

Монолитное большепролетное ребристое перекрытие с постнапряжением

Инженер И.С. Дзюба, д.т.н., профессор Н.И. Ватин, профессор В.Д. Кузнецов

За последние годы монолитное строительство в Санкт-Петербурге заметно выросло. Увеличилось количество возводимых зданий, при этом застройщики пытаются сократить до минимума временные и стоимостные затраты.

Увеличение объема знаний по этой теме приведет к более качественному и быстрому проектированию. В результате можно обеспечить сокращение сроков строительства монолитных зданий. А это, в свою очередь, существенно скажется на экономической эффективности домостроения.

Межэтажное перекрытие является одним из основных элементов проектируемых сооружений, обеспечивающих восприятие нагрузок и пространственную жесткость сооружения. Расходы на возведение перекрытия достигают 50% от общего объема затрат на материалы всего сооружения. Кроме того, чрезвычайно актуально обеспечение надежности работы перекрытия. При этом выбор экономически выгодного решения по межэтажному перекрытию при соблюдении им требуемой прочности является одной из важнейших задач проектирования. На данный момент выгодно использовать новые технологии возведения сооружений большепролетных конструкций с постнапряжением арматуры.

На данный момент по архитектурным соображениям или технологическим требованиям часто необходимо реализовывать монолитные большепролетные перекрытия (более 7 метров). При реализации подобных конструкций применяется метод предварительного напряжения. Идея этого метода заключается в создании на стадии изготовления или строительства напряженного состояния в конструкции, когда знак напряжения в бетоне противоположен знаку напряжения от эксплуатационной нагрузки.

Особенностью строительства из монолитного железобетона является сборка и монтаж арматуры непосредственно на строительной площадке, но это приводит к значительным трудозатратам и многократному перерасходу арматуры по сравнению с использованием плит перекрытий с предварительным напряжением, где расход арматуры на 1 м² составляет от 2 до 7 кг против 10-40 кг. Кроме того, в случае использования плит в монолитном массовом домостроении пролеты перекрытий, как правило, не превышают 4-6 м и не обеспечивают возможности свободной планировки здания.

В связи с этим основной задачей данного исследования является разработка концепции и построение конечно-элементной модели постнапряженного монолитного перекрытия (ПК SCAD), адекватно описывающей физическую сущность перекрытия

Кроме того, необходимо произвести исследование поведения модели конструкции с целью установления зависимостей от изменения внешних и внутренних параметров.

При использовании обычного железобетона в растянутой зоне железобетонных элементов возникают трещины, все растягивающее усилие в этой зоне воспринимает арматура. Трещины имеют ограниченную ширину раскрытия, что обеспечивает нормальную эксплуатацию этих конструкций при отсутствии агрессивной среды.

При проектировании большепролетных железобетонных перекрытий (с пролетом больше 7-9 м) оказывается, что выполнить эти конструкции в обычном железобетоне невозможно и невыгодно, что связано в первую очередь со снижением параметра жесткости этих конструкций и развития трещин в растянутой зоне.

Для увеличения жесткости большепролетных элементов необходимы такие способы изготовления, при которых бы не возникали трещины в растянутой зоне. Были сделаны попытки решить эту задачу путем искусственного обжатия растянутой зоны. Это стало возможным только тогда, когда в качестве арматуры для таких конструкций стали применять высокопрочную арматурную сталь в виде прутков и в виде проволоочной арматуры [1]. При этом натяжение арматуры предшествует приложению полезной нагрузки, что определяет значение слова «преднапряжение». Преднапряженные конструкции делятся на два класса в зависимости от момента натяжения арматуры: до или после набора прочности бетона. Естественно, натяжение арматуры после набора им прочности возможно в том случае, если отсутствует сцепление арматуры с бетоном.

Создание на стадии изготовления или строительства напряженного состояния в конструкции, когда знак напряжения в бетоне противоположен знаку напряжения от эксплуатационной нагрузки, является одним из крупнейших достижений инженерной мысли в XX столетии.

