

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО – ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ
ИССЛЕДОВАНИЯ ПОВЕДЕНИЯ ГИБКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ФУНДАМЕНТОВ НА ДЕФОРМИРУЕМОМ ОСНОВАНИИ**

Дорофеев В.С., Кобринец В.М., Коломийчук Г.П., Коломийчук А.В.

*Одесская государственная академия строительства и архитектуры,
г. Одесса*

Современные фундаменты представляют собой гибкие железобетонные конструкции: перекрестные ленты, плиты, оболочки [1 - 15]. В таких конструкциях уже в эксплуатационной (допредельной по несущей способности) стадии допускается раскрытие трещин в растянутых зонах, что позволяет использовать прочностные свойства арматуры. При этом ширина трещин ограничивается так, чтобы они не были опасны для конструкции. Результаты экспериментов показывают, что изгибные деформации концентрируются в зонах с трещинами, вследствие чего в этих зонах значительно уменьшается жесткость конструкции, что влияет на распределение усилий в фундаменте. Разработка моделей фундаментных конструкций, учитывающих нелинейные свойства железобетона, и грунта более полно отразит процесс совместной работы в процессе эксплуатации.

В работе [1] выполнены экспериментальные исследования на моделях системы "сплошная железобетонная фундаментная плита – грунтовое основание" в полном интервале нагрузок, от начальных и до предельных (по прочности плиты, с доведением ее до разрушения). Установлено, что с изменением масштаба моделей железобетонных фундаментных плит схема их излома в стадии разрушения неизменна, что позволяет использовать результаты модельных испытаний для прочностного расчета натуральных фундаментных плит. Экспериментально получены: эпюры развития и перераспределения контактных нормальных и касательных напряжений по подошве фундамента, а также выявлено разгружающее действие последних на работу конструкции; картины трещинообразования, схемы излома и значения предельных разрушающих нагрузок на фундаментные плиты с прямоугольной сеткой колонн. В процессе разрушения фундаментная плита разделяется на отдельные жесткие диски, которые поворачиваются относительно общих упругопластических шарниров и плита переходит в кинематическую систему. Построена общая схема излома плит для прочностно-

го расчета с применением кинематического метода предельного равновесия. Впервые экспериментально, на железобетонных моделях, получена полная картина силового взаимодействия плит и грунтового массива с доведением плит до разрушения. Осадки моделей плит почти во всех экспериментах можно разделить на линейный участок зависимости величины осадки от приложенной нагрузки и нелинейный. С ростом нагрузки контактные нормальные напряжения возрастают под опорными участками плиты и убывают по направлению к середине пролета в пределах упругой стадии работы плиты (уровень нагрузки 0,3 от разрушающей). Контактные касательные напряжения два раза меняют знак в пролете, достигая до 19,4% от соответствующих нормальных напряжений, и оказывают значительное разгружающее действие на несущую способность плит. В сечениях плит происходит перераспределение усилий с перемещением нейтральной оси от растянутой арматуры к сжатой зоне бетона.

В зависимости от места расположения колонны на плите можно определить угловые (У), крайние в пролете (К) и средние (С) участки, усилия в которых распределяются неравномерно и в предельном состоянии характеризуются соотношением 1 : 1,2 : 1,3. Учет в расчетах действительного характера распределения усилий по колоннам ведет к значительной экономии расхода железобетона на устройство фундаментов.

С развитием деформаций железобетонной плиты прослеживается последовательный процесс образования и развития упругопластических шарниров и превращение сплошной плиты в кинематическую цепь. Обнаружено существенное влияние на несущую способность плит контактных касательных напряжений, которые оказывали разгружающее действие в наиболее нагруженных участках плиты. Кинематический метод расчета фундаментных плит под сетку колонн, разработанный Мурзенко Ю.Н., Цесарским А.А. и Политовым С.И., позволил выполнить проверочный расчет прочности фундаментных плит с учетом перераспределения усилий и фактической прочности материалов. Установлено, что фактическая несущая способность моделей фундаментных плит в опытах оказалась в 1,5 - 2,6 раза больше значений, вычисленных по кинематическому методу. Кинематический метод по сравнению с расчетом по СНиП может привести к сокращению расхода арматуры в 1,6 - 3,8 раза. В практических расчетах и конструировании можно рекомендовать уменьшение расхода железобетона на устройство фундаментных плит на 15 - 20 %. Расчет прочности фундаментных плит по кинематическому методу рекомендуется вести с использованием полосовой схемы излома, которая дает примерно 20 %

запас прочности в сравнении с расчетом, основанным на перекрестной схеме излома.

