

УДК 624.04:539.3

В.Н. Бабаев, В.С. Шмуклер

Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н. Бекетова, Харьков

КОНСТРУКТИВНЫЕ СИСТЕМЫ ДЛЯ ОБЪЕКТОВ РАЗЛИЧНОГО НАЗНАЧЕНИЯ. ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ВОЗВЕДЕНИЯ

Аннотация. Рассмотрены новые конструктивные системы для объектов строительства. В основе их создания лежит инновационная составляющая и методы рационализации параметров. Базой упомянутых методов служит компилятор, включающий метод конечных элементов, метод адаптивной эволюции и специальные итерационные процедуры. Верификация конструктивных решений и алгоритмов формирования предлагаемых систем проведена экспериментально. Дано сопоставление теоретических и экспериментальных результатов. Разработанные конструкции внедрены в ряде строительных компаний.

Ключевые слова: структура, модульный элемент, связь сдвига, экспериментальная верификация.

Совокупность требований, предъявляемых к современным объектам строительства, в сочетании с ограниченностью ресурсов, предопределяет поиск новых прогрессивных конструктивных решений и эффективных технологий их реализации. При этом, двуединая задача «конструкция-технология» обозначает построение систем, обеспечивающих широкую вариабельность объемно-планировочных решений, содержащих в себе необходимые атрибуты экологической позитивности, устойчивости к изменчивости внешней среды, экономическую целесообразность.

Тем не менее, процессы, происходящие в окружающем мире (трансформации климата, сейсмическая активность, аномалии искусственного происхождения и др.) и растущая численность населения выводят на первый план проблемы, решения которых до настоящего времени носили и носят локальный, а не глобальный характер.

К ним, в первую очередь, следует отнести необходимость отвода лучших земель под сельскохозяйственные и дендрологические нужды, реконструкцию существующих и внедрение новых источников энергии, экономию питьевых ресурсов и, как следствие, создание «интеллектуальных» зданий и сооружений [1]. Сказанное фундирует поход комплексного проектирования отдельных элементов и конструктивных систем в целом в логическом сочетании с инженерным обеспечением.

Перечисленное послужило поводом для создания и внедрения новых конструктивных систем, основные особенности которых обсуждаются далее.

1.1. Общая часть.

Необходимость совершенствования конструкций покрытий и перекрытий, а также

пешеходных мостов предопределяет поиск быстромонтируемых систем, возводимых из укрупненных элементов высокой заводской готовности. Сказанное коррелирует с концепцией Р.Декарта, сводящейся к тезису о том, что любая экономия в конечном итоге является экономией времени.

Определенную позитивную перспективу, как известно, здесь имеют сталежелезобетонные конструкции [2]. Тем не менее, значительная масса железобетонной части ухудшает амплитудно-частотные характеристики конструкции, создавая предпосылки увеличения динамических (в том числе сейсмических) сил и/или возникновения резонансных режимов. Кроме того, нарушается показатель, характеризующий соотношение доли ресурса, идущего на восприятие собственного веса и на восприятие полезной нагрузки.

Перечисленное явилось поводом для создания системы, интегрирующей эффективные конструкторские и технологические решения.

1.2. Конструктивные и технологические особенности.

Предлагаемая конструкция перекрытия представляет собой пространственную плоскопараллельную пластинчато-стержневую систему (структуру), выполняемую из двух материалов: железобетона и стали [3, 4, 5, 6]. Конструктивной особенностью железобетонной плиты является использование в качестве внешнего армирования профилированного стального листа, который одновременно является несъемной опалубкой. Неподвижность листа в плоскости верхнего пояса конструкции обеспечивается специальными связями сдвига и винтами-

саморезами либо электрозаклепками. Дополнительным сдерживающим элементом здесь является арматурная сетка, изготавливаемая из холоднотянутой проволоки. Бетон, как правило, применяется легкий. Возможно использование сборных железобетонных плит размером «на ячейку».

Отличием металлической структуры является факт выполнения ее из плоских элементов размером «на пролет», что существенно упрощает

конструкцию узла и укрупнительную сборку, минимизируя, при этом, скорость и трудоемкость монтажа. Целесообразность применения конструкции ограничена пролетом 60,0 м. Суть конструктивного решения этого биагрегата сводится к следующему. Формируется структура, состоящая из металлических модульных элементов, верхних и нижних поясов, а также железобетонных монолитных или сборных плит (рис. 1.1, 1.2, 1.3).

Схема расположения конструкций по нижним поясам структуры покрытия.

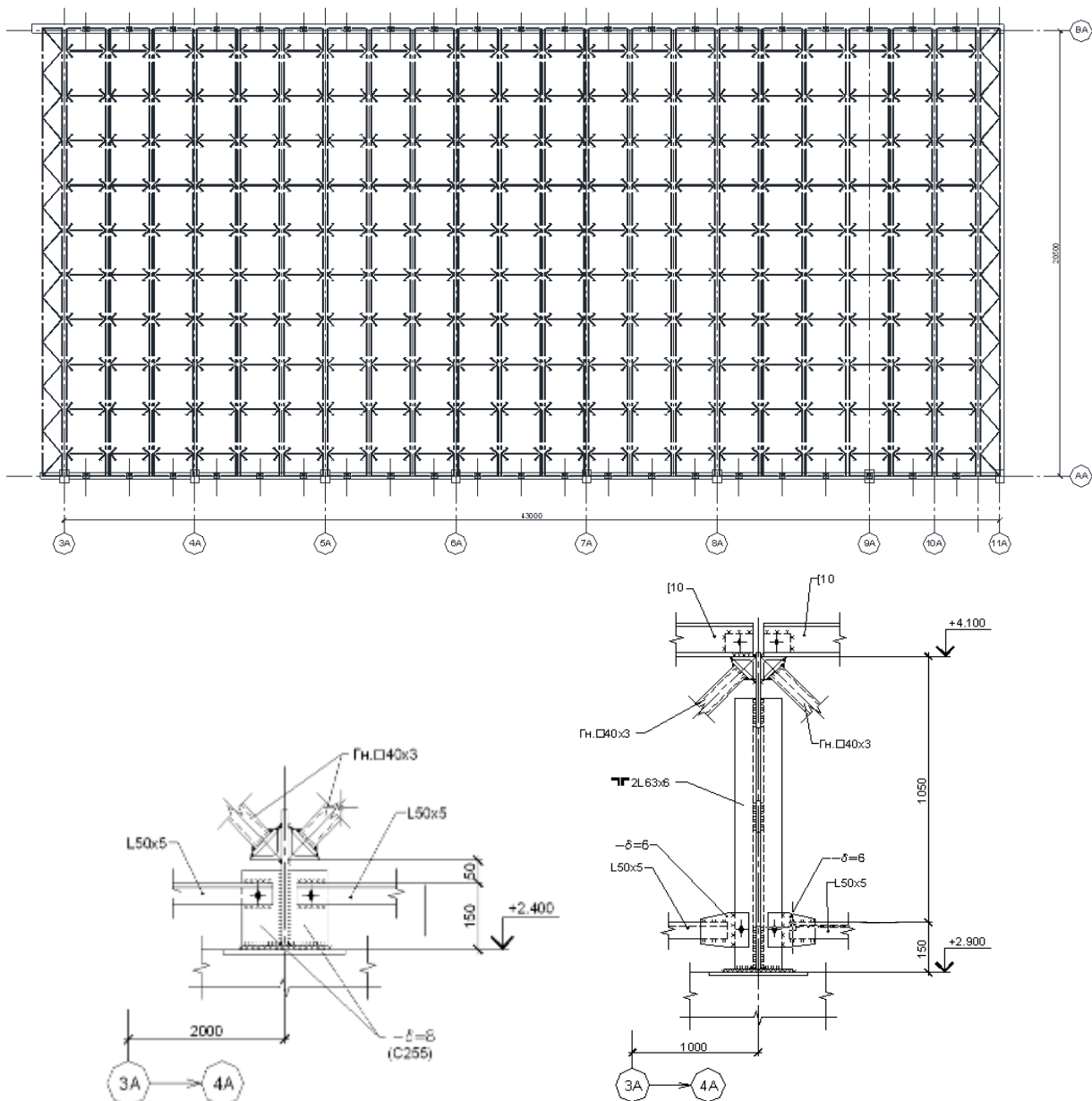


Рис. 1.1. Компонка перекрытия. Схема перекрытия. Сечения.

Каждый модульный элемент представляет собой ферму с параллельными поясами. Пояса фермы выполняют из одиночных уголков,

повернутых под углом 45° к вертикальной оси. Стержни решетки, в основном, замкнутого сечения, крепятся к металлическим косынкам. В процессе

укрупнительной сборки модульные элементы устанавливают под углом 45° к горизонту, объединяя их болтами. Поверху и понизу полученной складчатой системы, при необходимости, обустраиваются прогоны из металлических профилей, расположенные в перпендикулярном относительно модульных элементов направлении. При этом, верхние прогоны совместно с поясами модульных элементов образуют замкнутые по контуру ячейки-ложементы, в которые укладываются железобетонные сборные плиты либо профлист и арматурные сетки. В последнем случае арматурные сетки заливаются бетоном. Упомянутые прогоны в совокупности с уголковыми элементами и арматурными сетками являются связями сдвига, обеспечивающими совместную работу составного (монолитного) железобетонного диска со стержнями пространственной металлической структуры.