У истоков этой концепции стояли Эжен Фрейссине (Франция) и Виктор Васильевич Михайлов (Россия), который в 1936 году защитил посвященную этому методу диссертацию.

Требуемое напряжение в бетоне создается за счет передачи усилия натяжения арматурных элементов. Простыми словами, арматурный элемент железобетонной конструкции растягивают почти до разрыва, после чего он стремится вернуться в первоначальное состояние, т.е. сжаться, тем самым создавая усилие обжатия бетона в растянутой зоне. Различают два вида предварительного напряжения по способу натяжения арматуры:

- на упоры
- на бетон

Способ натяжения арматуры на упоры производится на стендах в заводских условиях. Арматурные элементы растягивают, затем в форму заливают бетон и после набора им требуемой прочности арматуру «отпускают». Создается эффект обжатия бетона.

Способ натяжения арматуры на бетон делится на два способа:

- со сцеплением
- без сцепления

В первом случае в тело конструкции на стадии опалубочных работ и армирования укладываются каналобразователи из тонколистовой стали. После бетонирования в образовавшиеся полости вводятся арматурные элементы из высокопрочной стали (канаты). Затем производят механическое натяжение при помощи механического домкрата и инъектирование полости бетоном под давлением. После твердения происходит сцепление арматурного элемента с бетоном.

В случае применения систем без сцепления в тело конструкции на стадии производства опалубочных работ и армирования укладываются специальные канаты заводского изготовления в пластиковой трубке (геометрические, механические параметры, и потери натяжения от релаксации отражены в таблицах 1 и 2)

Все пространство между трубкой и канатом заполнено антикоррозийным составом, который также способствует уменьшению сил трения при натяжении каната. Затем, как и в случае со сцеплением, происходит бетонирование, набор требуемой прочности и механическое натяжение канатов. Передача усилий натяжения осуществляется при помощи анкерных устройств, состоящих из анкерной плиты и зажима. Анкерная плита может быть как прямоугольной, так и круглой формы. Также существует мультианкер для фиксации сразу 4-х канатов.

При проектировании подобных конструкций основополагающим является определение усилий отпора каната (эффект вывешивания), который определяется в зависимости от пролета, величины усилия натяжения в канате и формы раскладки каната. В дальнейшем отпор каната прикладывается к конструкции как внешняя нагрузка.

Расчет может производиться при помощи специализированного программного обеспечения, а также при помощи традиционных программных средств путем приложения к расчетной схеме внешней нагрузки.

Прочность преднапряженных железобетонных конструкций не зависит от величин предварительного напряжения арматуры. Вот почему расчет на прочность любых предварительно напряженных конструкций ничем не отличается от расчета на прочность железобетонных конструкций без предварительного напряжения (расчет по I предельному состоянию). А при проверке трещиностойкости (расчет по II предельному состоянию) силы обжатия являются внешними силами наряду с внешней полезной нагрузкой [2, 3].

На данный момент одним из наиболее перспективных направлений развития монолитного железобетона является применение при возведении пролетных конструкций преднапряжения с натяжением на бетон в построечных условиях (постнапряжение). Преднапряжение может осуществляться как со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном, так и без сцепления. На данный момент технология со сцеплением арматуры с бетоном показала себя как наиболее эффективная при возведении мостовых пролетов и массивных балочных конструкций. Система без сцепления наиболее эффективна при возведении конструкций сравнительно небольшого сечения.

Отличие технологии постнапряжения от широко известного преднапряжения, заключается в том, что напрягаемая арматура натягивается после бетонирования и набора бетоном достаточной передаточной прочности (70-80% марочной прочности).

Для того чтобы обеспечить возможность натяжения арматуры после твердения бетона, арматура должна иметь возможность свободного перемещения в бетоне. Для этого напрягаемая арматура заключается в пластиковую трубку.

