

ОДЕССКИЙ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

на правах рукописи

Шкуровский Василий Михайлович

**РАСЧЕТ БЕСКАРКАСНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ  
МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ  
НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ.**

Специальность 05.23.17 - Строительная механика

Автореферат

диссертации на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Одесса - 1994 г.

Диссертация является рукописью.

Работа выполнена в Одесском инженерно-строительном институте.

НАУЧНЫЙ РУКОВОДИТЕЛЬ - доктор технических наук  
С.Ф.Клованич

ОФИЦИАЛЬНЫЕ ОППОНЕНТЫ - доктор технических наук, профессор  
А.Ф. Яременко  
- кандидат технических наук, доцент  
В.К. Егупов

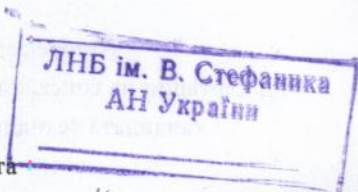
ВЕДУЩАЯ ОРГАНИЗАЦИЯ - Государственный проектный  
институт "Кишинэупроект",  
г.Кишинев.

Защита диссертации состоится "14" июня 1994 г. в 11 часов на  
заседании специализированного Ученого Совета Д 068.41.01 в Одесском  
инженерно-строительном институте по адресу,  
270029, Украина, Одесса-29, ул.Дидрихсона, 4, ОИСИ, ауд.210.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке Одесского  
инженерно-строительного института по адресу,  
Одесса, ул.Дидрихсона, 4, ОИСИ.

Автореферат разослан "6" мая 1994 г.

Ученый секретарь  
специализированного Совета  
к.т.н., доцент



*Н.А. Малахова*

Н.А.Малахова

ЛНБ України ім.В.Стефаника



00777444 (X)

## ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

**Актуальности темы.** Развитие массового городского строительства связано, прежде всего, с проблемой дальнейшего повышения этажности зданий. Решение этой проблемы позволяет существенно увеличить плотность застройки, ведет к экономии площадей, уменьшению протяженности коммуникаций, транспортных путей и т.д. Однако, увеличение этажности, прежде всего в районах с особыми природно-климатическими условиями ( сейсмичность площадки строительства, просадочность грунтов и т.д. ), предъявляет повышенные требования к выбору конструктивных схем здания, качеству их проектирования. В настоящее время наиболее распространенными типами жилых и общественных зданий в условиях городской застройки являются железобетонные бескаркасные монолитные и крупнопанельные здания. Между тем, несмотря на важность проблемы, существующие нормативные документы, делая упор на конструирование отдельных элементов, не дают достаточно четких и обоснованных рекомендаций по пространственному расчету таких зданий. Поэтому эксплуатируемые методики либо чрезмерно упрощают задачу, сводя ее решение к расчету изгибаемых стержней, либо наоборот, усложняют расчет, представляя здание в виде совокупности огромного числа конечных элементов, делая его недоступным для массового использования в проектных организациях с помощью имеющихся вычислительных средств.

В этой связи совершенствование методов расчета железобетонных бескаркасных зданий с учетом последних достижений механики деформируемого твердого тела и возможностей имеющейся в большинстве проектных организаций вычислительной техники является весьма актуальной задачей, имеющей большое теоретическое и прикладное значение.

Целью настоящей работы является разработка метода расчета бескаркасных зданий на вертикальные и горизонтальные статические и динамические ( сейсмические ) воздействия, ориентированного на

использование современных персональных ЭВМ.

Научную новизну работы составляют:

- предложена расчетная схема бескаркасного здания в виде совокупности вертикальных и горизонтальных прямоугольных конечных элементов, взаимодействующих между собой в угловых точках.
- разработан плоский конечный прямоугольный четырехузловой элемент с кубическим законом распределения перемещений по области, имитирующий работу стеновых панелей как с проемами, так и без них.
- разработаны методы определения усилий в характерных сечениях элементов стеновых панелей.
- даны предложения по определению расчетной сейсмической нагрузки на основе анализа свободных колебаний здания.
- разработан алгоритм и составлена программа статического и динамического расчета бескаркасных зданий.
- произведен расчет 16-ти этажного крупнопанельного здания 143-й серии.

