

УДК 624.012.14

**НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ
ПЕРЕКРЕСТНЫХ БАЛОК СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ
ФУНДАМЕНТОВ НА НЕРАВНОМЕРНО ДЕФОРМИРУЕМОМ
ОСНОВАНИИ**

**THE STRESS-STRAIN STATE OF THE CROSS-BEAMS PRECAST-
MONOLITHIC FOUNDATIONS UNEVENLY ON THE BASIS OF
DEFORMABLE**

Семенюк С.Д., д.т.н., зав. кафедрой (Белорусско-Российский университет,
г. Могилев, Республика Беларусь)

Semeniuk S.D., Doctor of Engineering, Head of department (Belarussian-
Russian University, Mogilev)

Приведены результаты экспериментальных исследований работы перекрестных балок сборно-монолитных фундаментов для характерных случаев расположения фундаментов на деформируемом основании. Для внутренних и бортовых балок представлены напряженно-деформированные основания от действия эксплуатационных нагрузок.

The result of experimental researches of work of the cross beams precast-monolithic foundations for typical cases, the locations of foundations on deformable grounds. For internal and side beams presents the stress-strain grounds from the actions of the operational loads.

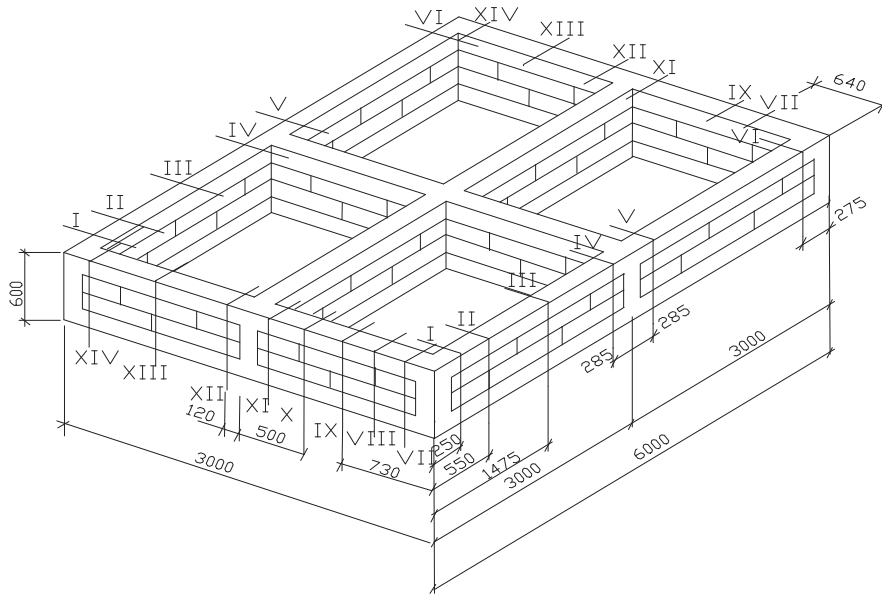
Ключевые слова: железобетон, схема испытаний, перекрестные балки, напряженно-деформированное состояние.

Keywords: reinforced concrete scheme of tests, cross-beams, stress-strain state.

Постановка задачи. Для изучения работы железобетонных фундаментов жилых и гражданских зданий на неравномерно деформируемом основании была изготовлена и испытана модель фрагмента в $\frac{1}{4}$ натуральной величины. С собой она представляла четырехсекционную пространственную систему с размерами в плане 300x600 см, высотой 60 см, как показано на рисунке 1. Верхний и нижний пояса системы выполнены в виде плоского четырехугольного контура из железобетона. Эти контуры связаны между собой при помощи стоек, установленных в местах сопряжения ригелей. Объемы между смежными ригелями и стойками заполнены бетонными блоками 10x15x40 см, имитирующими фундаментные блоки. Узлы

сопряжения ригелей и стоек фундамента – жесткие. Железобетонные пояса и стойки выполнены из бетона класса С16/20, блоки из бетона класса С10/12,5. Кладка бетонных блоков выполнена на цементно-песчаном растворе марки М100. Поперечное сечение ригелей 10х15 см, стоек – 10х10 см.