Передача усилий на бетон осуществляется при помощи устанавливаемых на концы напрягаемых элементов анкерных устройств. Как правило, для преднапряжения используются арматурные канаты. Канат в конструкции раскладывается между верхней и нижней сеткой арматуры в соответствии с формой эпюры изгибающих моментов (линией главных растягивающих напряжений). Захват каната на анкере осуществляется при помощи клинового цангового захвата.

После набора бетоном проектной передаточной прочности производится натяжение каната при помощи гидравлического домкрата. В зависимости от типа раскладки каната возникающие при натяжении усилия вызывают напряжения обжатия бетона и, при криволинейности раскладки канатной арматуры, разгружающие усилия по длине пролета (рис. 1). Европейская и американская практика на протяжении 40 лет показывает, что в плитах перекрытий применение преднапряжения позволяет сократить толщину плиты с 1/30 пролета до 1/40-1/45 пролета. Сокращение армирования при этом достигается на 1 м³ до 35-45 кг ненапрягаемой арматуры и 10-15 кг напрягаемых канатов.

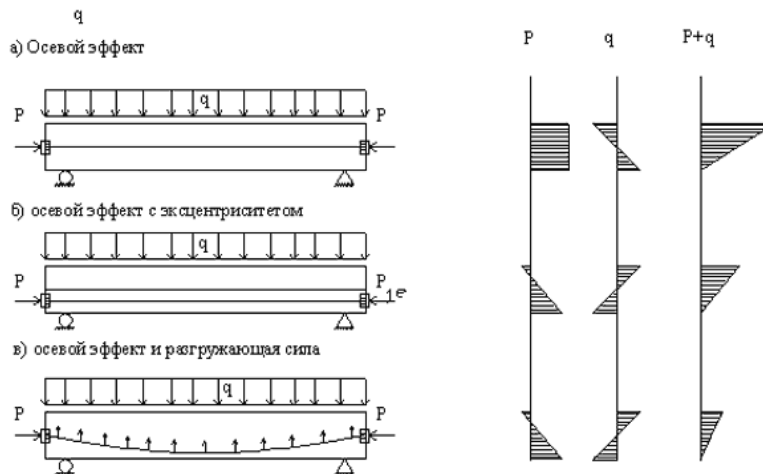


Рис. 1. Усилия при различной раскладке каната

При проектировании преднапряженных конструкций с системой преднапряжения без сцепления с бетоном следует руководствоваться следующим принципом: преднапряженная арматура передает усилия на бетон не по всей длине, а только в местах анкерки на торцах конструкции, а также в местах перегиба канатов. Соответственно, преднапряжение должно быть принято в расчете как приложенные к конструкции внешние силы. Силы, возникающие в местах перегиба канатов, зависят, в первую очередь, от геометрии каната и усилий в нем. Как правило, в конструкциях применяется два типа раскладки канатов – свободная раскладка, при которой фиксируются только анкерные элементы, и фиксированная раскладка, с фиксированием каната на подкладках. При свободной раскладке геометрия каната определяется его жесткостными характеристиками, собственным весом и габаритами конструкции.

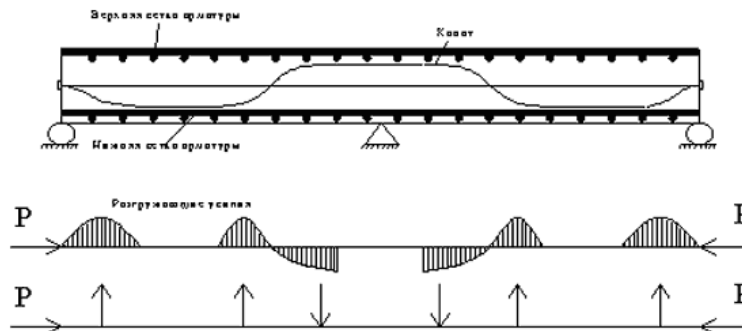


Рис. 2. Разгружающие усилия

При раскладке каната в конструкции геометрия каната описывается выражением $y(x)$. Соответственно, угол наклона каната в точке относительно оси конструкции описывается как $y'(x)$, а возникающая в этой точке сила – $y''(x)$. Во время расчета полученные в зависимости от геометрии каната силы прикладываются к расчетной схеме конструкции, и статический расчет производится традиционным образом, вручную, либо используя компьютерные программы метода конечных элементов.

