



doi:10.18720/CUBS.70.4

Технология сборно-монолитных балочных железобетонных перекрытий с керамзитобетонными блоками

Precast-monolithic reinforced concrete beam-slabs technology with claydit blocks

Н.И. Ватин¹, В.З. Величкин²,
Г.Л. Козинец³, В.И. Корсун⁴, В.А. Рыбаков^{5*},

О.В. Жувак⁶

Санкт-Петербургский политехнический университет
Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия

N.I. Vatin¹, V.Z. Velichkin², G.L. Kozinetc³, V.I. Korsun⁴,
V.A. Rybakov^{5*}, O.V. Zhuvak⁶

Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University,
St. Petersburg, Russia

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

железобетон;
сборно-монолитные перекрытия;
керамзитобетонные блоки;
балка "TERIVA";
тригон;
метод предельного равновесия;

KEYWORDS

reinforced concrete;
precast-monolithic slabs;
claydite concrete blocks;
beam "TERIVA";
trigon;
limite equilibrium method;

ИСТОРИЯ

Подана в редакцию: 28.09.2018
Принята: 23.10.2018

ARTICLE HISTORY

Submitted: 28.09.2018
Accepted: 23.10.2018

АННОТАЦИЯ

В данной статье рассмотрена технология возведения сборно-монолитных балочных перекрытий, состоящих из балок "TERIVA", керамзитобетонных блоков, расположенных в перпендикулярном балкам направлении, поверх которых на строительной площадке укладывается верхняя арматура и заливается тяжелый бетон. В свою очередь, составляющие перекрытие балки представляют собой изготовленную в заводских условиях мини-ферму, верхним поясом и раскосами которой служит тригон (арматурный каркас), а нижним - небольшой железобетонный пояс. В статье рассмотрено 9 типов конструктивных решений, у каждого из них определен диапазон несущей способности в зависимости от вида и значения нагрузок и величины пролета. Для обоснования несущей способности использован метод предельного равновесия.

ABSTRACT

This article describes the technology of construction of precast-monolithic beam slabs consisting of "TERIVA" beams, claydite concrete blocks located in the direction perpendicular to the beams, over which the upper reinforcement is laid on the construction site and heavy concrete is poured. In turn, the beams that make up the overlap are a mini-truss manufactured in the factory, the top and diagonal chords of which is a trigon trigon (reinforcement frame), and the lower one is a small reinforced concrete chord. The article describes 9 types of design solutions, each of them has a range of bearing capacity depending on the type and value of loads and the size of the span. To justify the bearing capacity, the method of limiting equilibrium is used.

Содержание

1.	Введение	44
2.	Методы	48
3.	Результаты и обсуждение	56
4.	Заключение	58
5.	Благодарности	58

1. Введение

Произошедшие в последнее время изменения в строительной отрасли и разукрупнение строительных организаций привели к необходимости использования таких конструктивных схем зданий, в которых перекрытия собираются на строительном объекте из отдельных относительно небольших элементов [1-2]. К подобным решениям можно отнести сборно-монолитные перекрытия «TERIVA».

Оно является альтернативой консервативным технологическим решениям. Данное перекрытие имеет хорошую совместимость с новыми стеновыми материалами, такими как: газобетон, пенобетон, керамзитобетон, пеностиролбетон, несъемная монолитная опалубка, термоблоки, пустотелый кирпич. Одной из главных проблем при строительстве и проектировании зданий является не только лишь выбор конструктивных решений, а также разработка и усовершенствование методов расчета перекрытий, при учете их поведения под действием нагрузки.[3-4]. Данные меры позволяют учитывать несущую способность плит перекрытия и их жесткость при рассматриваемом классе наиболее точно [5-6].

Практика показывает, что железобетонные перекрытия представляют собой материалоемкие конструкции, наряду со стенами [7]. Приблизительно 20 % от всего возводимого здания приходится на плиты перекрытия. Расходы достигают 50-60 % при реконструкции здания. Этот факт дает понять нам важность выбора правильного варианта конструкции перекрытия, который будет применяться в возводимых сооружениях, с точки зрения технологии изготовления, различных характеристик, а именно прочности, жесткости и экономичности [8-9].

В своей статье [6] Шембаков В.А. рассматривает возможности и преимущества технологии сборно-монолитного каркасного строительства. Подробно описана технология возведения сборно-монолитного каркаса с применением разнообразных элементов архитектурной выразительности, как в суровых климатических условиях, так и в районах с сейсмоустойчивостью. Повествуется причины, почему приоритет следует отдавать именно этой технологии строительства. Сборно-монолитный каркас здания, который работает как рамно-связевая система, имеет такие положительные качества, как полносборного каркаса, так и множество преимуществ монолитных конструкций[11-12].

На данный момент одной из актуальных задач является снижение стоимости строительства. Решением данной проблемы может иметь решение за счет увеличения индустриализации строительства. При применении монолитного строительства срок возведения конструкции увеличивается в два раза в сравнении со сборным или сборно-монолитным строительством [13]. В статье [14] Пушкарев Б. А. , Кореньков П. обосновали актуальность широкого применения сборно-монолитных конструкций в сложных условиях, в том числе при сейсмических воздействиях, с целью индустриализации строительства.

Особое значение в строительстве имеют прочность, звукоизоляция, теплоустойчивость и характеристики, которые указывают на должное качество дома [15]. В работе [16] рассмотрены сборно-монолитные ребристые перекрытия с заполнением пространства между ребрами стеновыми блоками из автоклавного газобетона. Особенность данного типа подразумевает под собой то, что блоки из газобетона являются не только заполнителем между ребрами, но и в то же время являются опалубкой для нижней стяжки и боковых граней железобетонных ребер.

В [17] рассматриваются сборно-монолитные перекрытия, устраиваемые на объектах промышленных и гражданских зданий при наличии опорных несущих конструкций. Показаны их конструктивные особенности, достоинства и недостатки.

Для нормального развития науки в строительстве нужны оптимальные типы конструкций, которые будут экономить время и деньги, которые будут иметь хорошие прочностные показатели [18].

В статьях [19-20] представлен обзор основных характеристик сборно-монолитных перекрытий, анализ и обобщение имеющейся информации. Рассмотрены области применения, представлены их достоинства и недостатки.

В [21] показаны результаты исследований, которые поддерживают стандартизацию сборных конструкций в рамках Еврокода 8. Статья [22] учитывает экономический критерий для использования сборно-монолитных перекрытий "TERIVA" .

Для современного строительства использование сборно-монолитных перекрытий "TERIVA" особенно актуально, так как их использование приведет к снижению трудоемкости, снижению собственного веса перекрытия, уменьшению или исключению опалубочных работ, упрощению арматурных работ.