Нижние пояса объединяют модульные элементы по нижней плоскости конструкции. Дополнительная позитивность предлагаемого решения определяется фактом изготовления уголкового элемента (связь сдвига) по безотходной технологии (рис. 1.3). Основной узел модульного элемента представлен на рисунке 1.1. В частности, располагая косынку между перьями поясного уголка, появляется возможность формирования бесфасоночной фермы. Подобное существенно улучшает архитектурную выразительность создаваемой системы. Узловой элемент, в этом случае, представляет собой «столик», состоящий из прямоугольной плиты и трех опорных треугольных пластинок, ввариваемых в уголок пояса изнутри. Кроме обозначенного, положительным моментом здесь является полное двухстороннее замыкание трубчатого сечения раскоса, что в значительной мере минимизирует коррозионные процессы в этих элементах.

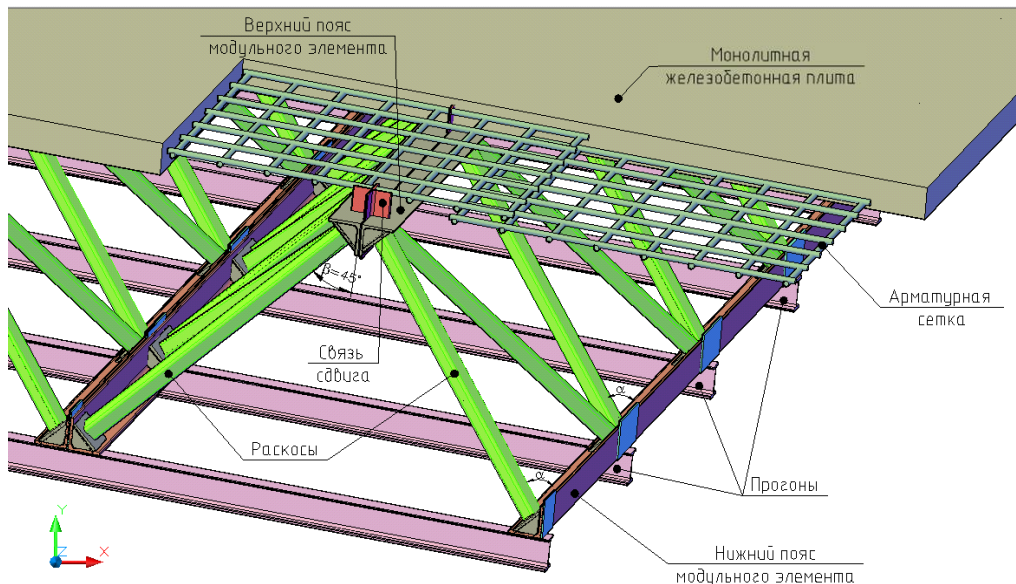


Рис. 1.2. Предлагаемая конструкция перекрытия

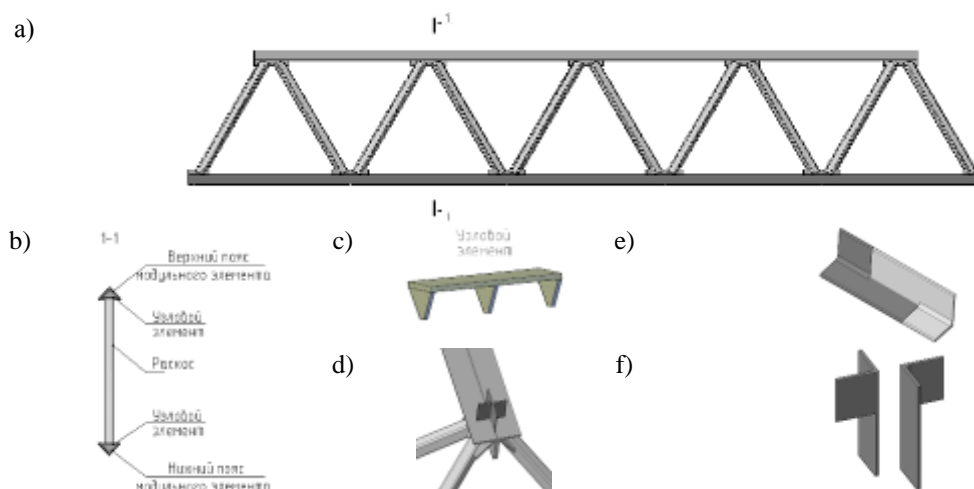


Рис. 1.3. Атрибуты конструкции перекрытия: а) модульный элемент; б) разрез I-I; в) опорный «столик»; д) установка связи сдвига; е, ф) конструкция связи сдвига.

Надежность предлагаемой конструкции предопределена за счет одинакового (стандартного) решения узлов соединения как верхних так и нижних поясов, уменьшения сварных соединений, выполняемых в построечных условиях, отсутствия сварных соединений между плитами, расположенными в плоскости верхнего пояса и стержнями решетки. Упрощение, точность и скорость сборки достигаются за счет поворота поясов модульных элементов на угол 45° к их вертикальной оси, что, как следствие, обеспечивает плотное прилегание верхних и нижних поясов модульных элементов друг к другу при сборке. Таким образом, рассматриваемая конструкция одновременно является кондуктором для собственной сборки. Рациональное использование применяемых материалов обеспечивается за счет удачного расположения железобетонной (плита) и металлической (решетка) частей конструкции.

Данное обстоятельство обусловлено тем, что железобетонная монолитная плита или сборные плиты расположены в плоскости верхнего пояса и полностью находятся в сжатой зоне конструкции (рис. 1.2, 1.3).

Монтаж металлобетонного пространственного перекрытия сводится к непосредственному объединению между собой модульных элементов (ферм). Объединение производится вначале на болтах, а затем на сварке, при этом, в ограниченном числе точек.

Для уменьшения собственного веса железобетонной плиты внутрь ее при бетонировании укладываются вкладыши из легкого, недорогого материала (пенополистирол, минеральная вата и т.д.). Подобное решение, без существенного усложнения технологического процесса, позволяет уменьшить вес этого элемента до 50% [7].

1.3. Моделирование напряженно-деформированного состояния и рационализация параметров.

Теоретической основой алгоритмов и процедур определения рациональных параметров рассматриваемой конструкции является предлагаемая методология построения вычислительных последовательностей итерационного типа [8].

В её основе лежит компиляция, синтезирующая в себе метод конечных элементов и метод адаптивной эволюции [9, 10, 11]. Сочетание метода конечных элементов и метода регулирования параметрами системы, в особенности в форме метода адаптивной эволюции, обуславливает возможность построения процедуры прямого определения физико-геометрических характеристик

конструкций. Формируемый алгоритм предполагает определение внутренних параметров системы, как результата последовательного построения энергетически равнопрочной системы. Как известно, именно оптимизированная равнопрочная система обеспечивает минимизацию расхода материала конструктива [10].

Сказанное обозначает понятие рациональной конструкции, как системы у которой во всех элементах выполняется условие $e = const$ (e – плотность энергии деформаций). При этом, для наименее материалоемких систем $e = e_u$ (e_u – предельная плотность энергии деформаций) [9].

Упомянутый компилятор предопределяет итерационное уточнение геометрических или (и) физико-механических параметров системы в соответствии с условием $e \rightarrow e_n$ (e_n – нормируемое значение плотности энергии деформаций). При этом, на каждом его шаге (итерационного процесса) эксплуатируется метод конечных элементов, а эволюционная адаптация состоит в возможности учёта на i – ом шаге величин рассчитываемых параметров из любых предыдущих шагов (наследственность).

Располагая зависимостью « $\sigma - \varepsilon$ » (σ – напряжение, ε – деформация) и игнорируя явления разгрузки и упругого последствия, определим плотность энергии деформаций по формуле:

$$e = \int_0^{\varepsilon^*} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon \leq e_n, \quad (1.1)$$

где ε^* – текущее значение деформации.

В свою очередь, искомые внутренние параметры влияют на конфигурацию и объем, и определяются на основании гипотетического выражения:

$$h^{i+1} = h^i (e^i e_n^{-1})^\gamma, \quad (1.2)$$

где h – соответствующий внутренний параметр, например, высота поперечного сечения плиты или площадь поперечного сечения стержней;

i – номер внутренней (текущей) итерации;

γ – параметр адаптивной эволюции, при этом, $\gamma \in [0, 1]$ и определяется на основе вычислительного эксперимента [10, 13].

