

ПРОСТРАНСТВЕННЫЙ РАСЧЕТ РЕБРИСТЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ ПО ОГИБАЮЩИМ ЭПЮРАМ

В статье приводится методика расчета ребристых перекрытий с учетом пространственной работы, различного расположения локальных и равномерно распределенных нагрузок. Методика вариантного проектирования включает расчеты по огибающим эпюрам с учетом максимальных усилий от различного расположения нагрузок.

Постановка задачи и анализ исследований.

Известно, что учет пространственной работы железобетонных перекрытий обеспечивает существенную экономию материалов и значительно повышает точность определения усилий, действующих в элементах перекрытия.

Действующие нормы предусматривают проектирование сборных и монолитных перекрытий с рассмотрением ребер или сборных плит как отдельно работающих балок [3]. Исключение составляет п.1.21 «Пособия по проектированию железобетонных конструкций» [9], в котором допускается перераспределение местной нагрузки при условии обеспечения качественной заливки швов между плитами. При этом такое допущение распространяется только на сплошные и многопустотные плиты, а нагрузка считается перераспределенной на смежные плиты, расположенные слева и справа от загруженной, хотя на практике могут быть случаи загрузки и крайних плит, и плит с сечением, отличным от остальных, и т.д. Высокая степень приближенности таких требований очевидна.

Неравномерные усилия в различных элементах перекрытия возможны как для перекрытий при локальном загрузении, так и при сплошном загрузении. Этот фактор должен учитываться при проектировании.

Комплексный подход к расчету сборных, монолитных и сборно-монолитных железобетонных перекрытий и покрытий позволяет с единых позиций и значительно более экономично оценивать их напряженно-деформированное состояние на всех стадиях работы, в том числе при реконструкции и вариантном проектировании. В связи с вышесказанным, развитие общей теории и разработка методов расчета сборных,

монолитных и сборно-монолитных перекрытий с учетом их пространственной работы является актуальной задачей.

Расчету пространственной работы ребристых, сплошных и пустотных систем посвящено множество работ ученых различных стран [2, 7, 10-14]. Расчеты сборных и монолитных перекрытий с учетом пространственной работы в основном основываются на рассечении на отдельные балки и составлении условий совместности деформаций смежных элементов. Неизвестные внутренние усилия представляются в основном в виде рядов. Существуют точные решения с использованием дифференциальных уравнений [1, 4, 7], основанные на методе В.З. Власова. Инженерные методы расчета разработаны Б.В. Карабановым [5], однако, и они не предусматривают вариантного проектирования с учетом различного расположения нагрузок с целью предварительного подбора арматуры для дальнейшего точного расчета с учетом трещинообразования, дефектов и других факторов.

Целью настоящей статьи является разработка инженерного метода проектирования сборных и монолитных перекрытий с учетом пространственной работы по огибающим эпюрам, учитывающим различное расположение локальных и равномерно распределенных нагрузок. При этом основная задача предполагает получение предварительного армирования в полках и ребрах ребристых перекрытий.

Изложение основного материала.

В [1] показано, что при неравномерном загрузении ребристого перекрытия его напряженное состояние существенно отличается от традиционного. В общем случае следует рассматривать различные схемы загрузения перекрытия временной нагрузкой. Последовательность расчета монолитного перекрытия при вариантном проектировании состоит в следующем.

Первоначально определяются усилия от собственного веса перекрытия и другой постоянной равномерно распределенной по всей площади нагрузкой. При этом, так как практически все монолитные перекрытия опираются продольными сторонами на стены, то даже при равномерном распределении нагрузки усилия в отдельных элементах отличаются друг от друга. Эти усилия можно определить по методике, приведенной в [1], по приближенной методике [5, 6,11,12], по методу конечных элементов и другим доступным способом. При сплошной равномерно распределенной нагрузке и достаточно большом количестве ребер (более 4-5) усилия в плите перекрытия можно определить суммированием усилий от загрузения ребер осевой нагрузкой, равной сплошной нагрузке, умноженной на шаг ребер, и усилий в защемленной в ребрах плите. На основе таких расчетов строится эпюра моментов в плите

от постоянной нагрузки. Кроме того, строится эпюра изгибающих и крутящих моментов и поперечных сил в ребрах перекрытия.