Рис. 1. Модель фрагмента фундамента и характерные сечения для размещения



измерительных средств

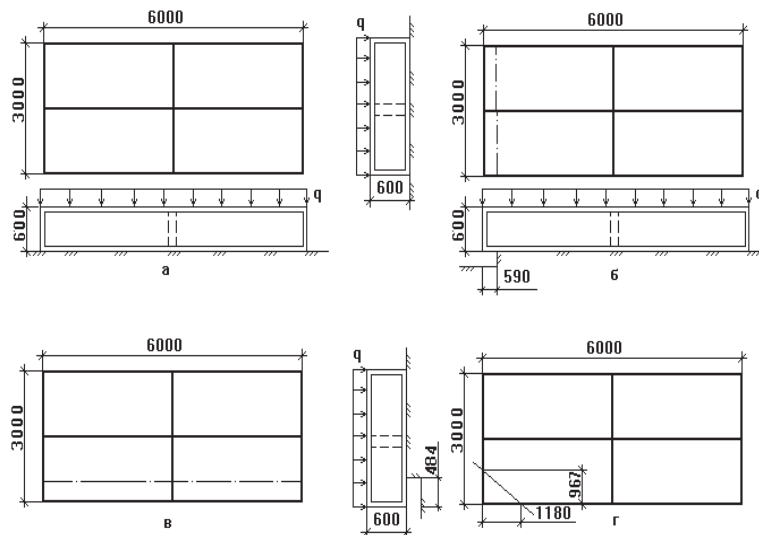
В стойках и ригелях применялось дискретное армирование - 4Ø14 А-III, арматурные стержни размещались в углах сечения, хомуты - Ø6А-III с шагом 100 мм. В характерных четырнадцати сечениях фрагмента (рисунок 1) были размещены измерительные средства, позволяющие выявить напряженно-деформированное состояние элементов фундамента при различных схемах и уровнях загрузки [3]. По испытанию контрольных образцов призм определяется класс бетона, модуль упругости бетона, коэффициент упругости, коэффициент пластичности, коэффициент Пуассона, модуль сдвига [2].

По данным этих испытаний устанавливались нижний f_w^0, η_w^0 и верхний f_w^v, η_w^v границы и уровни образования и развития микротрещин отрыва при кратковременном обжатии бетона. При $d^2V_{(\sigma)}/d\eta^2=0,5$

$$\eta_w^0 = \frac{f_w^0}{f_{ck}} = \frac{1}{\lambda'v_{ef}} \left\langle 1 - \sqrt{\frac{4E_{c(0)} \times \lambda_{vcf} [\lambda'_{vcf} - \lambda'_{vcf}]}{E_{v(\sigma)}}} \right\rangle \quad (1)$$

$$\eta_w^v = \frac{f_w^v}{f_{ck}} = \frac{1}{\lambda^v v_{vef}} \left\langle 1 - \sqrt{\frac{2E_{e(b)} \times [\lambda'_{vef} - \lambda'_{fc}]}{E_{v(b)}}} \right\rangle \quad (2)$$