Общая процедура решения сформированной проблемы теперь представится в виде:

$$\begin{aligned} A_i \in [A_i^{\min}; A_i^{\max}] ; \delta_r^{m,n} \in [\delta_{\min}; \delta_{\max}] &\Rightarrow \{q^{m,n}\} = \\ [R^{m,n}]^{-1} \{P^{m,n}\} &\Rightarrow e_r^{m,n} \Rightarrow \delta_r^{m,n+1} = (e_r^{m,n} e_n^{-1})^\gamma \cdot \delta_r^{m,n}; \\ A_r^{m,n+1} &= (e_r^{m,n} \cdot e_n^{-1}) \cdot A_r^{m,n}, \end{aligned} \quad (1.3)$$

$$U^L = \inf_{\alpha} U(\alpha)$$

$$m=1, 2, \dots, L; n=1, 2, \dots, S$$

где: $R^{m,n}$ – матрица жесткости системы;

$\{q^{m,n}\}$ – вектор перемещений;

$\{P^{m,n}\}$ - вектор внешних сил;
 A_i - площадь сечения стержня (внутренний параметр);
 δ_r - характерный размер r -го конечного элемента (внутренний параметр);
 $U_r^{m,n}$ - потенциальная энергия деформаций r -го конечного элемента;
 V_r - объем r -го конечного элемента;
 $A_i^{\min}; A_i^{\max}; h_{\min}; h_{\max}$ - известные постоянные;
 $e_r^{m,n}$ - плотность потенциальной энергии деформаций в r -ом конечном элементе;
 S - число итераций внутреннего цикла; определяется в порядке счета до выполнения неравенства:

$$|V^{n+1} - V^n| / \min\{V^{n+1}; V^n\} \leq \mu, \quad (1.4)$$

L - число итераций внешнего цикла; μ - известная постоянная;

V - суммарный приведенный объем элементов.

Для определения внешних параметров конструкции α_i ($i=1, 2, 3 \dots m$) запишем систему уравнений равновесия в форме метода конечных элементов:

$$R(\alpha_i) \cdot q = P. \quad (1.5)$$

Система (1.5) содержит n неизвестных узловых перемещений и m неизвестных внешних параметров системы, входящих в (1.5) нелинейным образом. В [9] предлагается выбирать (на каждом шаге итераций) из всего множества возможных значений искомым параметров такие, при которых, потенциальная энергия деформаций (ПЭД) достигает нижней границы, то есть

$$U = \inf U^k, k=1, 2, \dots, \quad (1.6)$$

где U - потенциальная энергия деформации системы, k - номер варианта.

Примем углы наклона раскосов структуры в качестве внешних параметров и вычислим величину потенциальной энергии деформаций конструктива $U = U(\alpha, \beta)$ (α, β - углы наклона раскосов во взаимно перпендикулярных плоскостях, внешние параметры). Запишем систему нелинейных уравнений

$$\begin{cases} \frac{\partial U(\alpha, \beta)}{\partial \alpha} = 0 \\ \frac{\partial U(\alpha, \beta)}{\partial \beta} = 0 \end{cases} \quad (1.7)$$

Ее решения определяют значения α и β , соответствующие $\inf U$ и задают минимальный расход материалов. Для рассматриваемой конструкции система уравнений (1.7) упрощается, так как угол между модульными элементами заранее известен и равен $\beta=45^\circ$. Данное обстоятельство предопределено конструктивным

решением перекрытия. При этом, для параметров, входящих в (1.7), имеем:

$$U = \sum_{i=1}^k \frac{N_i^2 L_i}{2E_i A_i}, \quad A_i = |N_i| [\sigma]_i^{-1},$$

$$U = \sum_{i=1}^k \frac{1}{2E_i} [\sigma]_i |N_i| L_i, \quad (1.8)$$

а (1.7) приобретает вид:

$$\frac{\partial U}{\partial \alpha} = U_o \frac{\partial \varphi(\alpha)}{\partial \alpha} = 0, \quad U = U_o \varphi(\alpha), \quad (1.9)$$

где N_i - усилие в i -том стержне; L_i - длина стержня; $[\sigma]_i$ - допускаемое напряжение; E_i - модуль деформации 1-го рода материала стержня; A_i - площадь сечения стержня; k - количество стержней в системе; U_o - известная постоянная; $\varphi(\alpha)$ - безразмерная функция угла наклона раскоса α .

Расчеты для модульных элементов разной высоты показывают, что, функция $\varphi(\alpha)$ в окрестности экстремальной точки мало уклоняется от прямой, параллельной оси абсцисс (рис. 1.4). Данное обстоятельство обеспечивает использование дискретного сортамента без существенного увеличения расхода материалов. Тем не менее, выражения (1.8), (1.9), задающие минимальный вес конструкции, имеют силу только в случае постоянства для всех стержней системы модулей деформации 1-го рода и допускаемых напряжений, т.е. $E = const, [\sigma] = const$. Отмеченный факт является следствием линейности связи для статически определимых ферм между наименьшим объемом стержневой системы и наименьшей величиной потенциальной энергии:

$$U = fV, \quad (1.10)$$

V - суммарный объем материала стержней;
 $f = \frac{[\sigma]^2}{2E}$ - известная постоянная.

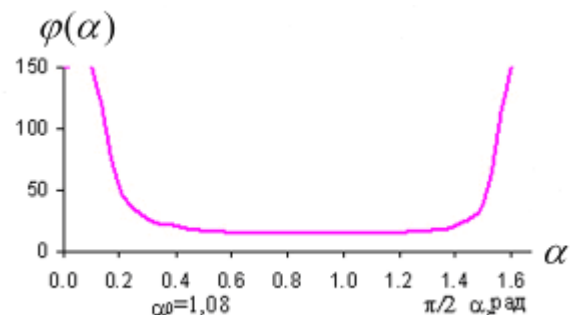


Рис. 1.4. Связь между потенциальной энергией деформаций системы и углом наклона раскоса.

Таким образом, приведенный алгоритм реализует определение обозначенных углов наклона стержней при заданной высоте конструкции. Дискретный перебор высоты позволяет оценить и этот внешний параметр.

Получаемое при помощи (1.3) решение, в общем случае, не удовлетворяет ограничениям по перемещениям, ширине раскрытия трещин, частотам собственных колебаний, технологическим и т.д. Данное обстоятельство приводит к необходимости увеличения сечений энергетически равнопрочного элемента.

В связи с чем, формируется дополнительная задача в следующем виде:

$$\Delta V(\{\alpha\}) \rightarrow \inf, \quad (1.11)$$

$$\omega^{\min} \geq \omega_{adm}; a_{crc}^{\max} \leq a_{adm}; f^{\max} \leq f_{adm}, \quad (1.12)$$

где ΔV – дополнительный объем материала;

$\{\alpha\}$ – вектор внутренних параметров;

$\omega^{\max}, \omega_{crc}^{\max}, f^{\max}$ – минимальное (максимальное) значение частоты собственных колебаний, либо ширины раскрытия трещин или прогиба;

$\omega_{adm}, a_{adm}, f_{adm}$ – известные постоянные, принимаемые, как правило, на основании национальных норм.

Решение задачи (1.11) - (1.12) сводится к поиску некоторого нового, по отношению к найденному, изоэнергетического состояния системы, при котором $e < e_n \wedge e = const$. Топология энергетически равнопрочной системы ($e = e_n$) принимается за начальное приближение.

Далее для этого решения проверяется выполнение ограничений (1.12). В случае их удовлетворения, данное решение считается окончательным. В общем же случае начальное приближение не будет являться решением (1.11)-(1.12). Тогда вводится понятие условной предельной плотности энергии деформаций e_{nm} (m – номер неравенства в (1.12)).

Затем процедура строится по типу алгоритма Киффера-Джонсона выхода на границу области допустимых решений [13]. В результате эксплуатации рассмотренного итерационного алгоритма определяются геометрия и (или) физико-механические характеристики конструкции.

1.4. Экспериментальное тестирование.

Верификация разработанной системы и методов ее расчета проведена экспериментальным путем. Испытания были неразрушающими и проводились при температуре наружного воздуха 30°C и влажности около 60%. В качестве объекта исследования принят фрагмент пролетного строения пешеходного моста длиной 7,0 м, шириной 2,0 м, высотой конструкции 0,5 м (рис. 1.5). В качестве метода нагружения принят метод гидравлических испытаний (нагружение водой) [13]. В связи с чем, на верхней поверхности плиты организован

резервуар, позволяющий осуществлять кратковременное и длительное нагружение на всей конструкции, ее половине и четверти. Нагружение проводилось ступенями от 1 кПа до 8 кПа с шагом 1 кПа, с последующей разгрузкой (малоцикловое нагружение). В состав измерительной базы были включены 78 датчиков сопротивления, 13 прогибомеров, 4 индикатора часового типа, 10 датчиков перемещений, функционирующих под управлением информационно-измерительной системы СИИТ-3 и персонального компьютера с соответствующим программным обеспечением (рис. 1.7).