После этого перекрытие загружается временной нагрузкой по участкам, и от каждого нагружения строятся эпюры в плите и ребрах, которые суммируются с усилиями, определенными от действия постоянной нагрузки. По результатам расчетов строятся огибающие эпюры изгибающих и крутящих моментов, а также поперечных сил. По этим огибающим эпюрам ребра рассчитываются на действие поперечного изгиба с кручением, а плита – на изгиб.

Поперечные изгибающие моменты изменяются по длине перекрытия. Но для упрощения и в запас можно строить такие эпюры в середине пролета перекрытия, где усилия имеют максимальные значения.

Следует отметить, что определение поперечных изгибающих моментов в пределах плиты с помощью «подвешивания» эпюр в сборных перекрытиях является точной процедурой (в отличие от определения таких моментов в пределах отсеченного элемента в монолитном перекрытии), т.к. соединение сборных плит в швах является шарнирным. В монолитных перекрытиях более предпочтителен учет реального расположения нагрузки [1] или введения нескольких (достаточно не более трех) фиктивных балок с «нулевой» жесткостью между ребрами, где на полку приложена распределенная нагрузка.

Для демонстрации принципов проектирования рассмотрим фрагмент монолитного ребристого перекрытия размерами в плане 6,3х9 м (рис.1).

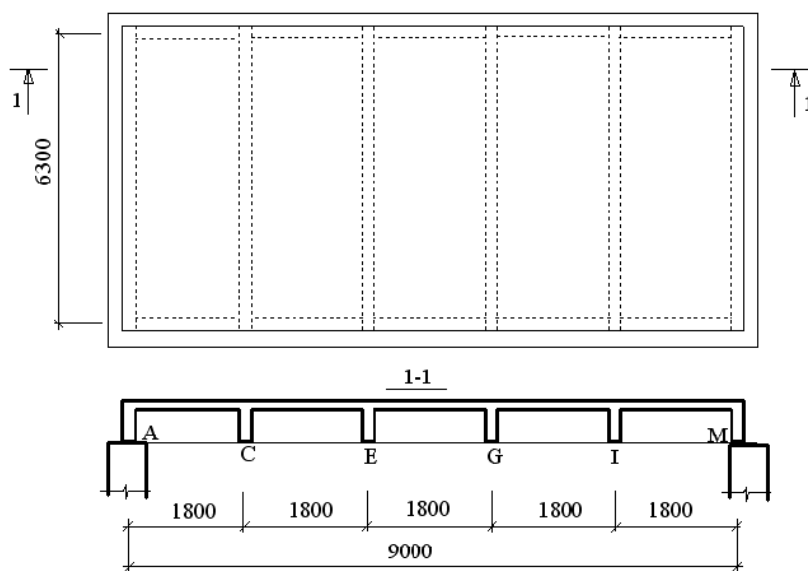


Рис. 1. Фрагмент монолитного ребристого перекрытия к примеру расчета

Ширина сечения ребра – 150 мм; полная высота ребра с полкой – 400 мм; толщина полки – 60 мм. Пусть на перекрытие действует постоянная

нагрузка от собственного веса $q=2,5$ кН/м² и полезная нагрузка $p=20$ кН/м², которая прикладывается поочередно в ячейках AC , CE , EG (см. рис. 1).

На рис. 2 приведена эпюра изгибающих моментов в полке перекрытия от действия постоянной нагрузки на всей площади и полезной нагрузки в первой ячейке. Как видим изгибающие моменты в плите монолитного перекрытия на опорах (над ребрами) могут быть как отрицательными, так и положительными, что в корне отличается от принятого традиционного подхода к проектированию, когда на опорах плиты, роль которых играют ребра перекрытия, действуют исключительно отрицательные моменты. В то же время момент в пролете, который традиционно считается положительным, может иметь отрицательное (точка F) значение. Эта эпюра приведена для сечения в середине пролета ребра. Вблизи опор моменты имеют меньшие значения.