Также стоит отметить, что натяжение на бетон «со сцеплением» весьма трудоемко и требует высокой квалификации и ответственности инженеров и рабочих. Главной проблемой является качество инъецирования и защиты напрягаемой арматуры от попадания воды или воздуха и, соответственно, от коррозии. Причем, даже если удастся установить факт повреждения напрягаемой арматуры, ее замена без разборки конструкции не представляется возможной.

Эти обстоятельства послужили основными причинами повсеместного перехода на более простую и надежную технологию предварительного напряжения арматуры с натяжением ее на бетон. Эта относительно новая технология появилась в середине прошлого столетия. Принципиальное отличие состоит в том, что напрягаемые арматурные элементы покрываются защитной смазкой, которая обеспечивает им защиту от коррозии и отсутствие сцепления с бетоном. За счет этого напрягаемая арматура имеет возможность свободного перемещения относительно бетона как в процессе натяжения, так и при эксплуатации конструкции. Напрягаемая арматура, как правило, располагается при этом в гладких полипропиленовых трубах, но может располагаться и на внутренних или внешних гранях железобетонного элемента.

В настоящее время эта технология преднапряжения применяется практически во всех строящихся зданиях из монолитного железобетона в США и во многих сооружениях в Европе, Японии, Китае и других странах. Причем эта технология применяется в 80% случаев в жилищно-гражданском и дорожном строительстве и лишь в 20% случаев – при строительстве мостов, АЭС и др. уникальных сооружений.

В России в настоящее время систему натяжения на бетон применяют ряд строительных организаций, в т. ч. «DSI-PSK», ЗАО «СТЭФС», ООО «СТС» и др. Она использовалась при строительстве различных сооружений в Москве и Екатеринбурге, однако в большинстве случаев это многоэтажные гаражи или торговые площадки. Поэтому основной задачей в этом направлении является освоение массового применения систем натяжения на бетон без сцепления в жилищно-гражданском и дорожном строительстве из монолитного железобетона. При этом рассматривается применение преднапряжения без сцепления (ПБС) в плитных конструкциях, начиная с фундаментных плит и включая плиты перекрытий многоэтажных зданий, дорожные и аэродромные плиты.

Анализ имеющихся статей и публикаций по этой теме показывает [4, 5, 6], что результатов по исследованию постнапряженных монолитных перекрытий недостаточно. При этом отсутствуют расчеты данных задач при использовании ПК с применением метода конечных элементов.

Таким образом, научная проблема заключается в отсутствии методики моделирования постнапряженных конструкций, исследования и анализа их работы.

Нами было выполнено поэтапное моделирование методом конечных элементов в ПК SCAD отдельных элементов большепролетного перекрытия. Натяжение арматуры в конструкции перекрытия осуществлялось с использованием общеизвестного приема – приложением отрицательной температуры к стрендам.

Объектом для изучения стало монолитное ребристое перекрытие с постнапряжением, пролет которого 16x16м. Составными элементами конструкции являются: верхняя плита 120 мм и монолитные продольные и поперечные балки сечением 800x120 мм с шагом 2 м, в которых располагается напрягаемый стренд.

Исследования проводились на моделях ребристого перекрытия, причем перед её формированием рассматривались модели ребер с различной раскладкой каната.

В основу расчета лег метод конечных элементов с использованием в качестве основных неизвестных перемещений и поворотов узлов расчетной схемы [7]. В связи с этим идеализация конструкции выполнена в форме, приспособленной к использованию этого метода, а именно: система представлена в виде набора тел стандартного типа (стержней, оболочек и связей конечной жесткости), называемых конечными элементами и присоединенных к узлам.

