 500$ МПа напр. ар. ра - 3 каната 705 ($A_p = 3x150,5$ мм², $f_{pk} = 1888$ МПа));наг р-н сосредоточ. силами, приложен в 1/3 пролета	349	100	204,6	202		

Образцов О. Л. [4]	Балка (попер. Сеч 100х200мм; I=1,5м; f ₄ =33,3-8=25,3МПа	300	100	130	107	320
	$ \rho = 0.25\%; $					
	$\rho = 0.56\%$,)					
	f _p = 1127МПа	1				
	Бн-А-I-3; нагр-н двумя сосредоточ, силами, при- лож в пролете					
	Балка (попер. сеч. 100х200мм; 1=1,5м;	330	100	124	102	460
	f _{ck} =f _{cm} -8=					
	=30-8=22МПа ненапр. ар-ра:					
	$\rho = 0,535\%$:					
	ρ = 0,56%, β					
	f _{pk} =1127МПа					
	Би-A-II-3; нагр-и двумя сосредоточ силами; при-					
-	Балка (попер сеч. $100 \times 200 \text{мм}$; $= 1,5 \text{м}$; $f_{ct} = f_{cc} - 8 =$	345	100	143	135	390
	=41-8=33МПа ненапр. ар-ра:					
	$\rho = 0.75\%$;				1	
	напр. ар-ра: ρ = 0,56%,)					
	f _{pk} =1127МПа					
	Бн-А-III-3; двумя сосре- доточ силами, прилож. в пролете					

Как видно из таблицы 2, результам испытаний, выполненных в работе [4], наиболее точно соответствуют значения Δf_{ps} , полученные при расчете по деформационной модели, описанной в [4] ($\Delta = 6\%,28\%$ и 11%). Однако, ввиду трудоемкости данной

модели и возможного недостатка необходимых исходных данных, для практических расчетов рекомендуется применять метод, предложенный ACI [11], учитывающий прочность бетона на сжатие, коэффициент армирования преднапряженной арма-

туры и отношение пролета к высоте элемента, но дающий несколько консервативный результат ($\Delta = 50\% \div 60\%$).

Исследования [4, 14] показали, что приращение напряжений зависят главным образом от геометрии и деформаций системы, условий закрепления на контуре.

В современных публикациях [15] приращение напряжений в свободной напрягаемой арматуре в предельной стадии суммируются с так называемым эффективным пост-напряжением (с учетом потерь от трения, усадки, ползучести и релаксации). Предельное состояние устанавливается в зависимости от величины предельного прогиба $a_{\rm lim}$. При таком подходе приращение напряжений в пролетной напрягаемой арматуре может быть определено из простых геометрических решений.

Так, при отсутствии ограничения горизонтальных перемещений зависимость имеет вид:

$$\frac{\Delta l}{l} = 4 \frac{a_{\lim}}{l} \frac{y_p}{l} = 3 \frac{a_{\lim}}{l} \frac{d_p}{l} \tag{12}$$

при условии треугольной эпюры прогибов и $y_p = 0.75d$.

В случае, когда горизонтальные перемещения ограничены (например, средний пролет неразрезной балки) относительное удлинение может быть рассчитано:

$$\frac{\Delta l}{l} = 2 \frac{(a_{\text{lim}})^2}{l} + 4 \frac{a_{\text{lim}}}{l} \cdot \frac{h_p}{l} \tag{13}$$

Приращение напряжений следует определять по диаграмме « $\sigma_p - \varepsilon_p$ » для напрягаемой арматуры. Если арматура работает в упругой стадии (E_p) приращения напряжений можно рассчитать по формуле:

$$\Delta f_{,\omega} = \frac{\Delta l}{l} \cdot \frac{l}{L} E_p = \frac{\Delta l}{L} E_p, \tag{14}$$

где l – пролет балки; L – общая длина каната (расстояние между анкерами).

В заключение следует отметить, что все проанализированные методы, обладая в большей или меньшей степени условностями, не учитывают в полной мере особенностей деформирования элементов с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном. Наблюдается ограниченное число как экспериментальных работ, так и предложе-

ний по расчету конструкций со смешанным армированием, у которых часть арматуры имеет сцепление с бетоном.

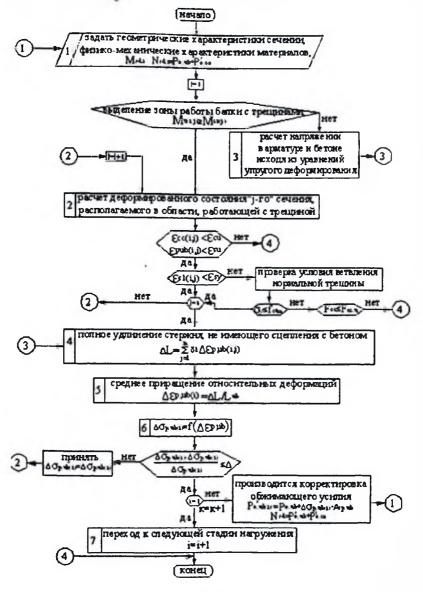


Рис. 3.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1. Васильев, П.И. Разработка методов расчета и проектирование железобетонных конструкций // Известия ВНИИГ. 1960.- т. 64.
- 2. Васильев, П.И., Залесов, А.С., Рочняк, О.А., Образцов, Л.В., Деркач, В.Н. Рекомендации по расчету предварительно напряженных изгибаемых элементов без сцепления арматуры с бетоном. М. СПб. Брест, 1993.
- 3. Пособие по проектированию железобетонных конструкций без сцепления арматуры с бетоном (к СНиП 2.03.01.84*): проект/под ред.А.И.Мордича. Минск, 1999.
- 4. Образцов, О.Л. Прочность комбинированно предварительно напряженных элементов без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном при действии изгибающих моментов: дис. ... канд. техн. наук.- Брест, 2002.
- 5. СНБ 5.03.01-2002. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования. – Минск: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.
- 6. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. Введ. 1986-01-01.- М.: Изд-во стандартов, 1985. 79с.
- 7. Титус, В. Б. О расчете предварительно напряженных изгибаемых элементов без сцепления арматуры с бетоном// Библиографический указатель депонированных рукописей. 1980.- Вып. 3.
- 8. ТКП/ОР/45-5.01-2006. Проектирование железобетонных конструкций без сцепления арматуры с бетоном.
- 9. Тур, В.В. Особенности проектирования монолитных плоских плит перекрытий, предварительно напряженных в построечных условиях / В.В. Тур, С.А. Карабанюк // Строительная наука и техника.-2008.- №1(16) С. 19-34.
- Хачатрян, А.И. Предварительное напряжение безбалочных перекрытий зданий с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном// Межвузовский сб. науч. тр. Сер. Стр-во и арх-ра / Ер-ПИ. Ереван, 1978. Сер. XII.В.- Вып.V.- С. 100-104.
- 11. ACI 318-95. Design of Concrete and Prestressed Strukturies.
- 12. EN 1992-1-1:2004 Eurocode2: Design of Concrete Strukturies Part1-1: General rules and rules for bilding.
- 13. Polish Standard: PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, zelbetowe i sprezone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 14. Politalski W. Stress increment in unbonded tendons due to the third-point loading of a prestressed concrete slab.
- 15. VSL Report series/ Post-Tensioned slabs.- VSL International LTD.
- 16. Design of Prestressed Concrete flat slabs / The South African Institution of Civil Engineering ISBN 0 620 17667-9, Report №2.