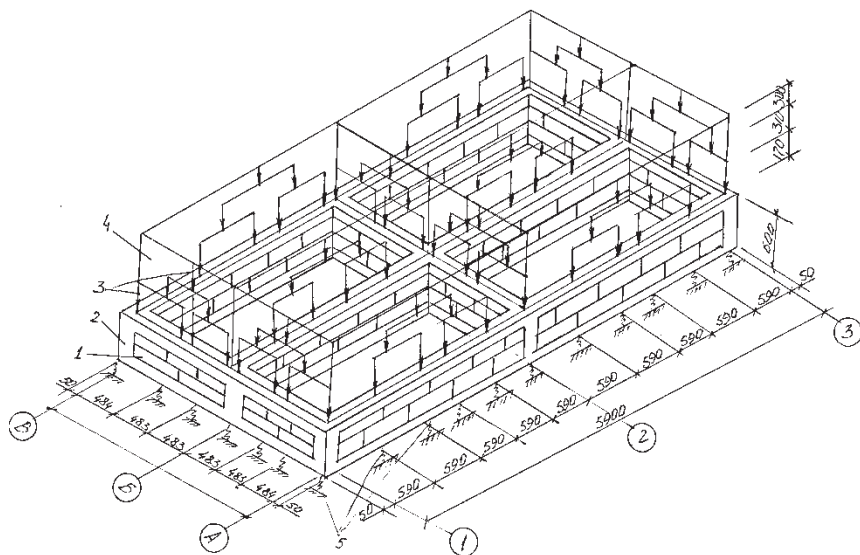
Результаты исследования. Рассмотрены четыре основных возможных случая расположения фундаментов на деформированном клиновидном основании (рис. 2). Случай 1 (схема «0») – нормальные условия эксплуатации зданий (угол раствора клина $2\alpha=\pi$). Случай 2 (схема «1») – короткая сторона системы расположена параллельно ребру клина, ($2\alpha=\pi/2$; $2\alpha=3\pi/4$). Случай 3 (схема «2») – длинная сторона системы расположена параллельно ребру клина, ($2\alpha=\pi/2$). Для перечисленных случаев возможных при эксплуатации здания, считаем, что система перекрестных балок представляет совокупность жестко соединенных между собой стержней, часть которых находится на упругом клиновидном основании.



а – схема “0” – нормальные условия эксплуатации; б – схема “1” – поперечный уступ по всей ширине; в – схема “2” – продольный уступ по всей длине; г – схема “3” – провал основания под углом здания

Рис. 2. Схемы испытания модели фундамента

Для каждой схемы испытаний загрузка происходила с одинаковой скоростью и одинаковыми ступенями нагрузки. Через систему траверс нагрузка передавалась в 48 точках (рисунок 3), при этом ступень нагрузки для каждой из 48 точек была 6 кН. Максимальное значение силы – 40 кН. За нормативную была принята нагрузка в 24 кН, что соответствует суммарному внешнему давлению на фундамент в 1152 кН.



1 – блоки фундаментные 100x150x400; 2 – рамно-пространственный фундамент; 3 – домкрат гидравлический (ДГ-50); 4 – силовой контур; 5 – силовые гидравлические домкраты

Рис. 3. Модель фрагмента фундамента пространственного типа под нагрузкой

Напряженно-деформированное состояние бортовой балки по оси «1» в осях «А-Б» для случая 1 при действии на модель фундамента равномерно распределенной нагрузки $q^3=44,138$ кН/м как показано на рис. 4.

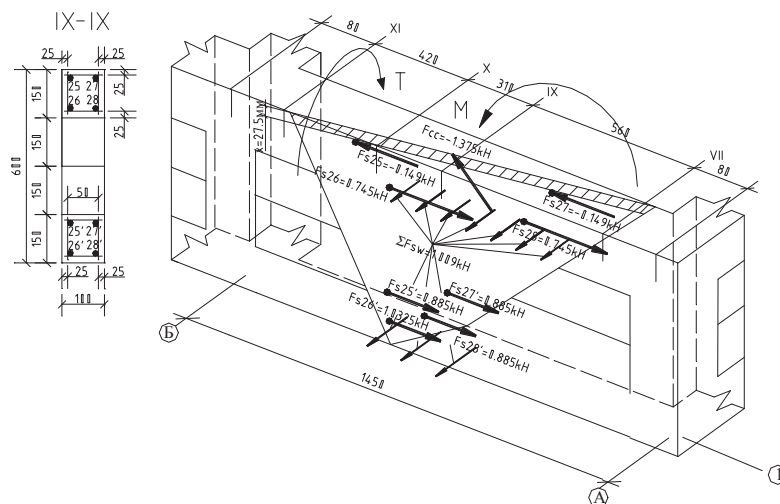


Рис. 4. Напряженно-деформированное состояние бортовой балки по оси «1» в осях «А-Б» от действия нагрузки $q^3=44,138$ кН/м (схема «0») (для случая 1)

В отличие от бортовых балок внутренние балки системы, испытывают влияние только изгибающих моментов. Напряженно-деформированное состояние внутренне балки по оси «2» в осях «А-Б» для случая 1 при действии на модель фундамента равномерно распределенной нагрузки $q^3=44,138$ кН/м показано на рис. 5.