Моделирование ребра плиты производилось оболочечными элементами, а стренда – стержневыми элементами, связанного с узлами оболочки связями конечной жесткости. При этом натяжение стренда моделируется температурной нагрузкой на стержень.

Задачи расчета несущих конструкций, ориентированные на уточненное предсказание особенностей поведения системы на всех этапах её работы, включая и этапы, предшествующие разрушению, чаще всего не могут быть решены методами линейной строительной механики. Отклонение от закона Гука (физическая

линейность), отказ от рассмотрения условий равновесия в геометрических терминах недеформированного состояния (геометрическая нелинейность), учет возможного изменения расчетной схемы в процессе деформирования (конструктивная нелинейность) составляют обычный «набор нелинейностей», к которому апеллирует учебная литература и большинство программных разработок.

Нелинейные расчеты выполняются с применением шагового метода, идея которого основана на отслеживании поведения системы при относительно малых приращениях нагрузки. При этом на каждом шаге решается линейризованная система разрешающих уравнений для текущего приращения вектора узловых нагрузок, сформированного для рассматриваемого нагружения.

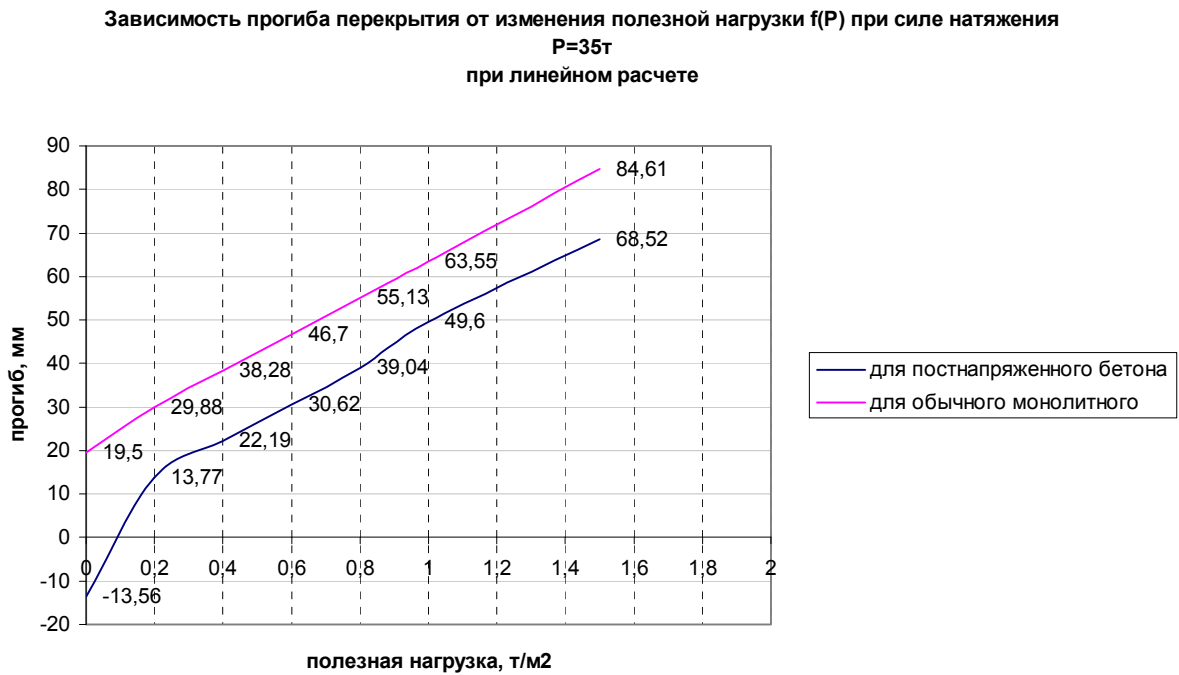


Рис.3. График зависимости прогиба от полезной нагрузки

Зависимость прогиба перекрытия от изменения полезной нагрузки $f(P)$ при силе натяжения $P=35т$ при нелинейном расчете