Измерение деформаций и перемещений осуществлялось в горизонтальном и вертикальном направлении конструкции, а также на отдельных элементах (плита, пояса, раскосы). Кроме того, устанавливался возможный сдвиг железобетонной плиты относительно металлической структуры. Результаты замеров иллюстрируются графиками на рисунках 1.5, 1.6 и 1.8.

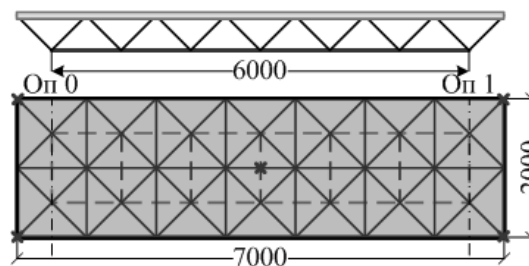


Рис. 1.5. Загружение всей конструкции.

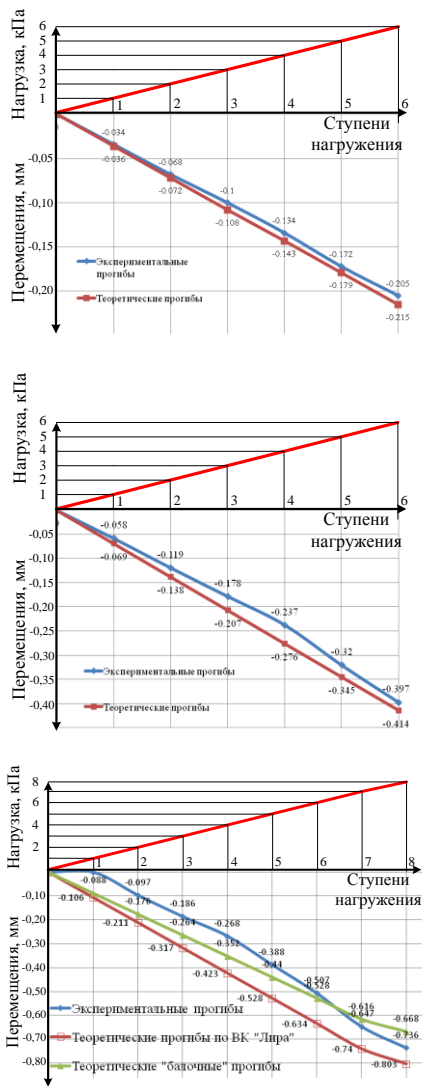


Рис. 1.6. Максимальные перемещения в середине пролета при кратковременном и длительном нагружениях.

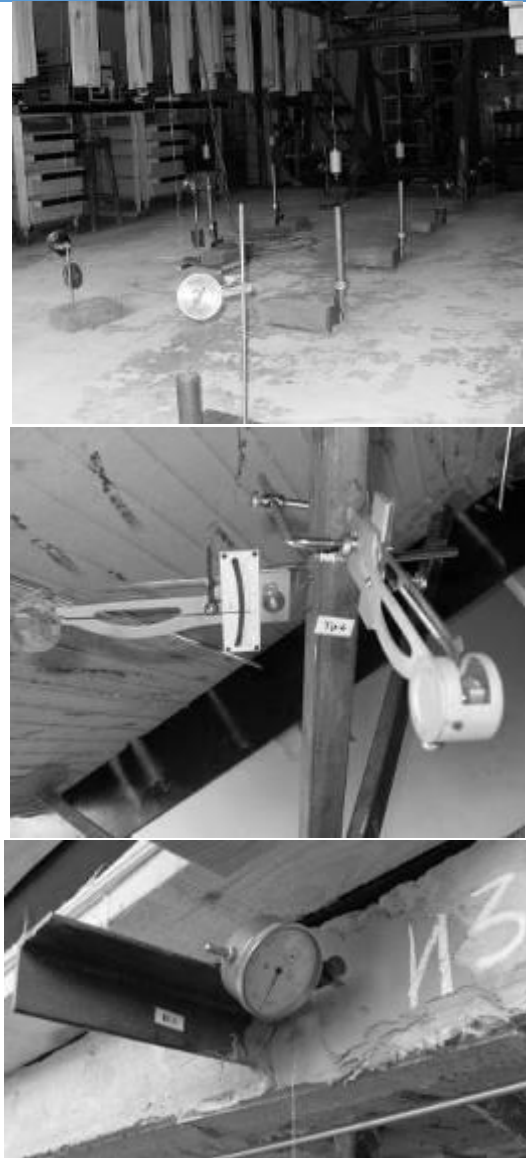


Рис. 1.7. Приборная база.

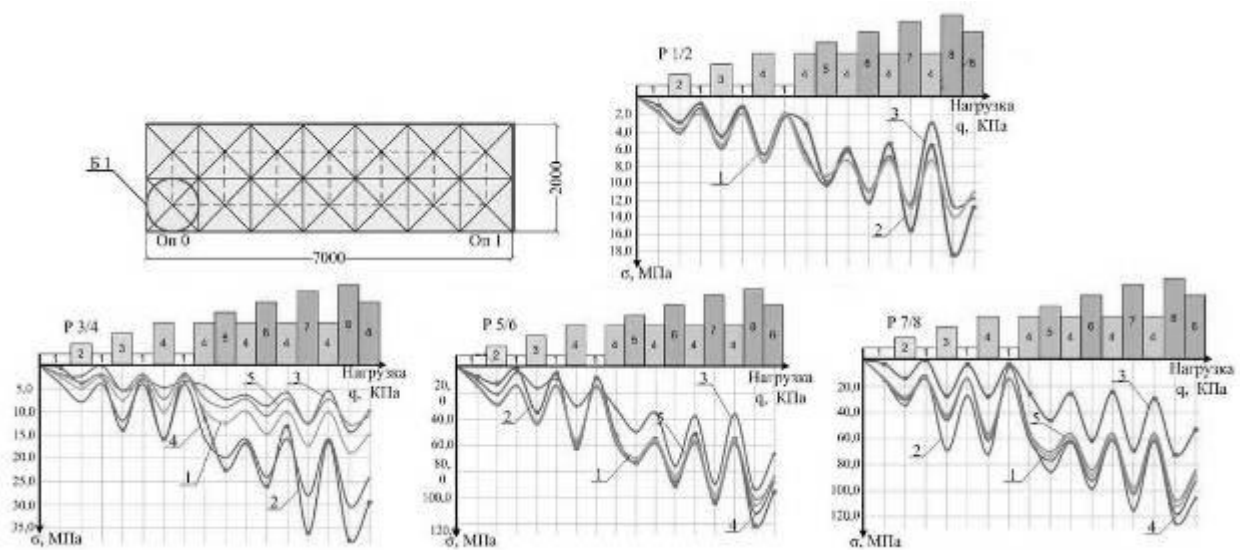


Рис. 1.8. Напряжения в раскосах пролетного строения при загрузении всего пролета.

В результате проведенных натуральных испытаний пролетного строения пешеходного моста

установлено:

- предлагаемая дискретно-континуальная система сдвиговых связей нового типа обеспечила совместную работу металлических элементов конструкции (поясов и раскосов) и железобетонной плиты на всех этапах загрузки;

- характер деформирования системы при загрузении ее гидравлической малоцикловой кратковременной и длительной нагрузками, соответствует представлениям об ее сопротивлении, а количественные и качественные показатели с достаточной степенью точности совпадают с теоретическими значениями измеряемых величин, полученных на базе построенной конечно-элементной модели конструкции. Расхождения между теоретическими и экспериментальными значениями напряжений находятся в пределах 10-15%;

- вертикальные перемещения при действии эксплуатационной нагрузки не превысили: $f/L = 0,0012 < 0,0025 \cdot L$, L - пролет;

- остаточные значения деформации после разгрузки каждой из ступеней нагружения не превысили 5%, что свидетельствует об упругой работе конструкции;

- трещин в железобетонной плите, характеризующих потерю несущей способности и сплошности конструкции не обнаружено;

- период собственных колебаний структуры не попадает в запрещенный для пешеходных мостов диапазон (0,45...0,6 сек);

- усиление структуры, путем включения железобетонной плиты в совместную работу с верхним поясом, приводит к увеличению жесткости системы, с одной стороны, и значительному увеличению массы, с другой стороны. В свою очередь, рост общей массы конструкции влечет за собой падение частоты собственных колебаний. При этом, следует отметить, что увеличение частоты может быть достигнуто за счет устройства предлагаемой эффективной железобетонной плиты с внутренними вкладышами;

- сопоставление динамических характеристик пролетного строения пешеходного моста, полученных экспериментально, с соответствующими теоретическими значениями, также как и в случае статического нагружения, характеризует расчетную модель как достаточно корректную (разброс теоретических и экспериментальных значений изучаемых параметров не превышал 13-16%).