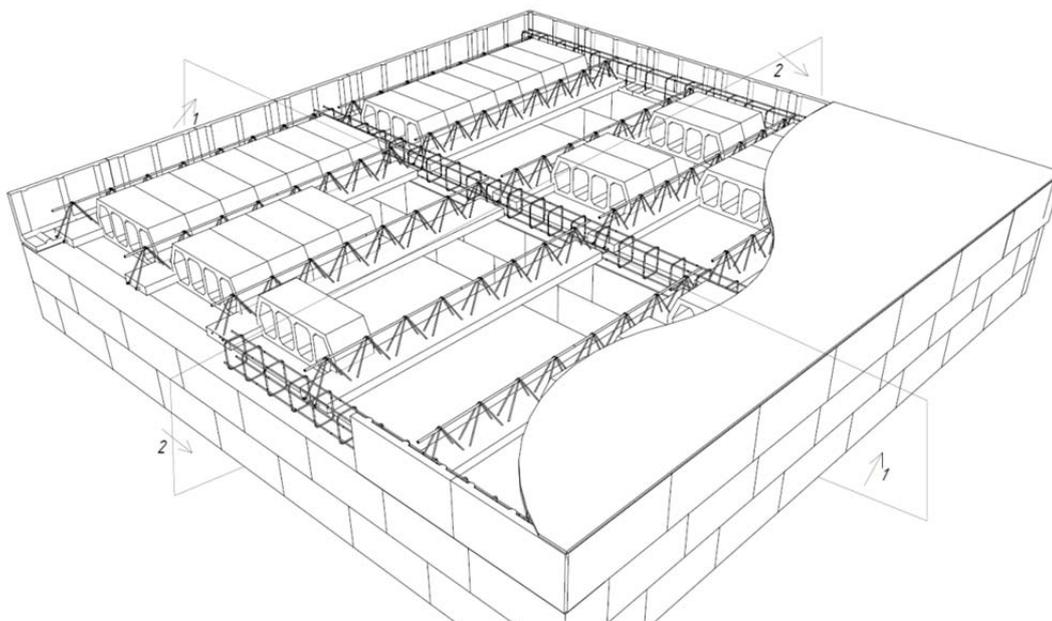
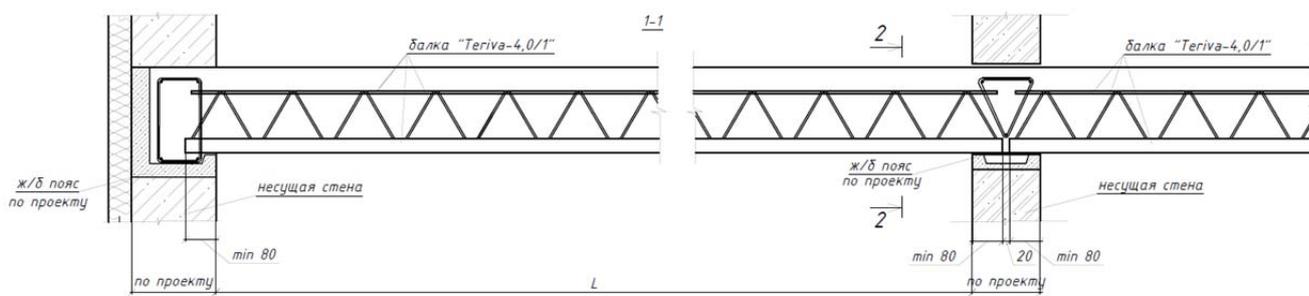


Рисунок 1. Схема сборно-монокричного перекрытия «TERIVA»



Примечание:
Армирование ж/б пояса показано условно

Рисунок 2. Продольный разрез сборно-монокричного перекрытия

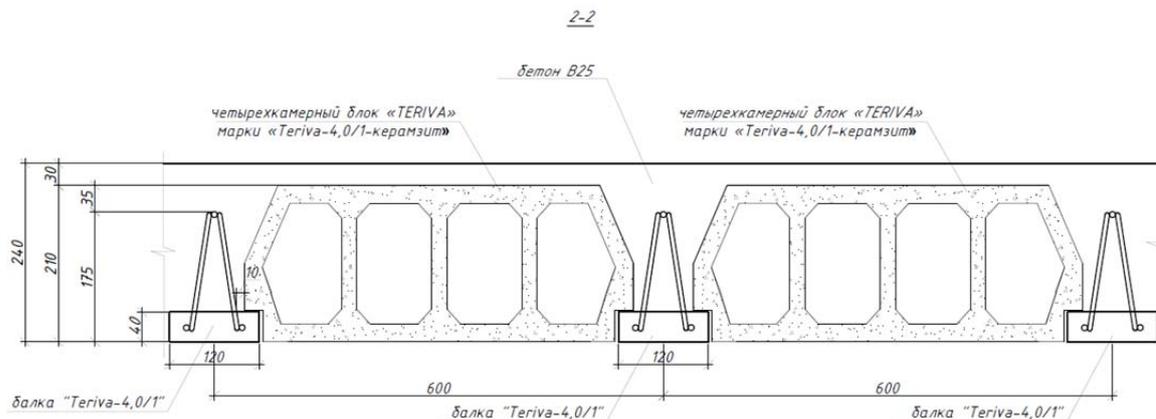


Рисунок 3. Поперечный разрез сборно-монокричного перекрытия

Сборно-монокричное перекрытие изготавливается на месте из следующих элементов:

1. предварительно изготовленных сборных железобетонных балок TERIVA с использованием треугольного арматурного каркаса и железобетонного основания в нижней части в виде прямоугольного бруса;

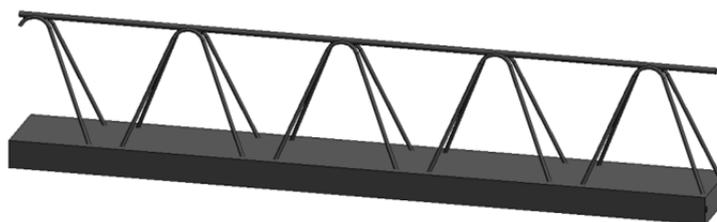


Рисунок 4. Железобетонная балка «TERIVA»

Каркас арматурный треугольный (тригон) представляет собой трехмерную сварную металлическую конструкцию заводского изготовления, состоящую из арматурных стержней: одного продольного стержня верхнего пояса, двух продольных стержней нижнего пояса и двух поперечных зигзагообразных в плоскости стержней, соединенных со стержнями поясов автоматической сваркой. Общий вид тригона представлен на рисунке 5:

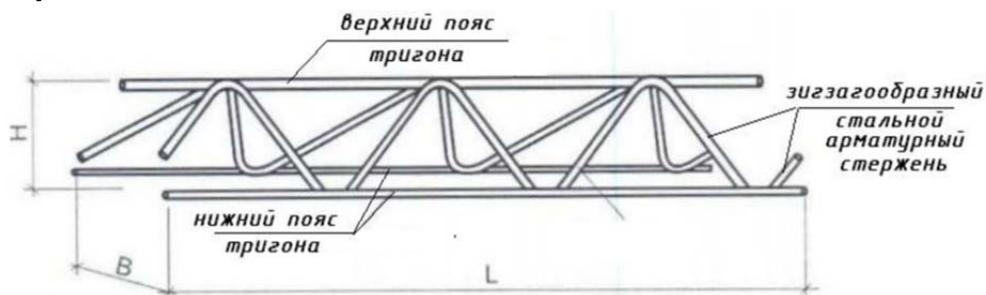


Рисунок 5. Каркас арматурный треугольный (тригон), общий вид

По количеству стержней и способу крепления нижнего пояса к диагонали различают 2 типа каркасов: К (рисунок 6) и КJ (рисунок 7):