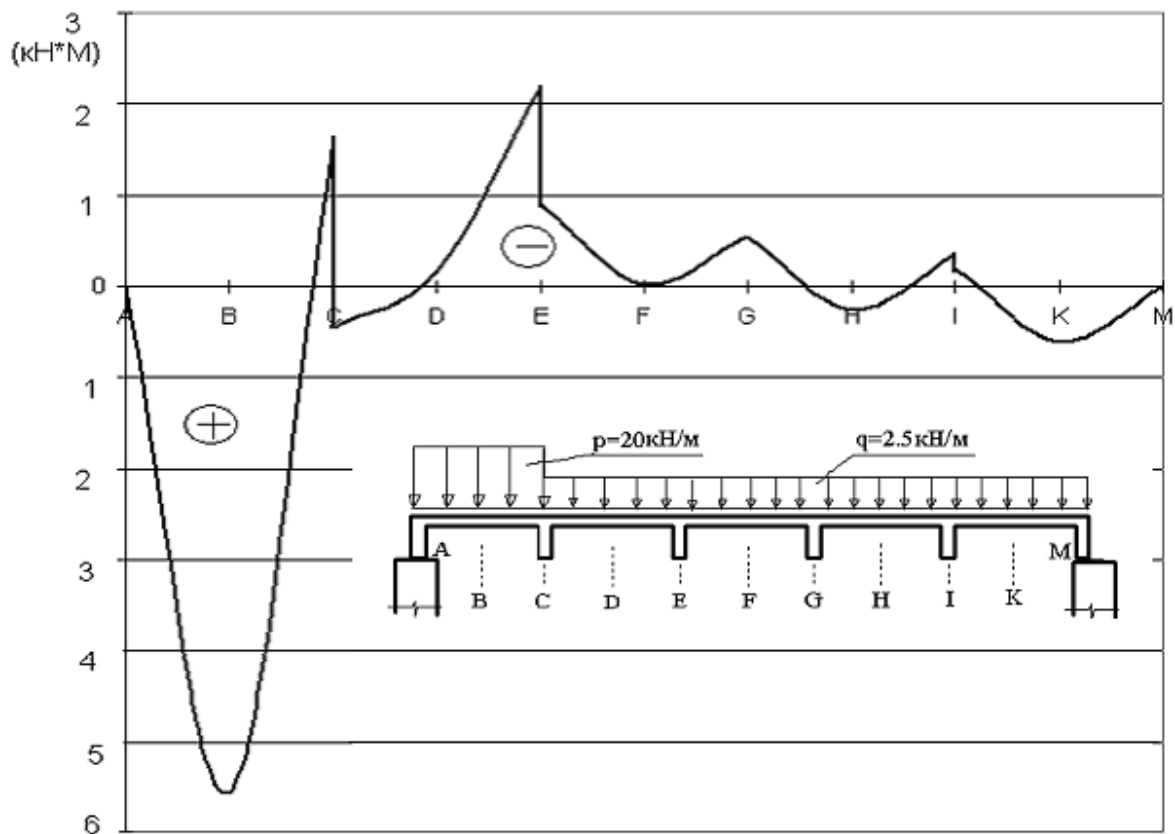


Рис. 2. Эпюра поперечных изгибающих моментов в плите монолитного перекрытия при одновременном действии равномерно распределенной и локальной нагрузки.

На рис. 3 приведены эпюры изгибающих моментов в плите при равномерной загрузке всего перекрытия (собственный вес) в реальной схеме и при традиционном проектировании, когда плита представляется в

виде многопролетной балки с промежуточными опорами, роль которых играют ребра перекрытия. Из рисунка видно, что моменты могут существенно отличаться от расчета при традиционном проектировании.