Рассмотренные конструкции внедрены в ряде строительных компаний Украины. Широкую эксплуатацию данной системы предопределило следующее:

- многообразии объектов применения

(перекрытия, покрытия, пролетные строения мостов, стены и др.) (рис. 1.9);

- ограниченная высота конструкции $(0,04 \div 0,05)L$;

- возможность использования ее для горизонтально, вертикально и наклонно устанавливаемых конструкций;

- ограниченный расход материалов;

- незначительная трудоемкость сборки, обеспечивающая минимизацию ее времени.



Рис. 1.9. Объекты внедрения.

2. Эффективная система облегченных железобетонных элементов.

2.1. Общая часть.

Снижение веса здания является одной из приоритетных задач теории конструкций. Именно минимизация веса сооружения по Б. Фуллеру обуславливает степень его совершенства, интегрируя в себе такие понятия как экологическая позитивность, сейсмическая устойчивость, экономическая целесообразность и др. При этом, как известно, основной вклад в вес зданий и, в особенности высотных, вносят перекрытия (до 60÷70%). В связи с чем, поиск рациональных решений этих конструкций представляет определенный интерес.

2.2. Конструктивные особенности.

В [7, 15] пропонується рішення монолітних і сборних залізобетонних перекриттів і покриттів, а також вертикальних елементів в вигляді стін, пілонів, ядер, представляючих собою конструктивно анізотропні системи. Структура цих конструкцій, як правило, характеризується простою зовнішньою і складною внутрішньою геометрією (рис. 2.1). Основною ідеєю тут є заховання, в процесі бетонування, вкладишей оголошеної форми і розмірів, виконаних з легких, дешевих матеріалів таких, наприклад, як пенополістирол, мінеральна вата і т.д. Формується, в цьому випадку, монококова топологія конструктива сродни біонічним системам.

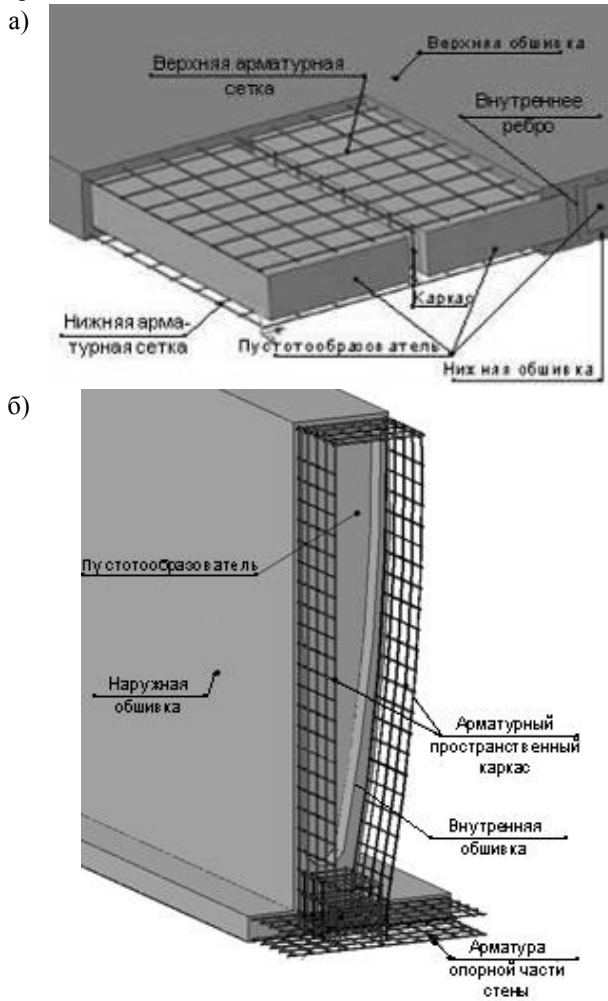


Рис. 2.1. Топология предлагаемых горизонтального (а) и вертикального (б) эффективных элементов.

Ефективність такої конструкції обґрунтовується також симетрією сечень, передбачаючою можливість її произвольного опираючого, породжуючого знакоперемінність поля згинаючих моментів (рис. 2.2).

Сказане є наслідком різниці опорів бетону на розтягнення і стиснення, з однієї сторони, і максимальною ефективністю (в сенсі витрати матеріалів) односторонне

ороблених систем з іншою. Таким чином, конструкція розглядаємих плит складається з двох (верхньої і нижньої) облицовок, внутрішніх ребер і вкладишей-пустотообразователей (рис. 2.1). Крім того, при необхідності, всередині елемента організовуються внутрішні («сховані») капітели і ригелі. Арматура представляє собою систему плоских каркасів, розташованих в ребрах (ригелях) і плоских сітках, посилюючих облицовку (капітели) (рис. 2.2). Обрамлення зовнішнього контуру елементів, отворів і проемів здійснюється з допомогою просечної листи. Установлювана система фіксаторів і внутрішніх зв'язей (як правило, з композитних матеріалів) забезпечує необхідні захисні шари бетону і перешкоджає всплытию вкладишей. Бетон для конструктивів може застосовуватися як важкий, так і легкий.

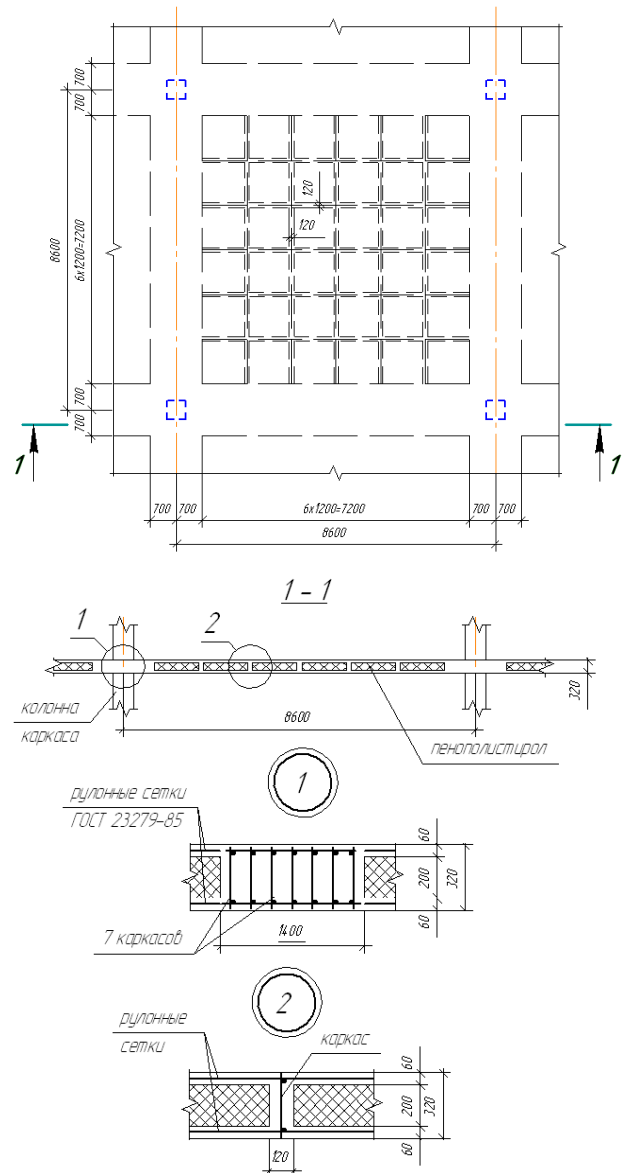


Рис. 2.2. Фрагмент неразрезной плиты перекрытия.

2.3. Рационализация параметров

Формируемая структура при равенстве конструктивных толщин сплошного и предлагаемого элементов обеспечивает экономию бетона (до 40-45%) и неизменность расхода арматуры. При этом, форма и размеры образуемых внутренних пустот существенным образом влияют на характер напряженно-деформированного состояния (НДС) системы, обосновывая целесообразность поиска ее внутренней геометрии методами теории управления и оптимизации [9, 13, 16].

В связи с чем, введем в рассмотрение вектор неизвестных $\{\chi\}^0 = \{h, b_{rib}, k, \mu, n\}$.

Здесь $h \in (h_{min}, h_{max})$ - толщина плиты (оболочки); а h_{min}, h_{max} - известные постоянные; b_{rib} - ширина ребер, принята постоянной для всех ребер; $k = \frac{M_{sl}}{M_{pl}}$ - параметр НДС; M_{sl}, M_{pl} - максимальные изгибающие моменты в обшивке и плите; μ - коэффициент армирования; $(n+1)$ - количество ребер в одном направлении плиты (включая контурные).

Принимая в качестве критерия приведенную стоимость конструкции c , а в качестве ограничения условие:

$\mu_{sl} = \mu_{pl} = \mu$, где μ_{sl}, μ_{pl} - коэффициенты армирования верхней обшивки и плиты, на основании решения, полученного в [13], запишем:

$$n^{opt} = \sqrt{\frac{a_1}{a_2}} \sqrt{\frac{L(h-a)(2+S\mu)}{2hb_{rib}}} \sqrt{k}, \quad (2.1)$$

$$\text{где } a_0 = \frac{h-a}{h} \left[\frac{4b_{rib}}{L} \sqrt{k} - S\mu \right];$$

$$a_1 = \frac{2b_{rib}}{L}; \quad a_2 = \frac{h-a}{h} \sqrt{k} (2+S\mu).$$

$$S = \frac{c_s \gamma_s}{c_b \gamma_b};$$

L - шаг колонн квадратной сетки (рис. 2.2);

c_b и c_s - стоимости 1 тонны бетона и стали в деле соответственно;

γ_b и γ_s - плотности бетона и стали;

a - расстояние от наиболее растянутой поверхности плиты до центра тяжести арматуры.