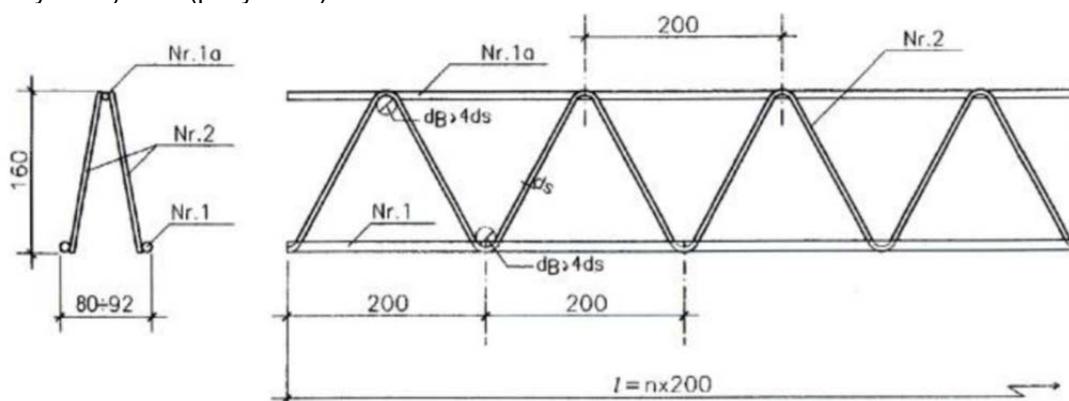


Рисунок 6. Тригон типа К

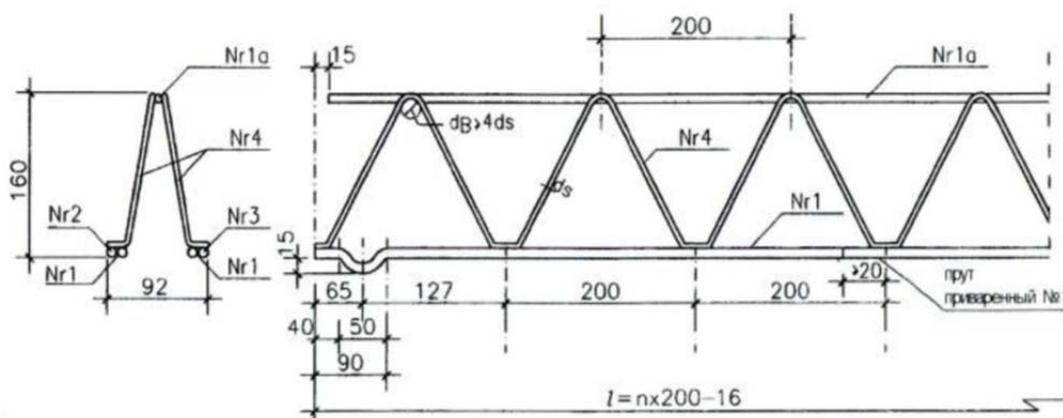


Рисунок 7. Тригон типа КJ

- пустотных блоков, являющихся формообразующими элементами для балочных ребер и выполняющих функцию несъемной опалубки (рисунок 8);

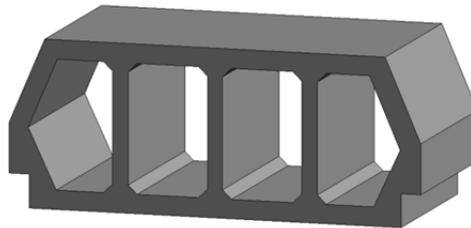


Рисунок 8. Пустотелый блок

- монолитного бетона, укладываемого на объекте строительства;
- арматурных сеток верхней зоны.

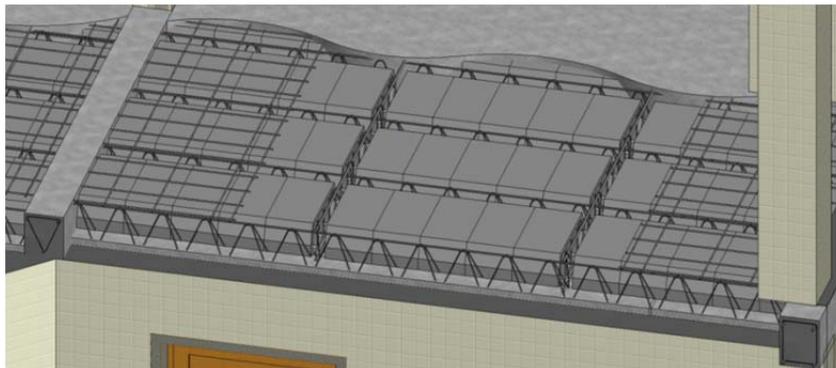


Рисунок 9. Сборно-монолитное перекрытие «TERIVA»

В 2015 году Политехнический университет совместно с ОАО "ЛенжилНИИпроект", а также ООО «РАРИТЕТ», провели совместную работу по созданию альбома технических решений и стандарта организации СТО 64269691.001-2016. «Конструкции железобетонные сборно-монолитных междуэтажные, чердачных и совмещенных плоских перекрытий на основе балок «TERIVA» без предварительного напряжения арматуры. Правила проектирования», который распространяется на железобетонные конструкции сборно-монолитных междуэтажных, чердачных и совмещенных плоских перекрытий выполненные на основе балок «TERIVA» с арматурным каркасом марок «К» и «КJ» без предварительного напряжения арматуры и четырехкамерных керамзитобетонных блоков «TERIVA» (далее – перекрытия TERIVA).

Стандарт устанавливает правила и методы расчета и конструирования, которыми следует руководствоваться при проектировании объектов капитального ремонта, реконструкции и нового строительства, эксплуатируемых в IIB и IIB климатических районах по СП 131.13330.2012 «Строительная климатология»

. Стандарт устанавливает также требования к используемым материалам перекрытия TERIVA, обеспечивающим совместную работу элементов конструкции перекрытий, требования к бетонированию и монтажу конструкций перекрытий. Настоящий стандарт не распространяется на проектирование конструкций объектов, находящихся в сейсмических районах России, а также эксплуатируемых в агрессивных по отношению к бетону и арматуре средах.

Целью данной работы является определение напряженно-деформированного состояния сборно-монолитного перекрытия «TERIVA» в зависимости от различных видов комбинаций нагрузок с учетом нелинейной работы конструкции и образования пластических шарниров.

Методика расчета данного перекрытия в стандарте заключается в использовании метода предельного равновесия, который, на основании п. 5.1.2. и п. 5.1.1 СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» допускается производить для расчета плоских и пространственных конструкций в целом, в том числе с учетом деформированного состояния к моменту разрушения.

Из поставленной цели вытекают следующие задачи:

- Проведение расчета сборно-монолитных перекрытий «TERIVA» по прочности методом предельного равновесия;
- Проведение расчета сборно-монолитных перекрытий «TERIVA» по жесткости.

2. Методы

Обычно усилия в статически неопределимых конструкциях определяются методами строительной механики упругих систем, что под собой подразумевает идеальную упругость материалов и неизменную жесткость элементов конструкции. Упругая работа элементов заключается в линейной зависимости между ростом нагрузки и ростом усилий и перемещений. Однако, железобетонные конструкции могут проявлять как упругие, так и неупругие деформации, т.е. пластические. Упругие деформации исчезают, а пластические остаются после окончания действия приложенных сил. В основе упругих деформаций лежат обратимые смещения атомов от положения равновесия, в основе пластических – необратимые перемещения атомов на значительные расстояния от исходных положений равновесия. В железобетонных конструкциях появляются трещины, это приводит к изменению жесткости, нарушается прямая пропорциональность между усилиями и нагрузкой, т.е. происходит перераспределение внутренних усилий. Иначе говоря, с ростом нагрузки изменяется соотношение между внутренними усилиями в разных сечениях конструкции. Поэтому результаты, которые получены при расчете статически неопределимых железобетонных система по упругой стадии, которые не учитывают пластические деформации, не соответствуют фактической несущей способности этих систем.

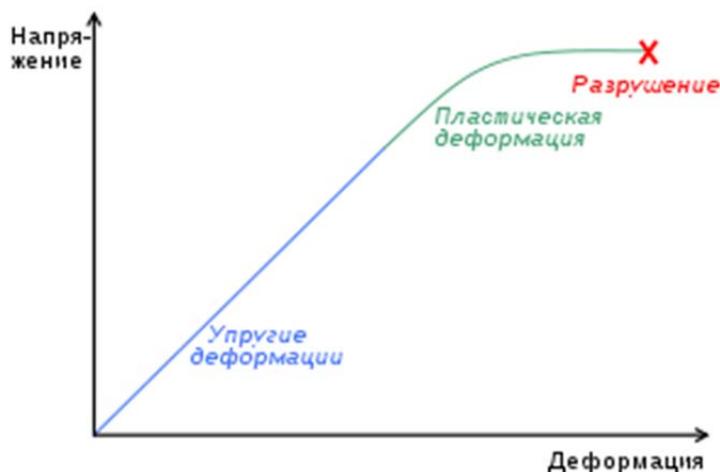


Рис.10.График зависимости между напряжением и деформациями

Из-за этого в настоящее время при расчете статически неопределимых конструкций широко применяют метод предельного равновесия, который учитывает перераспределение усилий вследствие пластических деформаций материалов и других факторов. Суть данного метода заключается в следующем. При некотором значении нагрузки напряжения в растянутой арматуре из мягкой стали достигают предела текучести. Пластические деформации стали растут и в железобетонной конструкции образуется зона больших местных деформаций растянутой арматуры, при котором $\sigma_s = \sigma_y$, и сжатого бетона, но $\sigma_b < R_b$. Данная зона носит название пластического шарнира. Особенностью пластического шарнира в отличие от идеального является наличие в нем постоянного момента, который равен предельной величине:

$$M = R_s \cdot A_s \cdot z \quad (1)$$

где R_s – расчетное сопротивление арматуры в пластическом шарнире растяжению,

A_s – площадь растянутой арматуры в пластическом шарнире,

z – плечо внутренней пары сил в пластическом шарнире, соответственно, которые определяют по формуле :

$$z = h_0 - 0,5 \cdot x \quad (2)$$

где x – высота сжатой зоны в пластическом шарнире. Кроме того, с уменьшением нагрузки он закрывается.