Напряженно-деформированное состояние внутренне балки по оси «1» в осях «А-Б» для случая 3 при действии на модель фундамента равномерно распределенной нагрузки $q^3=44,138$ кН/м показано на рис. 6. В отличие от бортовых балок внутренние балки системы, испытывают влияние только изгибающих моментов. Напряженно-деформированное состояние внутренне балки по оси «2» в осях «А-Б» для случая 1 при действии на модель фундамента равномерно распределенной нагрузки $q^3=44,138$ кН/м показано на рис. 5.

Напряженно-деформированное состояние внутренне балки по оси «1» в осях «А-Б» для случая 3 при действии на модель фундамента равномерно распределенной нагрузки $q^3=44,138$ кН/м показано на рис. 6. В отличие от бортовых балок, для внутренних балок, перпендикулярных ребру клина, определяющими являются изгибающий момент и поперечная сила; при этом, в сравнении со случаем 1, изгибающий момент меняет знак на противоположный. Напряженно-деформированное состояние внутренне балки по оси «2» в осях «А-Б» для случая 3 при действии на модель фундамента равномерно распределенной нагрузки $q^3=44,138$ кН/м показано на рис. 7.

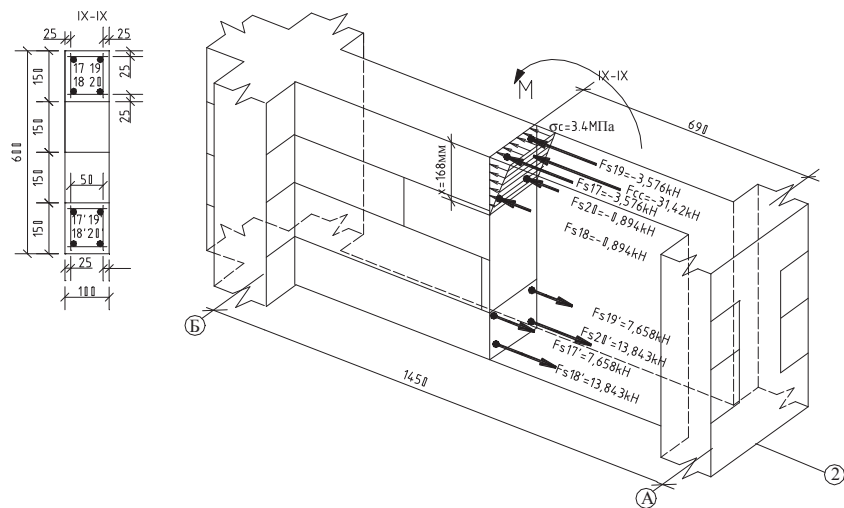


Рис. 5. Напряженно-деформированное состояние внутренней балки по оси "2" в осях "А-Б" от действия нагрузки $q^3=44,138$ кН/м (для случая 1)

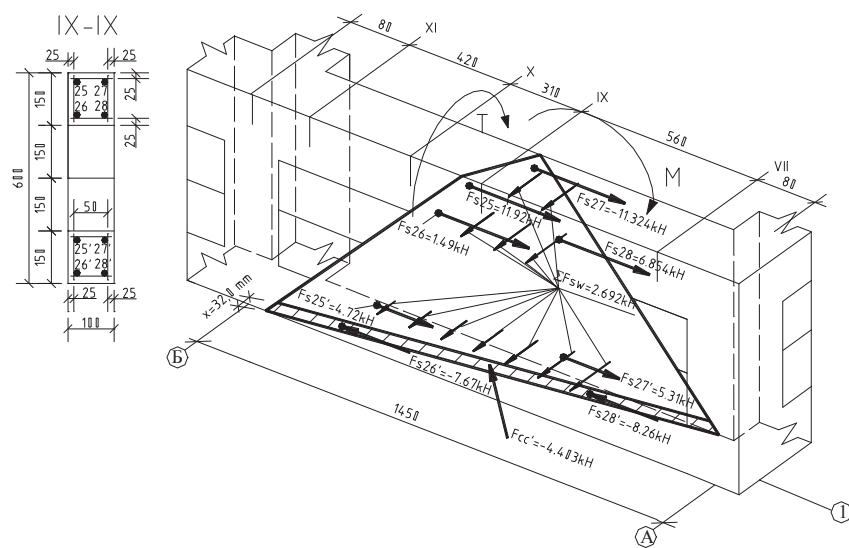


Рис. 6. Напряженно-деформированное состояние бортовой балки по оси "1" в осях "А-Б" от действия нагрузки $q^3=44,138$ кН/м для случая 3