Работа гибких железобетонных фундаментов с искусственным изменением жесткости основания (комбинированное основание) изучалась в работе [2]. Экспериментально - теоретические исследования позволили выявить основные закономерности взаимодействия систем «гибкий фундамент - основание» и «гибкий фундамент - комбинированное основание», которые имеют не только количественное, но и качественное различие. Введение локальных жестких зон из щебня в естественное основание приводит к изменению характера напряженно - деформированного состояния основания и самого фундамента. Несущая способность основания, внутренние усилия в конструкции фундамента, деформация фундамента и основания, контактные напряжения зависят от места расположения жестких зон под его подошвой. Наличие жестких зон на краях фундамента приводит к увеличению несущей способности песчаного основания на 25 – 30 % и снижению неравномерности деформаций конструкции на 80 – 90 % по сравнению с однородным основанием. Характер распределения контактных напряжений зависит от степени развития пластических деформаций в однородном и комбинированном песчаном основаниях. При образовании трещин в конструкции железобетонного фундамента происходит уменьшение контактных напряжений и внутренних усилий. С увеличением нагружения гибких фундаментов в местах приложения нагрузок зарождаются деформации сдвига. Развитие сдвиговых деформаций происходит как к оси симметрии фундамента, так и к свободной поверхности основания.

Фундаменты со сложным контуром опорной плиты, более полно использующие несущую способность основания, исследовались в работе [3]. Приведены результаты работы ленточных фундаментов с геометрически изменяемой формой подошвы, которая включает в себя как сплошную подошву (в центральной части), так и прерывистую (по краям). Экспериментально обоснована работоспособность конструкции перекрестно - ленточного фундамента под сетку колонн, которая собирается из блоков двух типов. При изучении совместной работы гипсовых моделей фундаментов и песчаного основания получены данные о несущей способности моделей, схемы излома элементов и эпюры контактных напряжений основания. Первые трещины в сборных элементах появились при нагрузке 6 - 8 кН. Начало образования линий излома отмечено при нагрузке 16 кН. С увеличением нагрузки до 28 кН сборная фундаментная лента разделилась линиями излома, проходящими посередине пролетов между колоннами. Подобная схема излома

была получена и для модели структурного фундамента. Особенности трещинообразования отдельных элементов модели показаны на фото 1.

Суммарные усилия в колоннах, измеренные месдозами, отличаются от усилий, приложенных к фундаменту в опыте № 2, не более чем на 10 %, а в опыте № 5 – не более чем на 5 %. Изучение особенностей работы сборных элементов позволило предложить метод расчета плиты, опертой по контуру и нагруженной в центре.