На защиту выносятся:

- предложения по расчетной схеме бескаркасных зданий из сборного и монолитного железобетона при статических и динамических воздействиях.
- способ моделирования элементов панели здания с проемами и без проемов, работающих на растяжение, сжатие и кручение.
- рекомендации по уменьшению размерности элементов и системы в целом.
- способ определения усилий в простенках и перемычках здания.
- программный комплекс "PRIZ-PC" расчета бескаркасных зданий из сборного и монолитного железобетона на статические и динамические воздействия.
- результаты расчета 16-ти этажного крупнопанельного жилого дома 143-й серии с учетом сейсмического воздействия.

Достоверность основных научных положений и выводов

подтверждается: строгой механико-математической постановкой задачи, соответствием результатов решения тестовых задач и расчетов зданий результатам расчетов по другим методикам.

Практическое значение работы состоит в том, что все теоретические исследования доведены до практической реализации в программном комплексе "PRIZ-PC", предназначенном для расчета бескаркасных зданий на динамические ( сейсмические ) воздействия. Расчетным путем определены усилия в простенках и перемычках стеновых панелей зданий, что позволяет осуществить их конструирование.

Реализация работы. Программный комплекс "PRIZ-PC" внедрен в проектных организациях Молдовы: ГПИ "Урбанпроект", ГПИ "Кишинэурпроект", ГПИ "Индустриалпроект".

Апробация работы. Работа докладывалась и обсуждалась на XLIX научно-технической конференции профессорско-преподавательского состава ОИСИ в 1992 году, на семинаре "Обеспечение надежности жилищно-гражданского строительства в сейсмических районах Украины" в 1992 году, на научно-техническом семинаре "Физикохимические и технологические особенности получения малоцементных строительных материалов и конструкций" в 1992 году.

Работа выполнялась по плану совместных исследований специалистов стран - членов СЭВ по теме 5.0 "Расчетные модели для проектирования железобетонных конструкций", по плану госбюджетных НИР Одесского инженерно-строительного института "Новые методы расчета бескаркасных железобетонных зданий на горизонтальные и вертикальные воздействия".

По теме диссертации опубликовано 3 работы, список которых приведен в конце автореферата.

Объем работы. Работа изложена на 121 страницах машинописного текста, иллюстрируется 36 рисунками, 2 таблицами и состоит из введения, четырех глав, заключения, трех приложений и списка

использованной литературы из 112-ти наименований.

Работа выполнена в Одесском инженерно-строительном институте под руководством д.т.н. Клованича С.Ф.

#### Содержание работы.

Бескаркасное железобетонное здание представляет собой сложную совокупность плоских и пространственных элементов. Основные усилия исследователей были направлены на разработку расчетных моделей здания, учитывающих взаимодействие этих элементов. Первоначальные исследования велись по пути предельного упрощения расчетных схем, что было обусловлено недостаточным развитием средств вычислительной техники, и все расчеты осуществлялись, в основном, вручную. Как правило, здание заменялось стержнем сплошного поперечного сечения с сосредоточенными массами, что позволяло приближенно оценить уровень усилий на отдельные конструктивные элементы. В дальнейшем эти элементы рассчитывались и проектировались как стержневые или балочные системы по существующим на данном этапе нормативным документам.

К первым работам в этой области следует отнести работы Назарова А.Г., Сорокина Е.С., Housner G.W., Cardan B. Развитием этого метода следует считать метод рамной аналогии. Дальнейшее совершенствование методов, основанных на рамной аналогии, посвящены работы В.К.Егупова, К.В.Егупова, Маклаковой Т.Г., Айзенберга Я.М., Бадаляя Р.Я., Сапожникова А.И. Параллельно с методами расчета зданий в целом совершенствовались и методы расчета отдельных конструктивных элементов. Полученные при анализе здания усилия на отдельные элементы, позволяли осуществить проектирование этих элементов с учетом сложного напряженного состояния, нелинейности железобетона, анизотропии, трещинообразования и т.д. Здесь следует отметить работы С.М.Крылова, А.И.Козачевского, Н.И.Карпенко, А.А.Городецкого, А.Ф.Яременко, С.Ф.Клованича. В работах В.З.Власова и Л.В.Канторовича заложены основы метода расчета зданий как составных тонкостенных призматических стержней. Эти расчетные схемы и основанные на них

расчетные методики являются наиболее распространенными и в настоящее время.