Порядок решения задачи производится приближенно в следующей последовательности.

Задается толщина плиты h из обозначенного интервала. Толщина ребер b_{rib} назначается из условия качественного бетонирования и принимается в дальнейшем неварьируемой. Далее

априори назначается минимальное количество ребер $(n+1)$. Затем следует конечно-элементное моделирование конструктива и непосредственный расчет. Из полученной информации выбираются максимальные изгибающие моменты в обшивке и в плите, а также максимальные перемещения обшивки и плиты. Если упомянутые перемещения превышают допустимые (например, $\frac{1}{200}L$)

надлежит добавить по одному ребру в каждом направлении и повторить моделирование и расчет, причем до тех пор пока эти ограничения не будут удовлетворены. На следующем шаге определяется параметр НДС k . По (2.1) вычисляется n^{opt} . Процесс продолжается до выполнения ограничения:

$$n_{j+1}^{opt} - n_j^{opt} \leq \varepsilon, \quad (2.2)$$

где j - номер итерации; ε - заданная точность.

Затем дается приращение толщине плиты и решение повторяется заново. Окончательно принимается решение соответствующее минимальному значению величины:

$$c^{opt} = 2 \sqrt{\frac{2b_{rib}(h-a)(2+S\mu)}{Lh}} \sqrt{k} - \frac{h-a}{h} \left[\frac{4b_{rib}}{L} \sqrt{k} - S\mu \right]. \quad (2.3)$$

Для численной оценки полученного решения рассмотрим ряд примеров. Для чего зададим следующие параметры, входящие в (2.1) и (2.2):

$$\mu = 0,0005; 0,001; 0,005; 0,01; 0,012; 0,02; 0,03;$$

$$S=32; L=3,6; k_c=0,0205.$$

$$\frac{h-a}{h} = 0,92; \quad b_{rib}=0,1; \quad k_s=0,079; \quad \text{при этом}$$

величина k_s принята из условия равенства опорного и пролётного моментов в диске перекрытия, что достигается при $\mu_s = \mu_c = 0,0095$, в результате по (2.1) получим $n=4$. При решении задачи оптимизации без управления НДС - $k_c = 0,0205$; $k_s = 0,06$; $\mu = 0,012$ и $n=5$. Разница полученных решений составляет 16,8%. На рис. 2.3 представлены функции стоимости в зависимости от количества ребер и коэффициента армирования. Там же нанесена кривая, соответствующая оптимальному решению, полученному без управления характером напряженно-деформированного состояния.

Характерным свойством всех функций

$\bar{n} = \bar{n}(n)$ является их унимодальность.

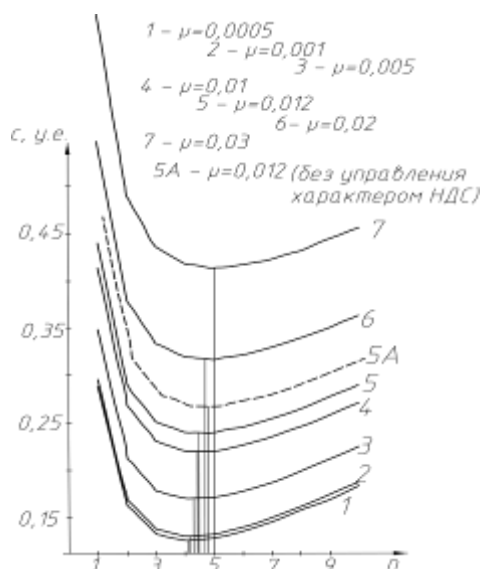


Рис. 2.3. Зависимость приведенной стоимости эффективной панели перекрытия от количества внутренних ребер.

2.4. Особенности технологии.

Возведение рассматриваемых систем в монолитном исполнении предполагает использование традиционных опалубок типа «Стол». Процедура реализации – послойное бетонирование, выполняемое по схеме: установка нижней сетки и каркасов ребер (рис. 2.4а) ÷ заливка нижней обшивки с уплотнением бетона площадочным вибратором (рис. 2.4б) ÷ укладка вкладышей и верхней сетки (рис. 2.4в) ÷ заливка бетона ребер и верхней обшивки (рис. 2.4г) с уплотнением его глубинным вибратором и виброрейками [17, 18]. При этом, работа ведется захватками с движением «на себя», а подобранный регламент смеси обеспечивает возможность передвижения по свежеложенному бетону (рис. 2.4).



Рис. 2.4. Последовательность возведения эффективного перекрытия.

При изготовлении сборных элементов используются формы с открывающимися бортами, а технологический процесс производства практически не отличается от обозначенного (рис. 2.5).



Рис. 2.5. Эффективная сборная панель перекрытия.

Прогрессивным является альтернативный процесс выполнения работ, использующей торкрет-

технологію (рис. 2.6). Здесь уместно указать, что подобранный регламент смеси и собственно процедура бетонирования обеспечивают минимизацию отходов бетона [19]. Тем не менее, самым важным является факт безопалубочного бетонирования. В данном случае в роли экрана выступают вкладыши, закрепленные к арматурному пространственному каркасу.



Рис. 2.6. Безопалубочное бетонирование методом торкретирования (окончание).



2.5. Экспериментальная проверка.

Верификация конструктивного решения, а также методов его формирования производилась экспериментальным путем [20].

В качестве объекта исследования было принято возведенное конструктивно-анізотропне залізобетонне перекриття нового типу над першим етажем строящегося спортивно-оздоровительного комплекса. Перекриття представляло собой неразрезную консольную плиту шириной 9,4 м и длиной 43,0 м. Одна сторона плиты опиралась на кессонную подпорную стену, а другая на балки с пролетом 6 м, которые условно разбивают плиту по ширине на пролет 7,5 м и консоль 1,9 м. Конструктивная толщина плиты равна 0,3 м, в том числе верхняя и нижняя обшивки имели толщины 0,06 м и 0,05 м соответственно, а остальная ее часть по высоте заполнена пенополистирольными вкладышами (рис. 2.7). Внутри плиты вдоль пролета образованы продольные ребра шириной 0,1 м, которые расположены с шагом 0,75 м. Высота ребер равна полной высоте плиты.

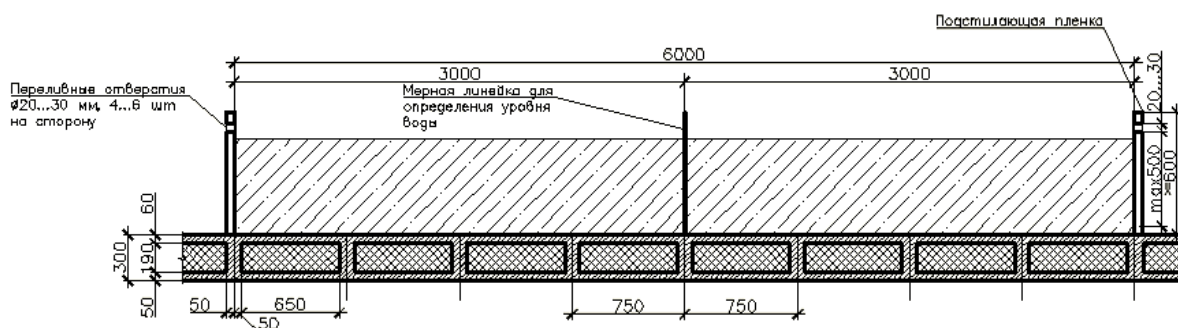


Рис. 2.7. Поперечное сечение перекрытия и системы нагружения.

Для тестирования эффективного перекрытия использован новый метод натуральных испытаний пологих плит и оболочек [13, 14]. Нагружающие

резервуары были собраны из секций опалубки системы PERI, а их гидроизоляция выполнена путем укладки полиэтиленовой пленки в три слоя.

Созданные емкости заполнялись водой через подводящий патрубок до расчетного уровня. Общий вид резервуара на перекрытии приведен на рис. 2.8. Уровень воды регулярно замерялся по периметру опорного контура, в четвертях и центре бассейна с водой для определения точного характера загрузки.



Рис. 2.8. Общий вид системы нагружения.

В ходе эксперимента выполнялись замеры прогибов характерных точек плиты. Измерения осуществлялись системой СИИТ-3. Схема расположения точек замеров представлена на рис. 2.9.