Реальные конструкции представляют собой в большинстве случаев многократно статически неопределимые системы, материал которых обладает свойством пластичности. Благодаря этому конструкции обладают дополнительными резервами несущей способности. После того, как в наиболее опасных сечениях напряжения достигают предела текучести, в отличие от статически определимых систем, статически неопределимые системы могут нести дополнительные нагрузки за счет перераспределения внутренних сил

Конструкция рассматривается в момент, непосредственно предшествующий ее разрушению, когда еще выполняются условия равновесия для внутренних и внешних сил, достигающих предельных значений. Отсюда и произошло название метода предельного равновесия.

$$M_{вн} \leq 0,5 \cdot M_{внут.оп} + M_{внут.пр} + 0,5 \cdot M_{внут.оп} \quad (3)$$

где $M_{вн}$ - момент от внешней нормативной нагрузки,
 $M_{внут.оп}$ - момент от внутренних усилий на опоре,
 $M_{внут.пр}$ - момент внутренних усилий в пролете.

Из уравнения равновесия вытекает то, что несущая способность статически неопределимой конструкции не зависит от соотношения значений опорных и пролетного моментов и не зависит от последовательности образования пластических шарниров. Последовательность может быть назначена произвольно, необходимо лишь соблюдать уравнение равновесия.

При рассмотрении статически определимой свободно опертой балки в стадии, близкой к разрушению и достижению в арматуре предела текучести, образуется участок с большими местными деформациями - пластический шарнир. Количество таких участков может быть различным; например, в жестко защемленной с обоих концов балке их образуется три – на опорах и в пролете. Это означает, что происходит полное исчерпание несущей способности балки, т.е. заданная система разрушается. Величину силы, вызывающую образование в балке пластического шарнира, называют предельной силой.

В балке, защемленной на опорах, с появлением пластического шарнира, повороту частей балки препятствуют лишние связи, а именно, защемление на опорах. Поэтому при дальнейшем увеличении нагрузки разрушение в пластическом шарнире не произойдет, пока не появятся новые пластические шарниры и выключатся лишние связи. В статически неопределимой системе возникновение пластического шарнира равносильно выключению лишней связи и снижению на одну степень статической неопределимости системы. Потеря геометрической неизменяемости системы может наступить лишь с образованием трех пластических шарниров – на обеих опорах и в пролете. Последовательность перераспределения изгибающих моментов под действием силы F_0 можно рассмотреть на примере балки, защемленной на двух опорах.

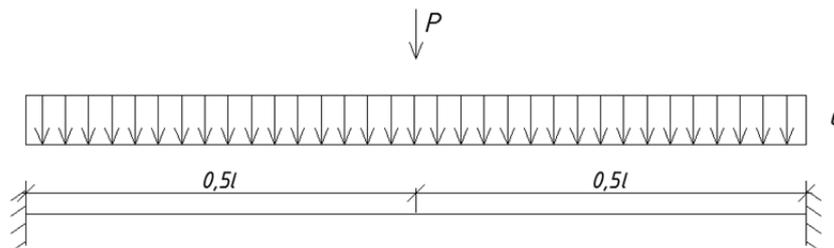


Рис.11. Расчетная схема с внешними нагрузками

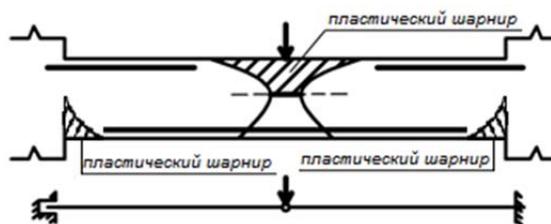


Рис.12. Участки пластических шарниров статически неопределимой балки

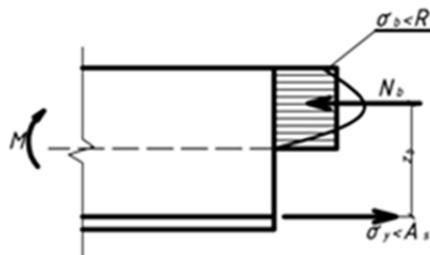


Рис.13. Схема образования пластического шарнира в железобетонной балке

Следует помнить, что расчет по методу предельного равновесия можно выполнять только для элементов конструкций, изготовленных из пластичных материалов, допускающих пластические деформации в наиболее напряженных точках. Также, метод предельного равновесия применяется для расчета несущей способности элемента по огнестойкости.

Расчет перекрытий TERIVA производился по методу предельного равновесия в условиях образования пластических шарниров на опорах и в середине пролета.

Ввиду того, что рассматриваемое железобетонное перекрытие опирается, как правило, на кладку (кирпичную, каменную или из других строительных материалов) необходимо устройство железобетонного пояса по периметру перекрытия в зоне опирания на стены. При устройстве межэтажных перекрытий данный пояс пригружается сверху стенами следующего этажа так, что пояс вместе со стеной оказывается закрепленным от поворота. Это означает, что поворот сечения балок и непосредственно балочного перекрытия в опорных зонах также равен нулю, что соответствует жесткой заделке на по краям. Поэтому можно использовать расчетную схему, представленную на рисунке 11. Эта же расчетная схема может быть использована и при двух- или несколько пролетной конструкции с равными пролетами, так как на промежуточных опорах угол поворота сечения также оказывается близким к нулю.

Используемые при расчете нагрузки приняты в соответствии с СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»

1. Постоянные нагрузки:

- Вес пола/покрытия (покрытие пола, теплого пола и кровли – 3 варианта);
- Вес перекрытия (вес ж/б балок и блоков из керамзита).

2. Временные (длительно действующие):

- Перегородки поперечные (150 мм);
- Перегородки продольные (100, 120, 150 мм);

3. Временные (кратковременные):

Равномерно распределенная временная нагрузка на плиты перекрытий (чердачные помещения, квартиры, офисы, коридоры, залы).

Таблица 1. Сбор нагрузок.

№п/п	Наименование нагрузок	Нормативная нагрузка	Нормативная погонная нагрузка	γ_f	Расчетная нагрузка	Расчетная погонная нагрузка	Примечание	
		$p(n), \cdot 10 \text{ Н/м}^2$	$p(p), \cdot 10 \text{ Н/м}$		$p(n), \cdot 10 \text{ Н/м}^2$	$p(n), 10 \text{ Н/м}$		
Постоянные нагрузки								
P1	Вес пола /покрытия							
P1a	Вариант 1	70	42	1,15	80,5	48,3	Покрытие пола	
P1б	Вариант 2	200	120	1,15	230	138	Покрытие «теплого» пола	
P1в	Вариант 3	150	90	1,2	180	108	Кровельное покрытие («плоская» кровля)	
P2	Вес перекрытия							
P2a	Вес ж/б части	-	117,8	1,1	-	129,59	при толщине бетона 3см	
			132,8	1,1		146,9		при толщине бетона 4см
			147,8	1,1		162,59		при толщине бетона 5см
			162,8	1,1		179,9		при толщине бетона 6см
P2б	Вес блоков "Teriva-4,0/1-керамзит"	-	81,25	1,1	-	89,38	-	

Продолжение Таблицы 1. Сбор нагрузок.