Работы В.З.Власова и Л.В.Канторовича были продолжены в исследованиях А.Р.Ржаницына. Здание представляется совокупностью тонкостенных стержней и составных призматических оболочек. Данная концепция получила дальнейшее развитие в работах Э.Г.Давыдова, П.Ф.Дроздова, И.Е.Линовича, В.И.Лишака. Одной из первых работ исследования зданий на основе метода конечных элементов (МКЭ), является работа Ю.И.Немчинова. Методика Ю.И.Немчинова является, по существу, конечноэлементным вариантом метода В.З.Власова и Л.В.Канторовича. Более поздняя модификация метода Ю.И.Немчинова нашла свое отражение в работе Т.А. Балана.

Конструктивные особенности бескаркасных зданий делают естественным рассматривать их расчетную схему как систему плоских горизонтальных и вертикальных элементов прямоугольной формы с проемами и без них. Следуя общепринятой в большинстве исследований гипотезе, считаем горизонтальные элементы перекрытий абсолютно жесткими в своей плоскости. Это приводит к тому, что в уровнях перекрытий горизонтальные перемещения вертикальных элементов одинаковы и размерность задачи существенно снижается. Кроме того, предполагаем, что для уменьшения размерности задачи, вертикальные элементы взаимодействуют в минимальном числе узловых точек, а именно, только по углам. Считаем, что массы здания

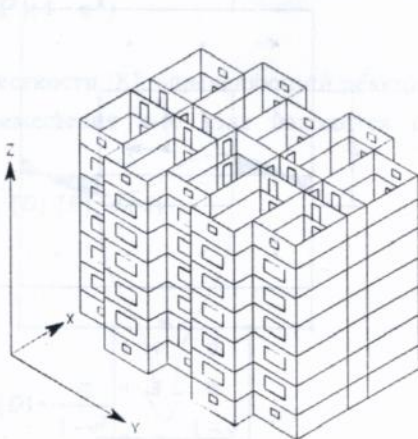


Рис.1. Расчетная схема бескаркасного здания.

сосредоточены в уровнях перекрытий. При этом имеющее место несовпадение центров жесткостей и масс при сейсмических воздействиях приводит не только к поступательным, но и к вращательным колебаниям. Для учета этого эффекта вводится еще одно составляющее перемещений в уровне перекрытий - угол поворота, а каждый элемент работает не только в условиях плоского напряженного состояния, но и кручения. На рис. 1. приведен пример расчетной схемы здания.

Типичный конечный элемент бескаркасного здания в системе координат, лежащий в его плоскости представлен на рис.2а. Характер эпюры нормальных напряжений в простенках при действии горизонтальных сил требует для описания этой эпюры задание полинома минимум третьего порядка. Имея в виду, что напряжения и деформации связаны с перемещениями известными дифференциальными

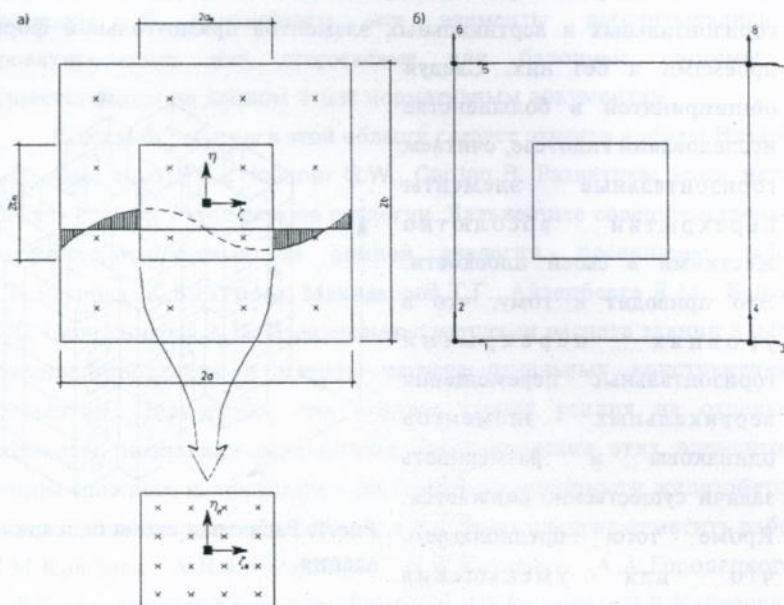


Рис.2. Конечный элемент панели здания в местной системе координат.