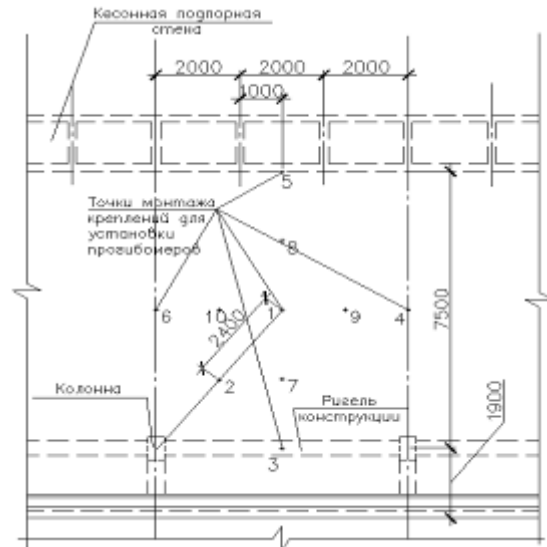


Рис. 2.9. Схема расстановки датчиков.

Нагружение проводилось поэтапно, ступенями по 100 кг/м² (10 см воды). После подачи очередного объема воды производилось снятие показаний приборов. Далее замеры выполнялись после 10-ти минутной выдержки (до стабилизации деформаций).

На рис. 2.10 приведены результаты измерений прогибов на всех ступенях загрузки фрагмента перекрытия вдоль и поперек осей резервуара.

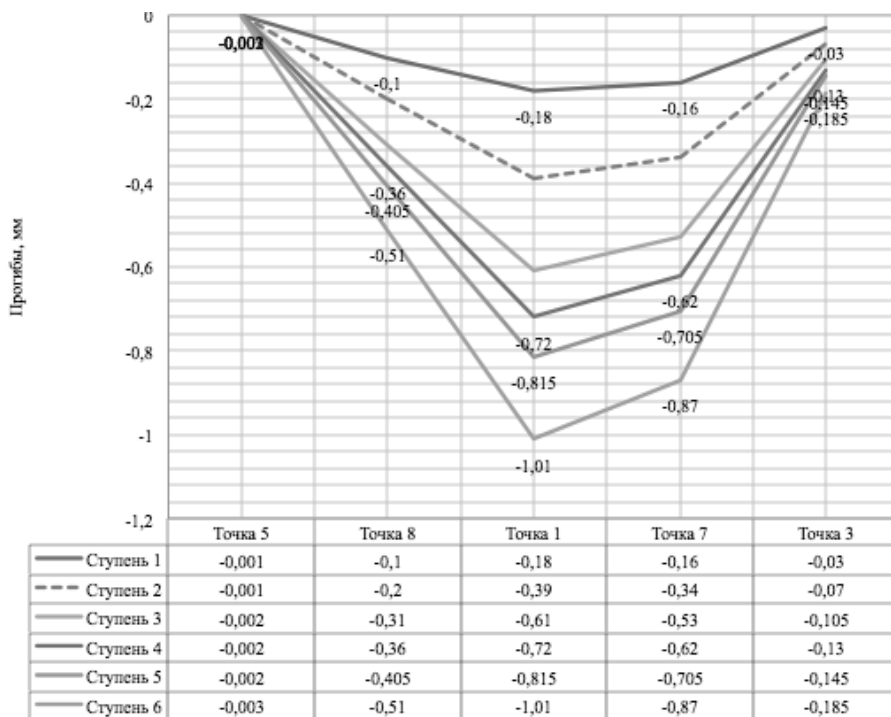


Рис. 2.10. Прогибы фрагмента перекрытия на 1-6 ступенях загрузки вдоль основных линий расстановки приборов: а) линии прогибов вдоль пролета плиты.

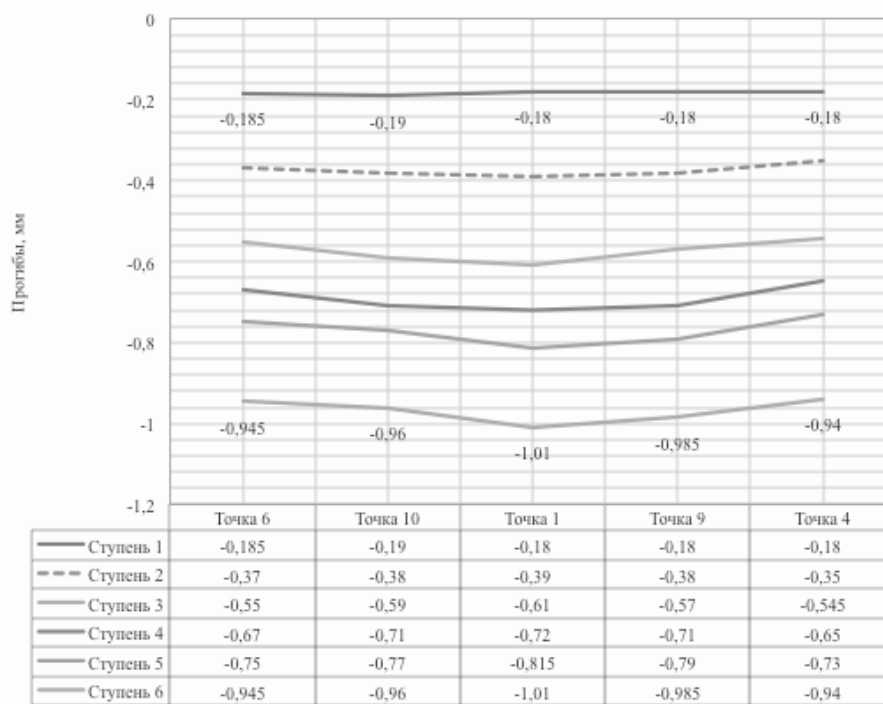
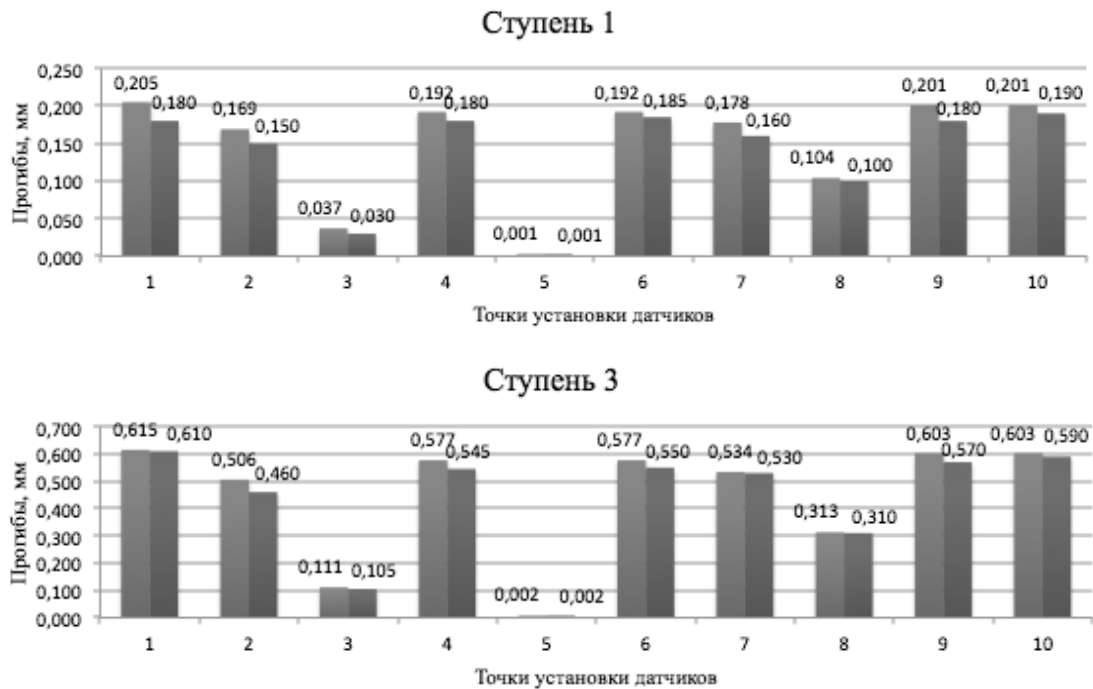


Рис. 2.10. Прогибы фрагмента перекрытия на 1-6 ступенях загрузки вдоль основных линий расстановки приборов: б) линии прогибов поперек плиты.

Проведению испытаний предшествовало математическое моделирование напряженно-деформированного состояния (НДС) объекта исследования. Моделирование было реализовано в 3D-конечно-элементной форме, а собственно расчет выполнен в среде ПК «Ли́ра» [10]. Анализ НДС и сопоставление теоретических и экспериментальных результатов подтвердили качественную и

количественную адекватность модели (расхождение в пределах 15%) (рис. 2.11). Кроме того, установленный характер деформирования системы показал целесообразность использования идеологии прямого проектирования в предлагаемой форме и обозначенную выше экономическую эффективность получаемых решений.