№п/п	Наименование нагрузок	Нормативная нагрузка	Нормативная погонная нагрузка	γ_f	Расчетная нагрузка	Расчетная погонная нагрузка	Примечание
		$p(n), \cdot 10H/M^2$	$p(p), \cdot 10H/M.p$		$p(n), \cdot 10 H/M^2$	$p(n), 10 H/M.$	
Временные (длительно действующие)							
P3	Перегородки поперечные, из газобетона марки D400 до 150мм (кгс)						
	-	108	-	1,3	140	-	Сосредоточенная, в середине пролета
P4	Перегородки продольные из газобетона марки D400 (кг/м)						Предусматриваются отдельные балки
P4a	Вариант 1 100мм, h=3м	-	120	-	1,3	156	-
P4б	Вариант 2 120мм, h=3м	-	144	-	1,3	187,2	-
P4в	Вариант 3 150мм, h=3м	-	180	-	1,3	234	-
Временные (кратковременные)							
P5	Равномерно распределенная временная нагрузка на плиты перекрытий (п.8.2.1.)						
P5а	Вариант 1	70	42	1,3	91	54,6	Чердачные помещения
P5б	Вариант 2	150	90	1,3	195	117	Квартиры жилых зданий и др. (п.1 табл.8.3)
P5в	Вариант 3	200	120	1,2	240	144	Служебные, административные, бытовые помещения, техн.этажи и др. (п.2,3 табл.8.3)
P5г	Вариант 4	300	180	1,2	360	216	Обеденные залы, вестибюли, фойе, коридоры, лестницы; производственные и складские помещения
P5д	Вариант 5	350	210	1,2	420	252	Встроенные автостоянки для автомашин до 3тс.
P5е	Вариант 6	400	240	1,2	480	288	Залы собраний, совещаний. Спортивные, концертные, торговые, выставочные залы и т.д

Аналогичным образом производится расчет совмещенного кровельного перекрытия, но вместо полезной нагрузки прикладывается снеговая нагрузка.

В соответствии с нагрузками рассмотрены следующие сочетания (для поперечных перегородок):

Таблица 2. Сочетания нагрузок с поперечными перегородками

Загружения	Сочетания нагрузок	
1	$(P1a)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P5a)$	обычный пол
2	$(P1a)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P5б)$	
3	$(P1a)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P5в)$	
4	$(P1a)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P5г)$	
5	$(P1a)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P5д)$	
6	$(P1a)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P5е)$	
7	$(P1б)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P5a)$	теплый пол
8	$(P1б)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P5б)$	
9	$(P1б)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P5в)$	
10	$(P1б)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P5г)$	
11	$(P1б)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P5д)$	
12	$(P1б)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P5е)$	

Так же рассмотрены сочетания нагрузок при устройстве перегородок поперечных и продольных:

Таблица 3. Сочетания нагрузок при устройстве перегородок поперечных и продольных

Загружения	Сочетания нагрузок
1	$(P1a)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P4)^*1+(P5a)$
2	$(P1a)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P4)^*1+(P5б)$
3	$(P1a)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P4)^*1+(P5в)$
4	$(P1a)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P4)^*1+(P5г)$
5	$(P1a)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P4)^*1+(P5д)$
6	$(P1a)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P4)^*1+(P5е)$
7	$(P1б)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P4)^*1+(P5a)$
8	$(P1б)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P4)^*1+(P5б)$
9	$(P1б)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P4)^*1+(P5в)$
10	$(P1б)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P4)^*1+(P5г)$
11	$(P1б)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P4)^*1+(P5д)$
12	$(P1б)^*1+(P2)^*1+(P3)^*1+(P4)^*1+(P5е)$

На данные сочетания нагрузок выполнены расчеты по 9ти типам конструктивных решений перекрытий.

Таблица 4. Типы перекрытий

N	Тип перекрытия	Размер пролета в свету(мм)	Класс бетона	Высота перекрытия (мм)	Схемы
1	2	3	3	4	7
1	Тип 1	3000...4800	В25	240	
2	Тип 2	3000...5700	В25	240	
3	Тип 3	3000...7200	В25	240	
4	Тип 4	3000...6300	В25	250	
5	Тип 5	3000...7500	В25	260	
6	Тип 6	3000...7200	В25	240	
9	Тип 9	3000...8100	В35	270	

Рассмотрим подробно расчет на примере второго типа перекрытия. Армирование сетками Р-1 и Р-2, шаг стержней 150 мм.

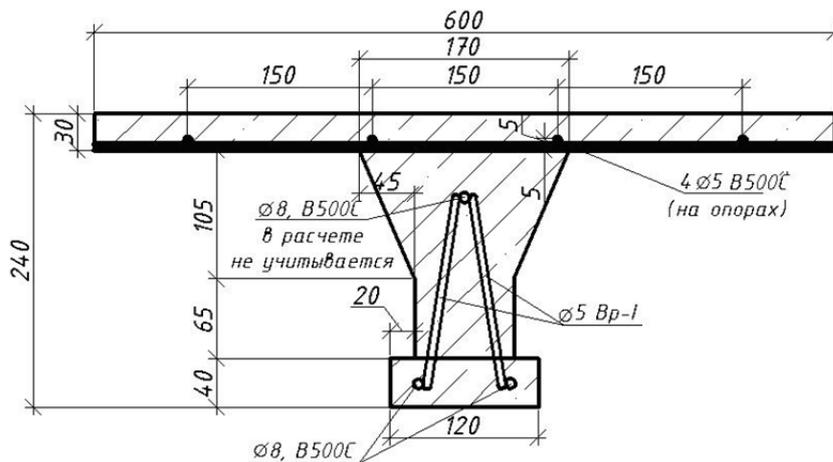


Рис.14. Схема второго типа перекрытия

В данной конструкции перекрытия есть верхнее армирование, и под воздействием нагрузки, образуется верхняя сжатая зона бетона в пролете, с растягивающейся арматурой снизу, и возникает сжатие нижней зоны бетона и растяжение арматуры сверху на опорах.

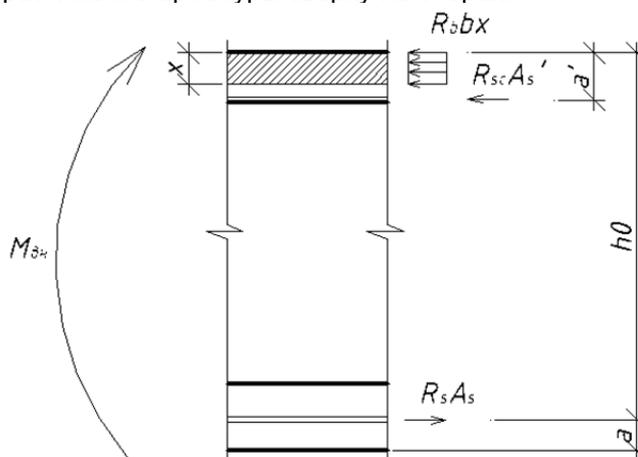


Рис.15. Сжатие верхней зоны бетона и растяжение арматуры снизу в пролете

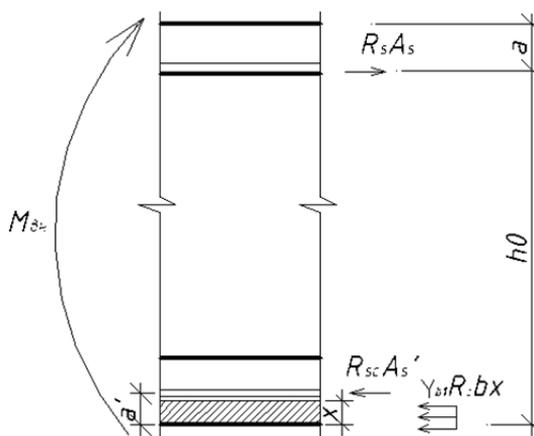


Рис.16. Сжатие нижней зоны бетона и растяжение арматуры сверху на опоре

Примем:

В пролете: Бетон В25, арматура В500С, $R_b = 148 \text{ кг/см}^2$, $\gamma_{b1} = 0,9$, $R_s = 4350 \text{ кг/см}^2$, $A_s = 1,01 \text{ см}^2$, $b = 60 \text{ см}$, $h_0 = 22,1 \text{ см}$.