зависимостями, можно сделать вывод, что поле перемещений по области элемента должно быть задано полиномом не ниже четвертого порядка. Такое распределение перемещений, как известно, гарантирует прямоугольный субпараметрический 13-ти узловый конечный элемент (рис.2а). Функции, аппроксимирующие узловые перемещения в области, для этого элемента в местной нормализованной системе координат

$$\xi = \frac{(x - x_0)}{a}, \quad \eta = \frac{(y - y_0)}{b} \text{ имеют вид:}$$

$$\text{для угловых точек } (k = 1, \dots, 4) \quad (1)$$

$$C_k = \frac{27}{1280} (1 + \eta_k \eta) (\xi^2 - 1) (\eta^2 - 4) (1 + \theta \xi_k \xi) (\theta \eta - 1) (\theta \eta - 4) \eta_k \xi_k \eta \xi$$

$$\text{для узлов на сторонах } (k = 5, \dots, 12) \quad (2)$$

$$C_k = \frac{27}{1280} (1 + \xi_k \xi) (\theta \eta^2 - 1) (\theta \xi^2 - 4) (\eta^2 - 1) (\theta \eta^2 - 4) (1 + \theta \eta_k \eta) \xi_k \eta_k \xi \eta$$

$$\text{для центрального узла } (k=13) \quad (3)$$

$$C_k = (1 - \xi^2)(1 - \eta^2)$$

При этом типовой блок матрицы жесткости [K], определяющий реакции в l-ом узле от единичного перемещения k-го узла находится по стандартной формуле:

$$[K]_{li}^{(k)} = \iint [B]_k^T \cdot [D] \cdot [B]_i \, dx \, dy$$

где:

$$[B]_k = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} C_k \quad [D] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}$$

E модуль упругости;  $\nu$  - коэффициент Пуассона. Для получения матрицы [K] используется численное интегрирование по Гауссу ( на рис.2а крестиками обозначены точки интегрирования ). Влияние проемов может

быть учтено, имея ввиду аддитивную природу определенного интеграла. Интегрирование осуществляется сначала по всей площади элемента, а затем из полученного значения вычитается интеграл, взятый по площади проема.

При этом используется новая система координат  $\xi_x = \frac{(x - x_2)}{a_x}$

и  $\eta_x = \frac{(y - y_2)}{b_x}$  и свои точки интегрирования по Гауссу.

Однако, описанный элемент обладает 26-ю степенями свободы и не вписывается в общую концепцию построения расчетной схемы здания (рис.1). Вместе с тем, имеется возможность существенно снизить размерность элемента и привести его в соответствие с принятой расчетной схемой, исключив из рассмотрения все узлы кроме угловых. Для этого используется прием, называемый статической конденсацией. С этой целью вектор узловых перемещений  $\{q\} = \{q_1 \dots q_{26}\}$  представляется двумя составляющими  $\{q\} = \{\{q\}_1, \{q\}_2\}$ , где  $\{q\}_1 = \{q_1 \dots q_6\}$  - перемещения угловых узлов,  $\{q\}_2 = \{q_9 \dots q_{26}\}$  - перемещения остальных узлов. Вектор узловых сил элемента  $\{R\}$  представляется аналогичными составляющими  $\{R\} = \{\{R\}_1, \{R\}_2\}$ . В результате уравнение равновесия конечного элемента имеет блочную структуру:

$$\begin{Bmatrix} \{R\}_1 \\ \{R\}_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K]_{11} & [K]_{12} \\ [K]_{12}^T & [K]_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{q\}_1 \\ \{q\}_2 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