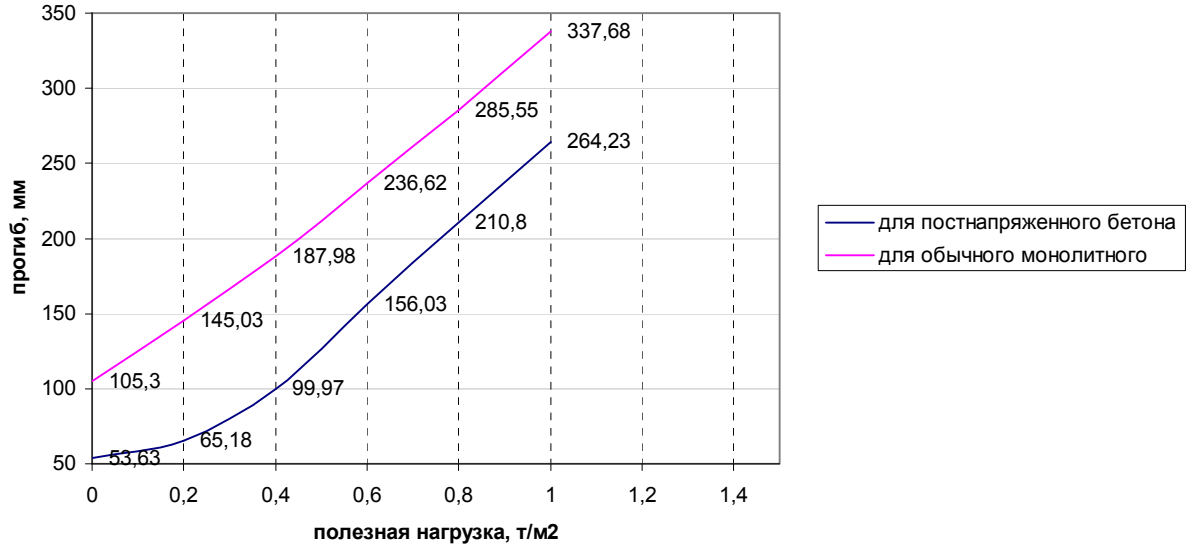


Рис. 4. График зависимости прогиба от полезной нагрузки при нелинейном расчете

Были получены зависимости: вертикального прогиба конструкции от действия нагрузки, вертикального прогиба конструкции от усилия в стрендах, выпор перекрытия от усилия в стрендах.

Согласно п.10.7 СНиП «Нагрузки и воздействия» [8], устанавливающего предельные прогибы и перемещения несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений при расчете по второй группе предельных состояний независимо от применяемых строительных материалов получаем: $f = 16000/230 = 69,6\text{мм}$ – предельный прогиб перекрытия (для промышленного здания).

Согласно п.2.28 СНиП «Бетонные и железобетонные конструкции» [9], устанавливающего расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы получаем: для К7 при диаметре арматуры 12мм $R_s = 1110\text{ МПа} (11300\text{ кгс/см}^2)$.

Согласно п.10.19 СНиП «Нагрузки и воздействия» [8], устанавливающего предельные выгибы элементов междуэтажных перекрытий, ограничиваемые исходя из конструктивных требований, следует принимать 40 мм – при пролете больше 12м.

В напрягаемом стренде после приложения полезной нагрузки реализуются растягивающие усилия, которые не являются критическими.