На опоре: Бетон В25, арматура В500С, $R_b = 148 \text{ кг/см}^2$, $\gamma_{b1} = 0,9$, $R_s = 4350 \text{ кг/см}^2$, $A_s = 0,79 \text{ см}^2$, $b = 12 \text{ см}$, $h_0 = 22,8 \text{ см}$, $R_{sc} = 3800 \text{ кг/см}^2$, $A_s = 1,01 \text{ см}^2$, $a' = 1,9 \text{ см}$

Воспользуемся формулой [1]:

1. Определим высоту сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b'} \quad (4)$$

где R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению в пластическом шарнире в пролете;

A_s – расчетная площадь поперечного сечения арматуры;

γ_{b1} – коэффициент условий работы, учитывающий особенности работы бетона в конструкции (характер нагрузки, условия окружающей среды и т.д.);

R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;

b – ширина расчетного сечения.

$$x = \frac{4350 \cdot 1,01}{0,9 \cdot 148 \cdot 60} = 0,55 \text{ см} = 0,0055 \text{ м}$$

2. Сумма моментов в пролете :

$$\sum M_{(к)} = \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) - M_{вн} = 0 \quad (5)$$

Найдем значение предельного момента в пролете:

$$M_{внут.пр} = 133,2 \cdot 60 \cdot 0,55 \cdot \left(22,1 - \frac{0,55}{2}\right) = 95888,14 \text{ кг} \cdot \text{см} = 9397,03 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

3. Определим ширину сжатой зоны на опоре:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b'} \quad (6)$$

$$x = \frac{4350 \cdot 0,79 - 3800 \cdot 1,01}{0,9 \cdot 148 \cdot 12} = -0,26 \text{ см} = -0,0026 \text{ м}$$

Поскольку $x < 0$, воспользуемся формулой для симметричного армирования (8.9) по [17]

4. Определим предельный момент на опоре:

$$M_{ult} = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - a') = 4350 \cdot 0,79 \cdot (21,8 - 1,9) = 67986 \text{ кг} \cdot \text{см} = 6662,62 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

5. Подсчитаем суммарный момент:

$$M_{сумм} = M_{пред} + 2 \cdot M_{ult}; \quad (7)$$

$$M_{сумм} = 95888,14 + 2 \cdot 67986 = 174687,085 \text{ кг} \cdot \text{см} = 17119,334 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

Далее произведем расчет по методу сечений, описанного в СП 63.13330.2012, и сравним значения полученных моментов.

1. Определим высоту сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b'} \quad (8)$$

$$x = \frac{4350 \cdot 1,01}{0,9 \cdot 148 \cdot 60} = 0,55 \text{ см} = 0,0055 \text{ м}$$

2. Посчитаем значение момента от внутренних усилий в пролете:

$$M_{ult} = \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = 0,9 \cdot 148 \cdot 60 \cdot 0,55 \cdot (22,1 - 0,5 \cdot 0,55) = 95888,14 \text{ кг} \cdot \text{см} = 9397,037 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

3. Определим значение предельного момента:

$$M_{вн} \leq M_{ult}$$

$$M_{вн} \leq 9397,037 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$M_{ult}^* > M_{ult}^{**},$$

где M_{ult}^* – предельный момент, подсчитанный по методу предельного равновесия

M_{ult}^{**} – предельный момент, подсчитанный по методу сечений

$$17119,334 \text{ Н} \cdot \text{м} > 9397,037 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Таким образом, предельный момент, подсчитанный по методу предельного равновесия, больше, чем момент, подсчитанный по методу сечений в 1,821 раза.

3. Результаты и обсуждение

Зеленым цветом выделены ячейки, для которых при указанной нагрузке выполняется условие $M_{вн} \leq M_{пред}$, определенного по методу сечений, и пролет удовлетворяет условиям прочности. Синим цветом обозначены значения, для которых при указанной нагрузке выполняется условие $M_{вн} \leq M_{пред}$, определенного предельного равновесия, и пролет удовлетворяет условиям прочности. Красным цветом обозначены значения, для которых при указанной нагрузке не выполняется условие жесткости

Таблица 5. Определение максимального пролета, обеспечивающего несущую способность перекрытия при устройстве поперечных перегородок

№	q, кН/м	P ₂ · 10 ³ , кН	Внешний момент M _{вн} (·10 ⁴ Н·м) при L (см)									
			300	330	360	390	420	450	480	510	540	570
1	3,219	140	46710	55364	64743	74845	85672	97223	109498	122498	136221	150669
2	3,843	140	53730	63859	74852	86709	99431	113018	127469	142785	158966	176011
3	4,113	140	56768	67534	79226	91842	105385	119852	135245	151564	168807	186977
4	4,833	140	64868	77335	90890	105531	121261	138077	155981	174973	195051	216218
5	5,193	140	68918	82235	96722	112376	129199	147190	166349	186677	208173	230838
6	5,553	140	72968	87136	102554	119220	137137	156302	176717	198382	221295	245459
7	4,116	140	56801	67575	79274	91900	105451	119928	135332	151661	168917	187098
8	4,740	140	63821	76069	89383	103763	119210	135723	153303	171949	191662	212441
9	5,010	140	66859	79744	93757	108897	125164	142558	161079	180727	201503	223406
10	5,730	140	74959	89545	105421	122586	141040	160783	181815	204136	227747	252647
11	6,090	140	79009	94446	111253	129430	148978	169895	192183	215841	240869	267267
12	6,450	140	83059	99346	117085	136275	156916	179008	202551	227545	253991	281888

Таблица 6. Дополнительный изгибающий момент от продольных перегородок

Изгибающий момент от внутренних перегородок	q1, ·980 Н/м	300	330	360	390	420	450	480	510	540	570
Вариант 1	1,56	12558	16244	20280	24668	29406	34496	39936	45727	51870	58364
	q2										
Вариант 2	1,872	15070	19492	24336	29601	35287,2	41395	47923,2	54873	62244	70036
	q3										
Вариант 3	2,34	18837	24365	30420	37001	44109	51743	59904	685913	77805	87545

Исходя из этого, получаем следующие пролеты:

Таблица 7. Для перегородок Варианта 1(газобетонные, толщиной 100мм)

№	Внешний момент M _{вн} (·10 ⁴ Н·м) при L (см)										
	300	330	360	390	420	450	480	510	540	570	
1	59268	71608	85022	99513	115078	131719	149434	168225	188091	209032	
2	66288	80102	95131	111377	128837	147514	167405	188513	210836	234375	
3	69326	83777	99505	116510	134791	154348	175181	197291	220677	245340	
4	77426	93578	111170	130199	150667	172573	195917	220700	246921	274581	
5	81476	98479	117002	137043	158605	181685	206285	232405	260043	289202	
6	85526	103379	122834	143888	166543	190798	216653	244109	273165	303822	

№	Внешний момент $M_{вн}$ ($\cdot 10^{-1}$ Н·м) при L (см)									
	300	330	360	390	420	450	480	510	540	570
7	69359	83818	99554	116567	134857	154424	175268	197389	220787	245462
8	76379	92312	109663	128431	148616	170219	193239	217677	243532	270804
9	79417	95988	114037	133564	154570	177053	201015	226455	253373	281769
10	87517	105789	125701	147253	170446	195278	221751	249864	279617	311010
11	91567	110689	131533	154098	178384	204391	232119	261568	292739	325631
12	95617	115590	137365	160942	186322	213503	242487	273273	305861	340251

Таблица 8. Для перегородок Варианта 2 (газобетонные, толщиной 120мм)

№	Внешний момент $M_{вн}$ ($\cdot 10^{-1}$ Н·м) при L (см)									
	300	330	360	390	420	450	480	510	540	570
1	61780	74857	89078	104446	120959	138618	157421	177371	198465	220705
2	68800	83351	99187	116310	134718	154413	175393	197658	221210	246047
3	71837	87026	103562	121443	140672	161247	183169	206437	231051	257013
4	79937	96827	115226	135132	156548	179472	203905	229846	257295	286254
5	83987	101728	121058	141977	164486	188585	214273	241550	270417	300874
6	88037	106628	126890	148821	172424	197697	224641	253255	283539	315495
7	71871	87067	103610	121501	140738	161323	183255	206534	231161	257135
8	78891	95561	113719	133364	154497	177118	201226	226822	253906	282477
9	81929	99237	118093	138498	160451	183952	209002	235600	263747	293442
10	90029	109038	129757	152187	176327	202177	229738	259009	289991	322683
11	94079	113938	135589	159031	184265	211290	240106	270714	303113	337304
12	98129	118839	141421	165876	192203	220402	250474	282418	316235	351924