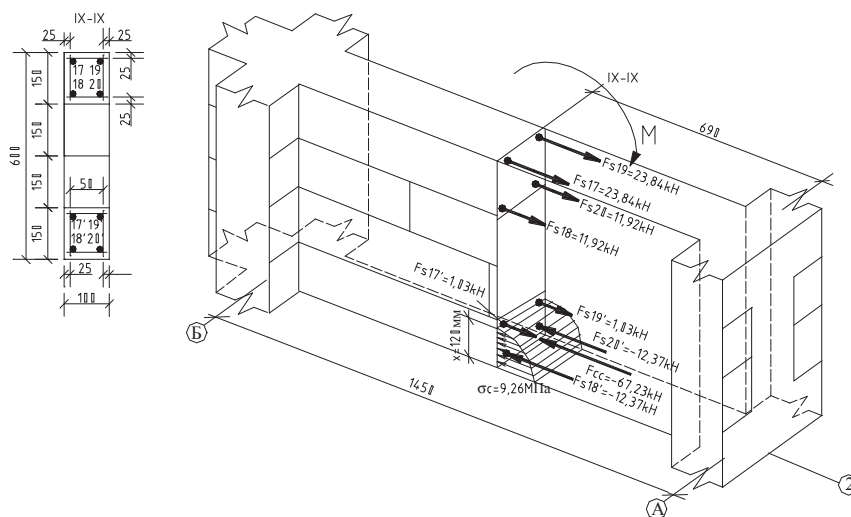


Рис. 7. Напряженно-деформированное состояние внутренней балки по оси “2” в осях “А-В” от действия нагрузки $q^3=44,138 \text{ кН/м}$ для случая 3

В [3] рассмотрены теоретические основы расчета железобетонных фундаментов как системы перекрестных балок на неравномерно деформируемом основании. Для подтверждения теоретических основ расчета проведены численные исследования эксперимента

Испытание модели фундамента проведены на силовом поле испытательного полигона НИИСК Госстроя СССР. Основание под моделью было двухслойным: верхний слой – силовой пол толщиной 0,8 м. Выполнен из железобетона с модулем упругости бетона $E_c=27500 \text{ МПа}$ и коэффициентом Пуассона $\nu_c=0,167$ (бетон класса С16/20), нижний слой мощностью 6 м – суглинок с модулем деформаций $E=31 \text{ МПа}$ и коэффициентом Пуассона $\nu=0,34$. Усредненный модуль деформаций клина определялся по формуле для слоистого основания [4] в зависимости от площади контакта подошвы фундамента и основания:

$$E_0^i = E_i \frac{1,05 - 0,1 \frac{h_i}{d} \left(1 - 3 \sqrt{\frac{E_0^{i+1}}{E_i}} \right)}{0,713 \sqrt{\frac{E_0^{i+1}}{E_i}} \times \arctg \left(\frac{1,35 h_3}{d} \right) + \frac{E_i}{E_0^{i+1}} \times \frac{2}{\pi} \arctg \frac{d}{h_3}}, \quad (3)$$

$$\text{где } \frac{h_3}{d} = \frac{2h_1}{d} \sqrt[3]{\frac{E_i}{6E_0^{i+1}}}; \quad (4)$$

i – номер рассматриваемого слоя, считая сверху вниз;

h_i – толщина i -го слоя;

d – диаметр нагруженной площадки;

E_0^{i+1} – общий модуль упругости полупространства, подстилающего i -го слоя;

E_i – модуль упругости материала i -го слоя.