После несложных преобразований, исключив  $\{q\}$  из матричного соотношения (5), получим

$$\{R\} = [K] \{q\} \quad (6)$$

В данном случае

$$\{R\} = \{R\}_1 - [K]_{12} [K]_{22}^{-1} \{R\}_2; [K] = [K]_{11} - [K]_{12} [K]_{22}^{-1} [K]_{12}^T; \{q\} = \{q\}_1 \quad (7)$$

Отметим, что описанный способ аналогичен исключению внутренних узлов в методе суперэлементов и может быть осуществлен численно с помощью процедуры прямого хода Гаусса для решения систем линейных алгебраических уравнений. С этой целью нумерация

перемещений осуществляется таким образом, чтобы первыми оказались перемещения, подлежащие исключению. Выполнив 16 шагов гауссового исключения, приходим к элементу с 8-ю степенями свободы, изображенному на рис.2б.

При построении окончательной матрицы жесткости элемента в общей системе координат  $X, Y, Z$ , учитываются следующие обстоятельства. Во-первых, поскольку перекрытия считаются недеформируемыми в своей плоскости, то перемещения под номерами 1,2 и 5,7 (рис.2б) попарно равны между собой. Во-вторых, в общем случае, перекрытия содержат не только поступательные, но и вращательные составляющие перемещений вокруг вертикальных осей, проходящих через центры жесткостей. Этот поворот  $\varphi_i$  в уровне  $i$ -го перекрытия, в свою очередь, оказывает влияние и на горизонтальные перемещения, которые получают приращение  $\Delta_i = h_i \varphi_i$ . Здесь  $h_i$  - расстояние от центра жесткости до плоскости элемента, находящегося между ярусами  $i$  и  $i+1$ , в его плоскости будут иметь вид, представленный на рис.3а. (здесь даются только номера перемещений). Обозначим эти перемещения вектором  $\{\bar{q}\} = \{\bar{q}_1 \dots \bar{q}_8\}$ , а перемещения элемента, изображенного на рис.2б, вектором  $\{q\} = \{q_1 \dots q_8\}$ . Между этими двумя векторами существует зависимость

$$\{q\} = [H] \{\bar{q}\} \quad (8)$$

в которой квадратная матрица  $[H]$  имеет вид

$$[H] = \begin{bmatrix} 1 & h_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & h_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & h_{i+1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & h_{i+1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Рассмотрим тот же элемент, разложив горизонтальные узловые перемещения на составляющие вдоль осей X и Y (рис.3б). В результате число компонентов вектора перемещений увеличится до десяти и они могут быть представлены вектором  $\{\bar{q}\} = \{\bar{q}_1 \dots \bar{q}_{10}\}$ . Между векторами  $\{\bar{q}\}$  и  $\{\bar{q}\}$  существует зависимость

$$\{\bar{q}\} = [L]\{\bar{q}\} \quad (9)$$

где матрица [L] размером 8x10 имеет вид

$$[L] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Подставив в уравнение (8) соотношение(9), получим

$$\{q\} = [H][L]\{\bar{q}\} = [T]\{\bar{q}\} \quad (10)$$

Имея ввиду (10), используя стандартные для метода конечных элементов преобразования получается выражение для матрицы жесткости элемента размером 10x10 в общей системе координат

$$[K] = [T]^T [K] [T]$$

В матрице жесткости элемента учитывается его жесткость на кручение.

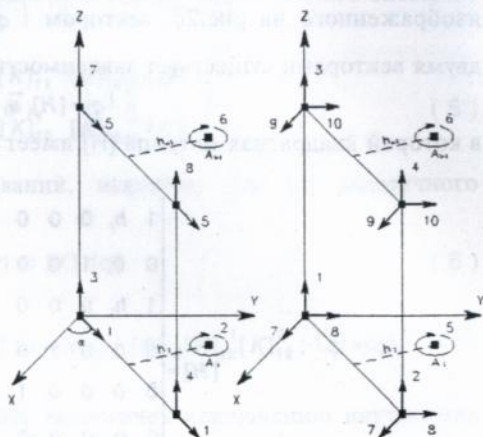


Рис.3. Конечный элемент в общей системе координат.