Таблица 9. Для перегородок Варианта 3 (газобетонные, толщиной 150мм)

№	Внешний момент $M_{вн}$ ($\cdot 10^{-1}$ Н·м) при L (см)									
	300	330	360	390	420	450	480	510	540	570
1	65547	79730	95162,7	111847	129781	148966	169402	191089	214026	238214
2	72567	88224	105272	123710	143540	164761	187373	211377	236771	263556
3	75605	91899	109646	128844	149494	171596	195149	220155	246612	274522
4	83705	101700	121310	142533	165370	189821	215885	243564	272856	303763
5	87755	106601	127142	149377	173308	198933	226253	255269	285978	318383
6	91805	111501	132974	156222	181246	208046	236621	266973	299100	333004
7	75638	91940	109694	128901	149560	171672	195236	220253	246722	274644
8	82658	100434	119803	140765	163319	187467	213207	240540	269467	299986
9	85696	104110	124177	145898	169273	194301	220983	249319	279308	310951
10	93796	113911	135841	159587	185149	212526	241719	272728	305552	340192
11	97846	118811	141673	166431	193087	221638	252087	284432	318674	354813
12	101896	123712	147505	173276	201025	230751	262455	296137	331796	369433

В результате расчетов сборно-монолитных плоских перекрытий "TERIVA" было составлено 9 конструктивных решений и 16 различных комбинаций нагрузок. Благодаря результатам расчета было установлено, что использование метода предельного равновесия при расчете сборно-монолитных перекрытий может быть выгоднее с экономической стороны, так как потребуются меньшая затрата материалов для устройства перекрытия. Необходимо помнить, что при выборе пролета перекрытия при заданной нагрузке необходимо учитывать не только значение предельного момента, но и допустимого прогиба. Работа сборных элементов небольшого веса и размеров, обеспечивает монтаж капитального железобетонного перекрытия без применения грузоподъемных механизмов, в любых по стесненности условиях производства работ, экономия при транспортировке элементов путем более полного использования грузоподъемности и полезного объема транспорта. Отсутствуют ограничения по конфигурации перекрытия, по привязке к типовым архитектурно-строительным проектам.

4. Заключение

1. Предложено 9 конструктивных решений армирования сборно-монолитного перекрытия Teriva, высотой 240 мм.
2. Показано, что момент, подсчитанный по методу предельного равновесия, больше, чем момент, подсчитанный по методу сечений в 1,821 раза.
3. Установлено, что максимальная величина перекрываемого пролета для различных типов нагрузок и комбинаций загружений варьируется от 3 м до 8,1 м.
4. Показано, что критическим фактором ограничивающим длину пролета является требование по прогибу $l/200$.
5. Результаты работы внедрены в проектную строительную деятельность компании ООО "Раритет".

5. Благодарности

Выражаем благодарность:

- 1) Обществу с ограниченной ответственностью "Раритет", в особенности заместителю генерального директора А.В. Боганькову и сотрудникам Т.А. Ковалеву и С.В. Михеевой за предоставление материалов, легших в основу проведенного исследования.
- 2) Сотрудникам проектного института ОАО «ЛенжилНИИпроект» Г.С. Шарбачеву, А.О. Горячевой (Родичевой) за помощь в проведении исследований.

Литература

- [1]. Абовский Н.П., Енджиевский J.B. Некоторые аспекты развития численных методов расчета конструкций // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1981. № 8. С. 30-47.
- [2]. Александров А.В., Лашенников Б.Я., Шапошников Н.Н., Смирнов В.А. Методы расчёта стержневых систем, пластин и оболочек с использованием ЭВМ. // Стройиздат, 1976. 248с.
- [3]. Александров А.В., Потапов В.Д. Основы теории упругости и пластичности: Учеб. для строит. спец. вузов. Высш. шк. 1990. 400 с.
- [4]. Альпирович С.З., Улицкий И.И. Безлесные покрытия с применением бетонных пустотных блоков. УкрНИИС. 1948.
- [5]. Андреев О.О. Оценка несущей способности железобетонных сечений с учетом вероятностной природы прочности бетона и стали // Строительная механика и расчет сооружений. 1984. № 6. С. 16-19.
- [6]. Аргирис Дж. Современные достижения в методах расчёта конструкций с применением матриц. Изд-во иностр. Лит, 1968.
- [7]. Бабич Е.М., Крусь Ю.А. Расчет несущей способности изгибаемых трехслойных железобетонных элементов // Строительные конструкции. Вып. 45-46. 1993. С. 46-48.
- [8]. Байков В.Н., Горбатов С.В., Димитров З.А. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1977. № 6. С. 15-18.
- [9]. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Стройиздат. 1978. 768 с.
- [10]. Шембаков В. А. Технология сборно-монолитного домостроения СМК в массовом строительстве России и стран СНГ // Жилищное строительство. 2013. №3. С. 26-29.
- [11]. Барастов В.М. Некоторые конструктивные решения железобетонного перекрытия для реконструируемых зданий // Всероссийская науч.-технич. конф. «Актуальные вопросы строительства». Саранск. 2002. С. 19-23.
- [12]. Барастов В.М. Анализ конструктивных решений облегченного железобетонного перекрытия // 2-ая международная науч.-технич. конф. «Проблемы строительного и дорожного комплексов». Брянск. 2004. С. 386-390.
- [13]. Барастов В.М. Использование сборно-монолитного

References

- [1]. Abovskiy N.P., Yendzhiyevskiy J.B. Nekotorye aspekty razvitiya chislennykh metodov rascheta konstrukcij [Some aspects of the development of numerical methods for calculating structures] Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo i arhitektura. 1981. No. 8. Pp. 30-47. (rus)
- [2]. Aleksandrov A.V., Lashchennikov B.Ya., Shaposhnikov N.N., Smirnov V.A. Metody raschyota stержnevyyh sistem, plastin i obolochek s ispol'zovaniem EVM [Methods of calculation of rod systems, plates and shells using computers]. Strojizdat. 1976. 248 p. (rus).
- [3]. Aleksandrov A.V., Potapov V.D. Osnovy teorii uprugosti i plastichnosti: Ucheb. dlya stroit. spec. vuzov [Fundamentals of the theory of elasticity and plasticity: a textbook for builders of special universities]. Vyssh. shk. 1990. 400 p (rus).
- [4]. Alpirovich S.Z., Ulitskiy I.I. Bezlesnye pokrytiya s primeneniem betonnyh pustotnyh blokov [Treeless coating with the use of hollow concrete blocks] UkrNIIS. 1948. (rus).
- [5]. Andreyev O.O. Ocenka nesushchej sposobnosti zhelezobetonnyh sechenij s uchetom veroyatnostnoj prirody prochnosti betona i stali [Evaluation of the bearing capacity of reinforced concrete sections taking into account the probabilistic nature of the strength of concrete and steel]. Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij. 1984. No. 6. Pp. 16-19. (rus).
- [6]. Argiris Dzh. Sovremennye dostizheniya v metodah raschyota konstrukcij s primeneniem matric [Modern achievements in methods of calculation of structures using matrices]. Izd-vo inostr. Lit, 1968. (rus).
- [7]. Babich Ye. M., Krus Yu .A. Raschet nesushchej sposobnosti izgibaemyh trekhslonnyh zhelezobetonnyh ehlementov [Calculation of the bearing capacity of the bent three-layer reinforced concrete elements]. Stroitel'nye konstrukcii. No. 45-46. 1993. Pp. 46-48. (rus).
- [8]. Baykov V.N., Gorbato V.V., Dimitrov Z.A. Postroenie zavisimosti mezhdru napryazheniyami i deformatsiyami szhatogo betona po sisteme normiruemykh pokazatelej [The build dependencies between the stresses and strains of the compressed concrete system of indicators]. Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo i arhitektura. 1977. No. 6. Pp. 15-18. (rus).
- [9]. Baykov V. N., Sigalov E. Ye. Zhelezobetonnye konstrukcii [Reinforced concrete structure]. Strojizdat. 1978. p. 768. (rus).
- [10]. Shembakov V. A. Tekhnologiya sborno-monolitnogo domostroeniya SМК v massovom stroitel'stve Rossii i stran SNG [Technology of precast-monolithic construction of QMS in mass construction in Russia and CIS countries]. ZHilishchnoe stroitel'stvo. 2013. No. 3. Pp. 26-29. (rus).
- [11]. Barastov V.M. Nekotorye konstruktivnye resheniya