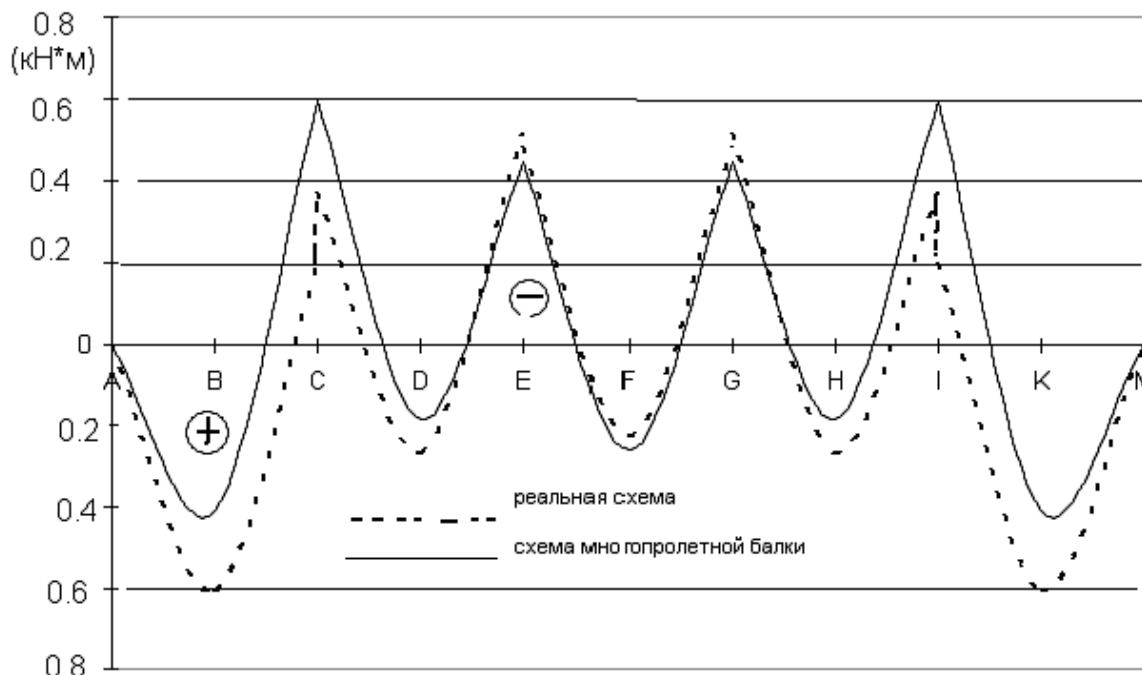


Рис. 3. Эпюры поперечных изгибающих моментов в плите монолитного перекрытия в реальной схеме и при представлении плиты в виде многопролетной балки (нагрузка равномерно распределена по всему перекрытию). Значения моментов приведены для середины пролета ребер

Если рассматривать участки балки ближе к опорам ребер поперечные изгибающие моменты в плите в реальной схеме и схеме многопролетной балки приближаются. Это связано с тем, что в реальной схеме на усилия в плите оказывает влияние податливость балок (ребер). Кроме того, ребра перекрытия испытывают изгибающие моменты, отличающиеся от моментов, подсчитанных без учета пространственной работы, и крутящие моменты, которые вообще не учитываются при традиционном проектировании. Так, при действии нагрузки $p=20 \text{ кН/м}^2$ в первой ячейке максимальный крутящий момент составляет 14,5 кНм, что составляет 16% от максимального изгибающего момента.

Арматура в плите и ребрах перекрытия подбирается по огибающим эпюрам усилий при возможном различном расположении временной нагрузки. При этом, как было указано выше, плита на опоре армируется не только в верхней зоне, но и в нижней (см. эпюру на рис. 2). Максимальное количество арматуры, определенное таким расчетом, является окончательным.

Если приложить погонную равномерно распределенную нагрузку $q=30 \text{ кН/м}$ к ребру C (первое слева от стены ребро на рис. 1), то

максимальный изгибающий момент в этом ребре с учетом пространственной работы будет равен 105 кНм, тогда как без учета пространственной работы этот момент был бы равен 149 кНм, что на 42% больше.

Если, например, все ребра армированы арматурой 2Ø20АШ, то их несущая способность ориентировочно составляет $[M]=86$ кНм. На первый взгляд может показаться, что этого армирования недостаточно (при традиционном подходе это имеет место). Однако, при расчете с учетом трещинообразования с названным армированием по предложенной в [1] методике оказывается, что моменты в балках (при загрузке второго слева ребра) распределяются следующим образом: $M_{1,max}=38.5$ кНм; $M_{2,max}=70,5$ кНм; $M_{3,max}=37$ кНм; $M_{4,max}=33$ кНм. Т.е. после перераспределения моментов их максимальные величины меньше несущей способности сечения. Перераспределение изгибающих и крутящих моментов в ребрах и полках зависит от соотношения жесткостных характеристик отдельных ребер и полок, которые в свою очередь зависят от наличия трещин, дефектов, отверстий и др. включений с резким и плавным изменением жесткости [1, 5].