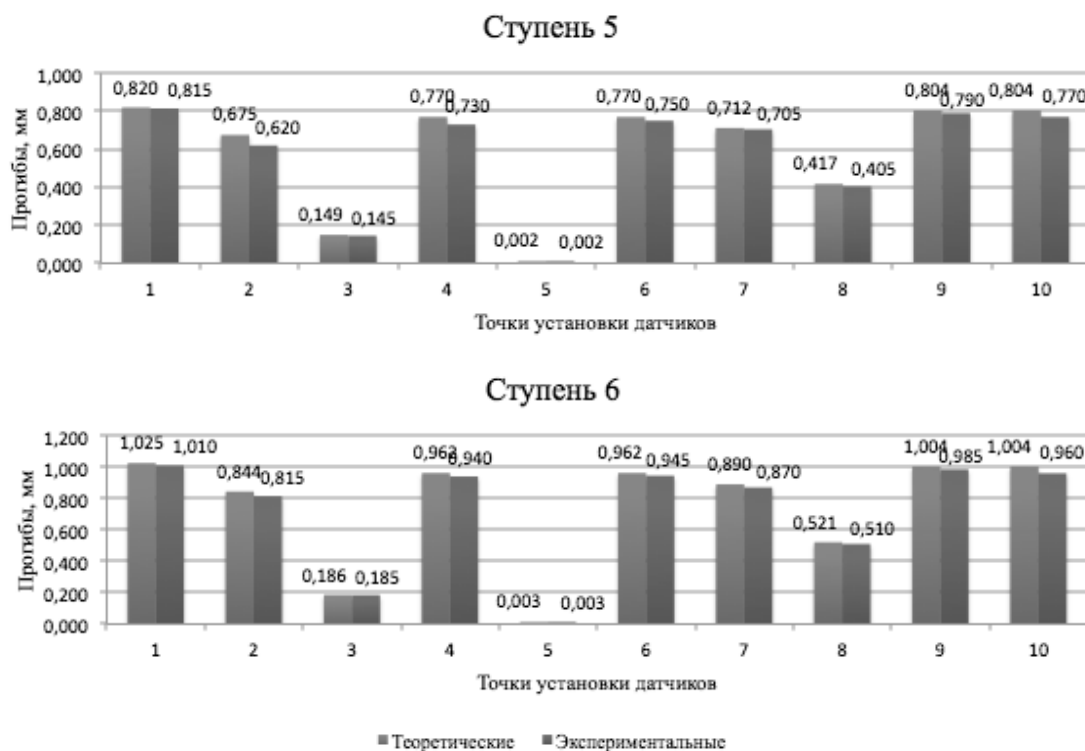


Рис. 2.11. Диаграммы сопоставления теоретических и экспериментальных прогибов в характерных точках плиты.

В настоящее время разработанные конструкции и технологии также внедрены и успешно эксплуатируются в ряде строительных корпораций Украины (рис. 2.12).



Рис. 2.12. Объекты, содержащие эффективные диски перекрытий предложенной конструкции.

В заключение, следует отметить, что необходимость экономии ресурсов всех видов всегда являлась и является доминантным фактором в стремлении к совершенствованию искусственных объектов. При этом, наивысшая интегральная позитивность может быть достигнута в разумно обоснованном переносе на них решений, позаимствованных у живой природы. В свою очередь, особенности предложенных систем и отраженный в них дуализм мира являются примерами использования концептуальных положений, данных Г.Галилеем:

- если не знаете как сделать – спросите у Природы;
- невозможно надежно эксплуатировать конструкцию, если неизвестна форма ее гибели (разрушения).

Литература.

1. *Intelligent buildings: integrated systems and control. Dr Gerard Healey [Электронный ресурс] // issinstitute.org.au/.../ISS-FEL-REP...-low-res.pdf.*
2. *EN 1994-1-1-2009 Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций.*
3. *Шмуклер В.С., Бурак Н.П., Дукер А.И., Вассим Исмаил, Металлобетонное пространственное перекрытие. Патент на полезную модель № 84560, Украина, 2008.*
4. *Шмуклер В.С., Бережная Е.В., Герасименко В.В., Вассим Исмаил, Калмыков О.А. Металлобетонное пространственное перекрытие. Патент на полезную модель № 84560, Украина, 2008.*

модель № 51336, Україна, 2010.

5. Шмуклер В.С., Фуксман О.А., Герасименко В.В., Вассим Исмаил, Калмыков О.А. Металлобетонное пространственное перекрытие. Патент на полезную модель № 63846, Украина, 2010.

6. Shmukler V., Kislov A., Krasnova E., Petrova E. The forming of an efficient construction of a pedestrian bridge // Transport engineering and management/ Proceedings of the 15th Conference for Lithuania Junior Researchers SCIENCE-FUTURE OF LITHUANIA, 2012 Vilniuse, Lithuania

7. Шмуклер В.С., Бедим В.Д., Шмуклер И.В., Бедим Д.В. «Железобетонный ограждающий элемент» авторское свидетельство № 1738962 СССР, 1992.

8. Рейнболдт В., Ортега Дж. Итерационные методы решения нелинейных систем уравнений. – М.: Мир, 1975. – 558 с.

9. Васильков Г.В. Эволюционные задачи строительной механики. Синергетическая парадигма. Ростов-на-Дону: Инфосервис, 2003.

10. Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. - Харьков: НТУ «ХПИ», 2003. - 889 с.

11. Shmukler V. S., Evolutionist approach in rationalization of building structures. /ISEC-03 Third International structural Engineering and construction Conference, Shunan, Japan, 2005.

12. Shmukler V.S., Mohamad K.F.S. Rationalization of trailing wall parameters // Proceedings of the 2th International Congress FIB, Naples, Italy, 2006.

13. Шмуклер В.С., Климов Ю.А., Бурак Н.П. Каркасные системы облегченного типа. Харьков: Золотые страницы, 2008, 336 с.

14. Шмуклер В.С., Чупрынин А.А., Аббаси Р. Устройство для натурных испытаний плит и оболочек. Патент на полезную модель № 44125. Украина. 2009.

15. Шмуклер В.С., Калмыков О.А., Лугченко Е.И., Гойшин А.И., Зинченко В.М. Патент на полезную модель

№ 79485 «Объемная монолитная подпорная стена, Украина, 2013.

16. Shmukler V.S., Long Span Concrete Floors for Multi-Storey Civil Buildings. /6th International congress – Global Construction, Dundee, Scotland, 2005.

17. Шмуклер В.С., Помазан М.Д. Способ устройства железобетонного перекрытия облегченного типа. Патент на полезную модель №69346, Украина, 2012.

18. Шмуклер В.С., Помазан М.Д. Способ устройства железобетонного перекрытия облегченного типа. Патент на полезную модель №75556, Украина, 2012.

19. Бугаевский С.А. Анализ свойств материалов для изготовления неизвлекаемых вкладышей-пустотообразователей в железобетонных конструкциях. –Х.:ХНАДУ, 2013.

20. Стебловский И.А., Бережная Е.В. Анализ результатов второго этапа натурных испытаний конструктивно-монопольного железобетонного перекрытия // Збірник наукових праць «Будівельні конструкції», Київ: ДП НДІБК, випуск 79, 2013, с.347-355.

Автор: БАБАЕВ Владимир Николаевич
ректор, доктор наук по государственному управлению, профессор
Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.М.Бекетова

Автор: ШМУКЛЕР Валерий Самуилович
заведующий кафедрой СК, доктор технических наук, профессор
Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.М.Бекетова
E-mail: konstruktsii@bk.ru.

КОНСТРУКТИВНІ СИСТЕМИ ДЛЯ ОБ'ЄКТІВ РІЗНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ. ДОСВІТ ПРОЕКТУВАННЯ І ЗВЕДЕННЯ.

В.М. Бабаєв, В.С. Шмуклер

Анотація. Розглянуті нові конструктивні системи для об'єктів будівництва. В основі їх створення лежить інноваційна складова і методи раціоналізації параметрів. Базою згаданих методів служить компілятор, що включає метод кінцевих елементів, метод адаптивної еволюції і спеціальні ітераційні процедури. Верифікація конструктивних рішень і алгоритмів формування запропонованих систем проведена експериментально. Дано зіставлення теоретичних і експериментальних результатів. Розроблені конструкції упроваджені у ряді будівельних компаній.

Ключові слова: структура, модульний елемент, зв'язок зрушення, експериментальна верифікація.

CONSTRUCTIVE SYSTEMS FOR OBJECTS OF DIFFERENT FUNCTION. EXPERIENCE OF DESIGN AND CONSTRUCTION.

V.N. Babaev, V.S. Shmukler

Abstract. New structural systems for building industry were examined. There are innovative component and methods of rationalization of parameters in the foundation of creation these systems. The basis of these methods are compiler, which includes finite element method, adaptive evolution method and special iterative procedures. Verification of structural decisions and formation procedures of proposed systems were tested experimentally. Comparison between theoretical and experimental results are given. Suggested systems were implemented in a number of building companies.

Keywords: structure, modular element, shear tie, experimental verification.