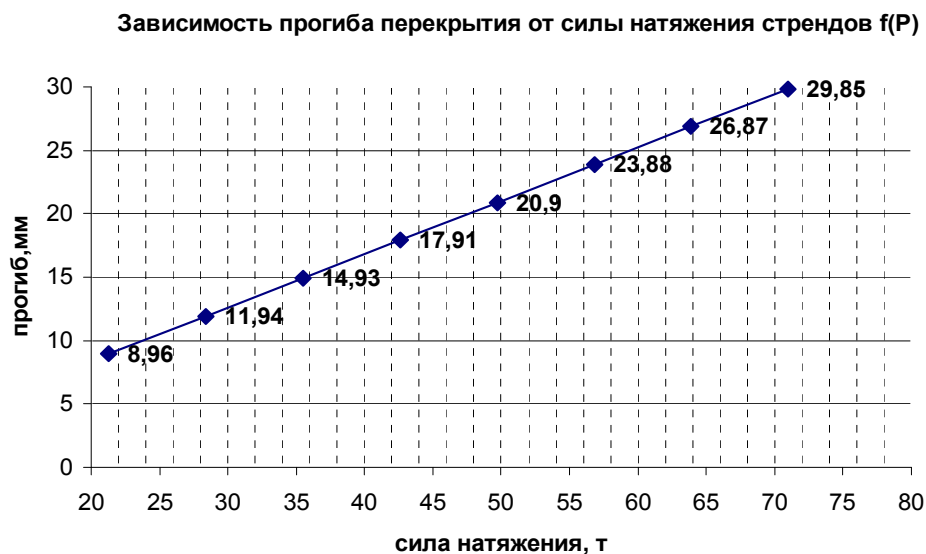


Рис. 5. График зависимости прогиба от температурной нагрузки

Полученные результаты не противоречат имеющимся представлениям по характеру напряженно-деформированного состояния преднапряженных конструкций и качественно соответствуют данным по расчету конструкции перекрытия [10].

По результатам работы можно сделать следующие выводы.

1. Использование модели ребра с одной точкой опирания стренда на бетон демонстрирует основные свойства работы конструкции: уменьшение прогибов вплоть до выпора ребра над точкой опирания, локальное смятие бетона в точке анкеровки. При количестве точек опирания 11 и более модель адекватно описывает напряженно-деформируемое состояние конструкции.
2. На примере монолитно-ребристого перекрытия показано, что применение постнапряжения конструкции позволяет обеспечить допустимые прогибы конструкции, в то время как для обычного монолитного перекрытия прогиб за пределами допустимого.
3. Анализ системы с геометрической нелинейностью в виде стренда дал нелинейную зависимость прогиба конструкции от полезной нагрузки на начальном этапе и практически линейную при нагружениях, близких к реальным.
4. В отсутствие нагрузки величина выпора перекрытия линейно зависит от усилия в стренде, моделируемом температурной нагрузкой.
5. В отсутствие полезной нагрузки геометрическая нелинейность рассматриваемой схемы не проявляется, и выпор перекрытия линейно зависит от силы натяжения стренда.

Список использованных источников

1. Мадатян С.А. Новые технологии и материалы для арматурных работ в монолитном железобетоне // Технологии бетонов. – № 3,2006. С. 52-54.
2. Бондаренко В.М. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций: Учебное пособие – М: Высш. шк., 2006.
3. СП 52-102-2004 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции».
4. Черныгов Е.А. Исследование эффективности применения технологии натяжения арматуры на бетон без сцепления//Молодые ученые в транспортной науке//Научные труды ОАО ЦНИИС, М.: 2005, с. 87-95.
5. Лихов З.Р. Совершенствование преднапряженных железобетонных стропильных балок и методов их расчета : Дис. канд. техн. наук : 05.23.01 Ростов н/Д, 2004.
6. Осипов М.В. Железобетонные балки с переменным преднапряжением вдоль арматурных стержней : Дис. канд. техн. наук : 05.23.01 Ростов н/Д, 2005.

7. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А.. Вычислительный комплекс SCAD. М.: Издательство АСВ, 2007. – 592с.
8. СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия».
9. СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».
10. Гранквист Р.В. Будущее строится сегодня // Буклет // ЛенСпецСМУ – 2003.