Приведенный пример наглядно демонстрирует преимущества пространственного расчета по сравнению с традиционным проектированием, когда ребра условно рассчитываются как балки, не зависящие друг от друга, а плита – как многопролетная балка, опорами которой являются ребра. Сравнение расчетов по приведенному выше алгоритму с экспериментальными данными показывает хорошую сходимость, что в свою очередь свидетельствует о достоверности предложенного способа пространственного расчета.

Вышеприведенный пример показывает, что пространственный расчет должен производиться как на этапе вариантного проектирования, так и на этапе окончательного расчета с учетом трещинообразования, действия изгибающих и крутящих моментов в полках и ребрах ребристых перекрытий.

Выводы и задачи исследований.

При расчете ребристых монолитных и сборных перекрытий с учетом пространственной работы на предварительной стадии проектирования следует учитывать всевозможное расположение локальных нагрузок и на основе этого проводить предварительный подбор арматуры в ребрах и полках по огибающим эпюрам. После этого при уже известном армировании проводится точный пространственный расчет с учетом трещинообразования при наиболее невыгодном расположении нагрузки.

В статье приведен алгоритм проектирования монолитного ребристого перекрытия с учетом возможных схем загрузки временной нагрузкой и построением огибающих эпюр, позволяющий более надежно

проектировать перекрытия, так как при этом учитываются ранее не принимавшиеся во внимание факторы. Перераспределение усилий между отдельными элементами перекрытий зависит от соотношения их жесткостных и геометрических характеристик, схемы загрузки и опирания.

В качестве перспективной следует считать задачу распространения способа вариантного проектирования на все возможные схемы сборных, монолитных и сборно-монолитных перекрытий и разработку нормативной документации для использования проектно-конструкторскими организациями.

Литература

- 1. Азізов Т.Н. Просторова робота залізобетонних перекриттів. Теорія та методи розрахунку: Автореф. дисс. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / Полтавський національний технічний університет. – Полтава, 2006. – 35 с.*
- 2. Байков В.Н. Расчёт сборного панельного перекрытия на местную продольную линейно-сосредоточенную нагрузку // Проектирование железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1966. – 380 с.*
- 3. Гольшиев А.Б., Бачинский В.Я., Полищук В.П. Железобетонные конструкции. – Киев: Логос, 2001. – Том.2 – 415 с.*
- 4. Дроздов П.Ф. Расчёт сборных перекрытий, опирающихся на внутренние и наружную стены // Сборник трудов НИИСК. «Строительные конструкции», вып. XII. – Киев, 1969. – С. 120-129.*
- 5. Карабанов Б.В. Нелинейный расчет сборно-монолитных железобетонных перекрытий // Бетон и железобетон. – 2001. - №6. - С. 14-18.*
- 6. Краснощеков Ю.В., Мрачковский Л.И. Работа ребристых плит в сборных железобетонных настилах // Бетон и железобетон. – 1991. – № 1. – С. 28-30.*
- 7. Лантух-Лященко А.И. Развитие дискретно-континуальных методов расчета комбинированных систем: Автореф. дисс. ... докт. техн. Наук: 05.23.17/ КИСИ. – К., 1992. – 30 с*
- 8. Лишак В.И., Киреева Э.И., Таратута М.Г. Исследования многопустотных плит перекрытий, опёртых по трём сторонам // Бетон и железобетон. – 1986. – № 11. – С. 5-7.*
- 9. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры – М.: ЦИТП, 1986. – 192 с.*
- 10. Власов В.З. Тонкостенные пространственные системы. – М.: Госстройиздат, 1958. – 502 с*
- 11. Семченков А.С. Расчёт сборных железобетонных перекрытий*

как полубезмоментных конструктивно-ортодропных пластин // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1974. – № 5. – С. 16-23.

12. Семченков А.С., Десятник Е.И. Совершенствование 12-метровых плит 2Т // Бетон и железобетон. – 1992. – № 5. – С. 2-4.

13. Andrä W. Beitrag zur Berechnung Zweistegiger Plattenbalken mit veränderlichem Querschnitt bei Torsionsbelastung. Diss., Doct.-Ingns. – Stuttgart, 1963. – 120s.

14. Baikov V.N. Precast reinforced concrete slabs under longitudinal strip loads // Indian concrete Journal. – 1963. – August. – P.302-305.