Для этого к компонентам матрицы  $K_{55}$  и  $K_{56}$  добавляется величина  $GJ_k/2b$ , а из  $K_{56}$  и  $K_{65}$  вычитается та же величина. Здесь  $G$  - модуль сдвига, а  $J_k$  - момент инерции при кручении.

При использовании стандартных процедур МКЭ можно получить нормальные и касательные напряжения по точкам интегрирования конечных элементов. Между тем проверка прочности, армирование стен осуществляется согласно СНиП по усилиям - моментам, поперечным и продольным силам. Для определения этих усилий используется метод перемещений. Конечный элемент с проемом заменяется эквивалентной статически неопределимой стержневой системой в виде замкнутой прямоугольной рамы, находящейся под действием линейных узловых смещений.

Расчетная сейсмическая нагрузка определяется по СНиП. При этом, как известно, необходимо предварительно провести частотный расчет здания, т.е. решить задачу на собственные значения, которая имеет вид:

$$[\bar{M}]^{-1}[\bar{K}](\bar{q}) = \lambda(\bar{q}) \quad (11)$$

где  $[\bar{K}]$  - матрица жесткости системы;  $[\bar{M}]$  - матрица масс;  $(\bar{q})$  - собственные вектора;  $\lambda = \omega^2$  - собственные значения;  $\omega$  - частота собственных колебаний. В соответствии с принятой расчетной схемой матрица масс диагональная  $[\bar{M}] = \text{diag}[m_1, m_1, m_{j1}, \dots, m_n, m_n, m_{jn}]$ , где  $m_1, \dots, m_n$  - массы, сосредоточенные в уровнях 1...n ярусов,  $m_{j1}, \dots, m_{jn}$  - моменты инерции масс. Произведение  $[\bar{M}]^{-1}[\bar{K}]$  представляет собой несимметричную матрицу, несмотря на то, что  $[\bar{K}]$  матрица симметричная. Для симметризации этого произведения используется прием, связанный с разложением матрицы  $[\bar{M}]$  на множители

$$[\bar{M}]^{-1} = [P]^T [P] \quad (12)$$

где  $[P] = \text{diag} \left[ \frac{1}{\sqrt{m_1}}, \frac{1}{\sqrt{m_1}}, \frac{1}{\sqrt{m_{j1}}}, \dots, \frac{1}{\sqrt{m_n}}, \frac{1}{\sqrt{m_n}}, \frac{1}{\sqrt{m_{jn}}} \right]$  - диагональная матрица

разложения. В результате разложения приходим к задаче на собственные значения для симметричной ленточной матрицы.

$$[P]^T[\bar{K}][P](\bar{q}) = \lambda(\bar{q}) \text{ или } [L](\bar{q}) = \lambda(\bar{q}) \quad (13)$$

При этом собственные значения в соотношениях (11) и (13) равны между собой, а собственные вектора связаны зависимостью:

$$(\bar{q}) = [P](\bar{q}) \quad (14)$$

Матрица жесткости системы  $[\bar{K}]$  получена из матриц жесткости отдельных элементов, описанных ранее, имеет порядок больший, чем число динамических степеней свободы, поскольку рассматривает случаи только горизонтальных колебаний. Для приведения размерности матрицы  $[\bar{K}]$  в соответствие с размерностью матрицы  $[M]$  необходимо из нее исключить вертикальные составляющие. Это достигается с помощью описанного способа статической конденсации, исключением из матрицы жесткости элементов перемещения с номерами 1...4 (рис.3).

Описанный метод расчета бескаркасных зданий реализован в пакете прикладных программ "PRIZ-PC", ориентированный на IBM совместимые компьютеры. Программные модули написаны на языке Фортран 77 версии 5.0 с использованием динамических структур. Ввод исходных данных осуществляется в табличном редакторе. Результаты расчетов выводятся в виде таблиц в форме, удобной для проектирования элементов здания. Тестирование пакета осуществлено с помощью многочисленных расчетов как простейших модельных образцов, по которым можно было получить сопроматовские решения, так и с помощью расчета реальных зданий по существующим методикам. При этом в качестве эталонных принимались результаты расчетов, полученные по программам "ЛИРА" и "ПАРАД-ЕС".