- железобетонного перекрытия при реконструкции зданий // Тез. науч.-практ. конф. «Неделя науки 2000-2002 гг. труды в 3-х частях» МИИТ. 2003. С. 21.
- [14]. Пушкарёв Б. А., Кореньков П. А. Сборно-монолитные железобетонные конструкции, сферы применения и особенности расчёта // Строительство и техногенная безопасность. 2013. № 46. С. 30-35.
- [15]. Баргути М.К. Прочность, деформативность и трещиностойкость сборно-монолитных балочных преднапряженных перекрытий: Дис. канд. техн. наук. 1992. 221 с.
- [16]. Парашченко Н. А., Горшков А. С., Ватин Н. И. Частично-ребристые сборно-монолитные перекрытия с ячеистобетонными блоками // Magazine of Civil Engineering. 2011. № 6. С 50-68.
- [17]. Ермолаева Т. Г., Костюрина К.А., Колтунов А. И. Сборно-монолитные перекрытия типа «дах», их конструктивные особенности, достоинства и недостатки // Электронный сборник трудов молодых специалистов полоцкого государственного университета. 2015. С. 129-131.
- [18]. Волков А. С., Дмитренко Е. А., Корсун А. В. Влияние дефектов строительства на несущую способность железобетонных конструкций монолитного каркасного здания // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 2(29). С. 45-56
- [19]. Теплова Ж. С., Виноградова Н. А. Сборно-монолитные перекрытия системы "Марко" // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 8(35). С. 48-59.
- [20]. Недвига Е. С., Виноградова Н. А. Системы сборно-монолитных перекрытий // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2016. № 4(43). С. 87-102
- [21]. Toniolo G. SAFECAS T project: European research on seismic behaviour of the connections of precast structures // 15th World conference on earthquake engineering. Lisbon. 2012.
- [22]. Szeląg M. Analiza numeryczna stanu naprężenia i stanu przemieszczenia pustaków stropowych Teriva w schemacie badania wytrzymałości na zginanie wg normy PN-EN 15037-2: 2011 // Przegląd Budowlany. 2013. Т. 84.
- zhelezobetonnogo perekrytiya dlya rekonstruiemu ykh zdaniy [Some structural solutions of reinforced concrete floor for reconstructed buildings]. Vserossiyskaya nauch.-tekhnich. konf. «Aktual'nye voprosy stroitel'stva». Saransk. 2002. Pp. 19-23. (rus).
- [12]. Barastov V.M. Analiz konstruktivnykh resheniy oblegchennogo zhelezobetonnogo perekrytiya [Analysis of structural solutions of lightweight reinforced concrete floor]. 2-aya mezhdunarodnaya nauch.-tekhnich. konf. «Problemy stroitel'nogo i dorozhnogo kompleksov». Bryansk. 2004. Pp. 386-390. (rus).
- [13]. Barastov V.M. Ispol'zovanie sborno-monolitnogo zhelezobetonnogo perekrytiya pri rekonstrukcii zdaniy [The use of precast-monolithic reinforced concrete floors in the reconstruction of buildings]. Tez. nauch.-prakt. konf. «Nedelya nauki 2000-2002 gg. trudy v 3-h chastyah» MIIT. 2003. p. 21. (rus).
- [14]. Pushkarev B. A., Korenkov P. A. Sborno-monolitnye zhelezobetonnye konstrukcii, sfery primeneniya i osobennosti raschyota [Precast-monolithic reinforced concrete structures, applications and calculation features]. Stroitel'stvo i tekhnogennaya bezopasnost'. 2013. No. 46. Pp. 30-35. (rus).
- [15]. Barguti M.K. Prochnost', deformativnost' i treshchinostojkost' sborno-monolitnykh balochnykh prednapryazhennykh perekrytij [Strength, deformability and crack resistance of precast-monolithic beam prestressed floors]. Dis. kand. tekhn. nauk. 1992. p. 221.
- [16]. Parashchenko N. A., Gorshkov A. S., Vatin N. I. Chastichno-rebristye sborno-monolitnye perekrytiya s yacheistobetonnyimi blokami [Partially-ribbed precast-monolithic slabs with cellular concrete blocks]. Magazine of Civil Engineering. 2011. No. 6. Pp. 50-68. (rus).
- [17]. Yermolayeva T. G., Kostyurina K.A., Koltunov A. I. Sbornomonolitnye perekrytiya tipa «dah», ih konstruktivnye osobennosti, dostoinstva i nedostatki [Precast-monolithic slab type "Dah", their design features, advantages and disadvantages]. EHlektronnyj sbornik trudov molodykh specialistov polockogo gosudarstvennogo universiteta. 2015. Pp. 129-131. (rus).
- [18]. Volkov A. S., Dmitrenko Ye. A., Korsun A. V. Vliyanie defektov stroitel'stva na nesushchuyu sposobnost' zhelezobetonnykh konstrukcij monolitnogo karkasnogo zdaniya [Influence of construction defects on the bearing capacity of reinforced concrete structures of monolithic frame building]. Construction of Unique Buildings and Structures. 2015. No. 2 (29). Pp. 45-56. (rus).
- [19]. Teplova Zh. S., Vinogradova N. A. Sbornomonolitnye perekrytiya sistemy "Marko" [Precast-monolithic slab system " Marco"]. Construction of Unique Buildings and Structures. 2015. No. 8 (35). Pp. 48-59. (rus).
- [20]. Nedviga Ye. S., Vinogradova N. A. Sistemy sborno-monolitnykh perekrytij [Systems of precast-monolithic slabs]. Construction of Unique Buildings and Structures. 2016. No. 4 (43). Pp. 87-102. (rus).
- [21]. Toniolo G. SAFECAS T project: European research on seismic behaviour of the connections of precast structures. 15th World conference on earthquake engineering. Lisbon. 2012.
- [22]. Szeląg M. Analiza numeryczna stanu naprężenia i stanu przemieszczenia pustaków stropowych Teriva w schemacie badania wytrzymałości na zginanie wg normy PN-EN 15037-2: 2011. Przegląd Budowlany. 2013. Vol. 84.

Контактная информация

1. +7(921)9643762, vatin@mail.ru (Ватин Николай Иванович, д.т.н., профессор)
2. +7(921)6545468, V.Velichkin2011@yandex.ru (Величкин Виктор Захарович, д.т.н., профессор)
3. +7(964)3870500, galina4410@yandex.ru (Козинец Галина Леонидовна, д.т.н., профессор)
4. +7(921)7578260, korsun_vi@mail.ru (Корсун Владимир Иванович, д.т.н., профессор)
- 5.* +7(964)3312915, fishermanoff@mail.ru (Рыбаков Владимир Александрович, к.т.н., доцент)
6. +7(911)0961816, zhuwak2010@mail.ru (Жувак Оксана Владимировна, студент)

Contact information

1. +7(921)9643762, vatin@mail.ru (Nikolai Vatin, Ph.D., Professor)
2. +7(921)6545468, V.Velichkin2011@yandex.ru (Viktor Velichkin, Ph.D., Professor)
3. +7(964)3870500, galina4410@yandex.ru (Galina Kozinets, Ph.D., Professor)
4. +7(921)7578260, korsun_vi@mail.ru (Volodymyr Korsun, Ph.D., Professor)
- 5.* +7(964)3312915, fishermanoff@mail.ru (Vladimir Rybakov, Ph.D., Associate Professor)
6. +7(911)0961816, zhuwak2010@mail.ru (Oksana Zhuvak, Student)