Для определения диаметра находилась площадь контакта системы перекрестных балок с клином и эквивалентная ей площадь круга. Так, при $A_{\text{кон}}=2,61 \text{ м}^2$ (схема "0"), $d=1,823 \text{ м}$, $E_0=231,7 \text{ МПа}$; при $A_{\text{кон}}=2,31 \text{ м}^2$ (схема "1"), $d=1,715 \text{ м}$, $E_0=245,3 \text{ МПа}$; при $A_{\text{кон}}=2,01 \text{ м}^2$ (схема "2"), $d=1,6$, $E_0=261,1 \text{ МПа}$; и т.д.

Модуль упругости «приведенного бетона» модели фундамента определялся в соответствии [2]. По данным натуральных испытаний $E_{\text{сред}}=24 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

По методике расчета изложенной в [3;4] были составлены программы расчета перекрестных балок модели на упругом клиновидном основании. Число участков Б.Н. Жемочкина для всей системы составило – 105. Размеры поперечного сечения стержней постоянны и равны 0,6x0,1 м.

Для определения приемлемости предлагаемой методики расчета пространственных железобетонных фундаментов как системы перекрестных балок на неравномерно деформируемом основании проведена обработка теоретических численных исследований и экспериментальных данных при помощи математической статистике. Особое внимание уделялось прогибам элементов системы, так как они являются основополагающими при вычислении в сечениях участков Б.Н. Жемочкина величин изгибающих и крутящих моментов, а также поперечной силы. Поэтому для разных схем испытаний определены отношения прогибов, вычисленных теоретически к экспериментальным прогибам. Обеспеченность точности определения прогибов элементов фундамента из перекрестных балок для основных схем испытаний представлена в таблице.

Таблица
Обеспеченность определения прогибов модели фундамента при эксплуатационной нагрузке $q^3=44,138 \text{ кН/м}$

Схема испытаний		б	v, %	p, %	Обеспеченность точности при отклонении, %				
					±10%	±15%	±20%	±25%	±30%
Схема «0»	1,0665	0,0884	8,29	1,236	74,24	91,02	97,64	99,52	99,9
Схема «1»	0,9133	1,1148	12,56	2,08	61,61	80,88	91,84	96,60	99,09
Схема «2»	1,0769	0,0801	7,44	1,30	78,80	93,88	98,74	99,87	99,98

Выводы:

Экспериментальные исследования работы железобетонных пространственных фундаментов на моделях подтвердили теоретические основы расчета таких фундаментов, как системы перекрестных балок.

Определяющим при расчете сечений бортовых балок является влияние крутящего и изгибающего момента, для внутренних балок – изгибающего момента.

Бортовые и внутренние балки, перпендикулярные ребру клина, испытывают изгибающие моменты обратного знака по сравнению с нормальными условиями эксплуатации, а бортовые балки, параллельные ребру клина, - крутящий момент обратного знака.

Бетон сжатой зоны сечений бортовых и внутренних балок фундамента работает нелинейно даже при незначительных напряжениях.

1. Метелюк Н.С. Методика экспериментальных исследований фрагмента пространственно-рамного фундамента, работающего в сложных инженерно-геологических условиях / Н.С. Метелюк, С.Д. Семенюк, С.Я. Мазур, Ф.И. Бовчалоук //Строительные конструкции. Вып. 39. – Киев: Будівельник, 1986. – с.79-81
2. Семенюк С.Д. К определению модуля упругости и упругопластических характеристик бетона при кратковременном и центральном сжатии / С.Д. Семенюк // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2001. - №1. – с.40-44.
3. Семенюк С.Д. Теоретические основы расчета железобетонных фундаментов как системы перекрестных балок на неравномерно-деформируемом основании / С.Д. Семенюк // Строительство – формирование среды жизнедеятельности. Кн. 2: Материалы первой международной научно-технической конференции молодых ученых, аспирантов и докторов. – М.: МГСУ, 2003. – с.203-215.
4. Инструкция на проектирование дорожных одежд нежесткого типа. ВСН 46-83 // Минтрансстрой. – М.: Транспорт, 1985. – 157с.