На последнем этапе, проведенных исследований, был осуществлен динамический расчет 16-ти этажного крупнопанельного здания 143-й серии. План типового этажа представлен на рис.4. Предварительно был проведен расчет данного здания по программе "ПАРАД-ЕС".

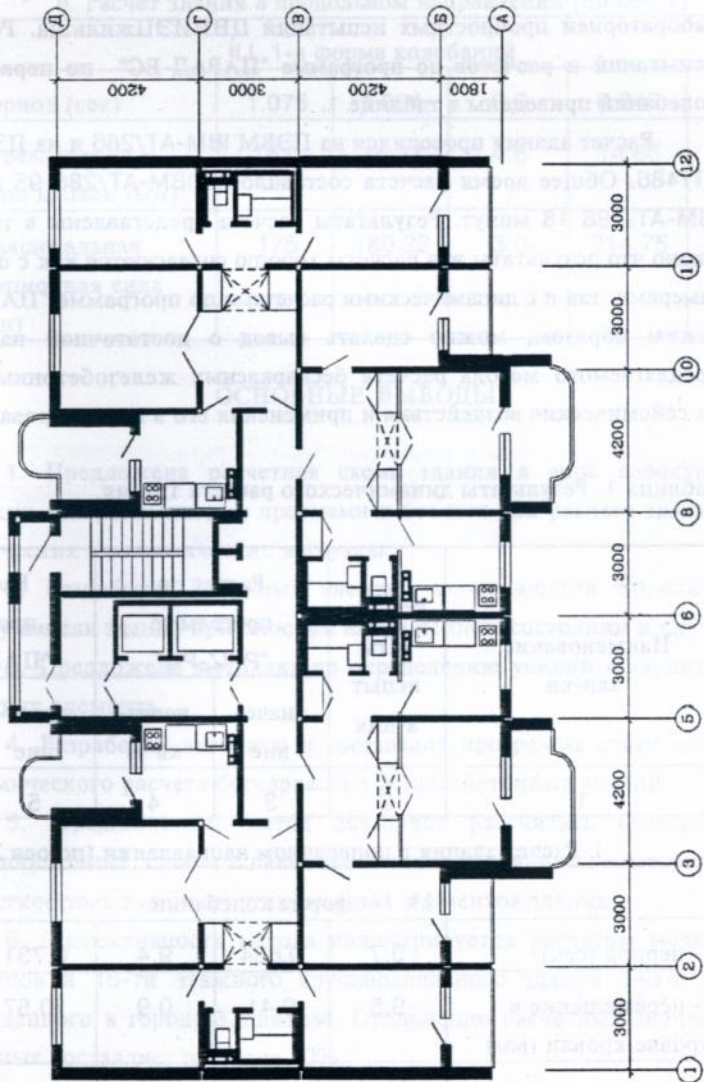


Рис. 4. План типового этажа рассчитываемого здания.

Данное здание в 1988 года было испытано на динамическую нагрузку лабораторией прочностных испытаний ЦНИИЭПЖилища. Результаты испытаний и расчетов по программе "ПАРАД-ЕС" по первой форме колебаний приведены в таблице 1.

Расчет здания проводился на ПЭВМ IBM-AT/286 и на ПЭВМ IBM-AT/486. Общее время расчета составило на IBM-AT/286 95 минут, на IBM-AT/486 18 минут. Результаты расчета представлены в таблице 1. Видно что результаты эти расчеты хорошо согласуются как с опытными замерами, так и с динамическими расчетами по программе "ПАРАД-ЕС". Таким образом, можно сделать вывод о достаточной надежности предлагаемого метода расчета бескаркасных железобетонных зданий на сейсмические воздействия и применения его в проектировании.

Таблица 1. Результаты динамического расчета здания.

Наименование хар-ки	Результаты испытания	Расчет по программе "PRIZ-PC"		Расчет по программе "ПАРАД-ЕС"	
		значе- ние	невяз- ка %	значе- ние	невяз- ка %
1	2	3	4	5	6
I. Расчет здания в поперечном направлении (по оси X)					
I.1. 1-я форма колебаний					
- период (сек)	0.7	0.634	9.4	0.731	4.4
- перемещение в уровне кровли (мм)	9.5	9.41	0.9	10.57	11.3
- максимальная инерционная сила (тонн)	308	307.46	0.2	311.47	1.1

II. Расчет здания в продольном направлении (по оси Y)					
II.1. 1-я форма колебаний					
- период (сек)	1.075	1.004	6.6	0.945	12.1
- перемещение в уровне кровли (мм)	16.0	15.27	4.6	14.66	8.4
- максимальная инерционная сила (тонн)	175	180.22	3.0	214.75	22.7

### ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

1. Предложена расчетная схема здания в виде совокупности плоских суперэлементов с проемами и без них для расчета здания при статических и динамических нагрузках.

2. Разработан конечный элемент, позволяющий моделировать работу панели здания при плоском напряженном состоянии и кручении.

3. Предложена методика по определению усилий в характерных сечениях элемента.

4. Разработан алгоритм и составлена программа статического и динамического расчета бескаркасных железобетонных зданий.

5. Предлагаемый метод позволяет рассчитать бескаркасные железобетонные здания с наиболее точным описанием геометрических и жесткостных характеристик несущих элементов здания.

6. Эффективность метода иллюстрируется расчетом модельных образцов и 16-ти этажного крупнопанельного здания 143-й серии, возведенного в городе Кишиневе. Отклонение расчетных значений от опытных составляет не более 10%.

7. С помощью разработанного метода можно достаточно точно оценить динамические характеристики здания, определить действующие на него сейсмические силы и определить усилия в отдельных элементах

здания.

Основное содержание диссертации опубликовано в следующих работах:

1. Клованич С.Ф., Шкуровский В.М. Расчет бескаркасных зданий методом конечных элементов на сейсмические воздействия. - Тезисы докладов семинара "Обеспечение надежности жилищно-гражданского строительства в сейсмических районах Украины", - Киев, АП НИИСП Украины, 1992, С.71-72.

2. Клованич С.Ф., Шкуровский В.М. Неоднородный конечный элемент для расчета коробчатых систем с прямоугольными отверстиями. - Тезисы докладов семинара "Физико-химические и технологические особенности получения малоцементных строительных материалов и конструкций", - Киев, Общество "Знание" Украины, 1992, С.30-31.

3. Клованич С.Ф., Дорофеев В.С., Шкуровский В.М. Проектирование железобетонных бескаркасных зданий с учетом сейсмического воздействия. - Киев: ИСДО, 1993, 55с.

Подписано к печати 21.04.94. Формат 60x84 1/16.

Объем 0,75 уч.изд.л. 1.0п.л. Заказ №153. Тираж 100 экз.

Типография ГПИ "Урбанролект".

г.Кишинев, ул.Штефан Чел-Маре 198.

1157 105

1157 105

целих.

Основные содержание диссертации опубликовано в следующих работах:

1. Клованя С.Ф., Шауровский В.М. Расчет бескаркасных зданий методом конечных элементов на сейсмическое воздействие - Тезисы докладов семинара "Обеспечение надежности жилищно-гражданского строительства в сейсмических районах Украины", - Киев, АН УССР Украины, 1992, С.71-72.

2. Клованя С.Ф., Шауровский В.М. Неоднородный конечный элемент для расчета коробчатых систем с триангуляционной стеной. - Тезисы докладов семинара "Физико-математические и инженерно-технические особенности получения монолитных строительных конструкций и конструкции" - Киев, Общество "Знання" Украины, 1992, С.30-31.

3. Клованя С.Ф., Дорофеев В.С., Шауровский В.М. Проектирование железобетонных бескаркасных зданий с учетом сейсмического воздействия. - Киев, КСГО, 1993, 55с.

Подписано к печати 21.04.94. Формат 60x84 1/16.

Объем 0,75 уч. изд. л. Тираж №153. Тираж 100 экз.

Типография ГПИ "УрСектроект"

с.Киевское, ул.Центральная Чкалова 198.