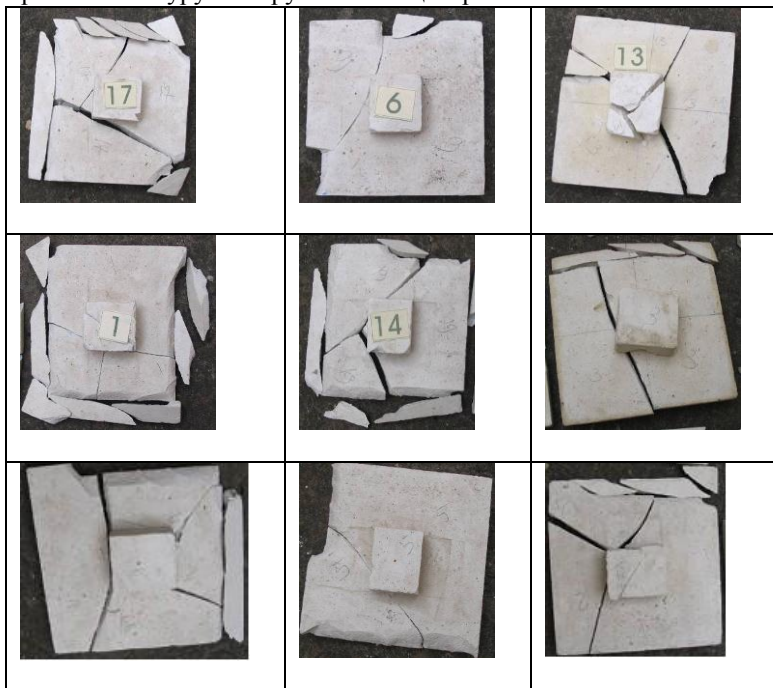


Фото 1. Схемы излома сборных элементов фундамента

При проведении экспериментов проверена работоспособность ленточных фундаментов, изучено влияние изменения геометрической формы подошвы ленточного фундамента на осадку и предельную несущую способность песчаного основания. Исследовано: - распределение напряжений σ_z и относительных деформаций ϵ_z в массиве основания вдоль вертикальной оси, проходящей в промежутке между выдвинутыми элементами фундамента; - распределение напряжений σ_z в массиве основания в поперечном створе модели фундамента; - распределение напряжений σ_z и σ_y в массиве основания вдоль вертикальной оси модели фундамента.

Проведено шесть серий экспериментов с общим числом опытов равным 26. Поперечная схема моделей фундамента в первых пяти сериях опытов приведена на рис. 1. Основание доводилось до предельного состояния с образованием призм выпора в трех из пяти серий опытов. В четвертой и пятой серии изучалось напряженно деформированное состояние песчаного основания при нагружении до $0,75 P_{\text{пред}}$.

Первая серия опытов была контрольной без раздвижки балочных элементов $C_0 = 0$ (рис. 1, а). Очертание краевой зоны подошвы фундамента в этой серии опытов было прямолинейным. Во второй и третьей сериях опытов балочные элементы выдвигались на $C_1 = 0,25 l_3$ (рис. 1, б) и $C_2 = 0,5 l_3$ (рис. 1, в). Сравнение результатов этих экспериментов позволило выявить эффективную величину выдвигания балочных элементов $C_1 = 0,25 l_3$, при которой была достигнута минимальная осадка. Опыты четвертой и пятой серий проводились с полученной оптимальной величиной выдвигания элементов, эксперименты состояли из четырех опытов. Схемы установки приборов в опытах приведены в опубликованных работах. Во всех опытах нагрузка на модель фундамента прикладывалась ступенчато с шагом 30 кН вплоть до предельной нагрузки.

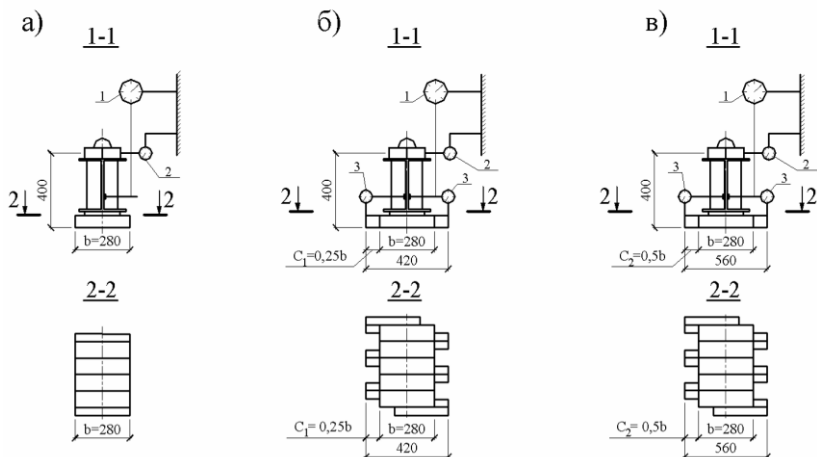


Рис. 1. Поперечная схема моделей фундаментов: а – поперечное сечение модели фундамента в первой серии ($C_0 = 0$); б – то же - во второй серии ($C_1 = 0,25 l_3$); в – то же - в третьей серии ($C_2 = 0,5 l_3$); 1 – прогибомер; 2 и 3 – индикаторы часового типа ИЧ-10

Экспериментальные исследования разрушения оснований под моделями жестких фундаментов показали, что во всех случаях предельного состояния, непосредственно под жестким фундаментом образует-

ся уплотненное клиновидное ядро грунта, являющееся естественным продолжением фундамента. В шестой серии опытов непосредственно под подошвой модели при достижении предельного состояния была также зафиксирована клиновидная область. Фотографии, сделанные при обработке экспериментальных опытов, позволили определить высоту клиновидного ядра - 230 мм. При этом ось клиновидного ядра совпадает с осью подошвы модели, но не с осью элемента, который является его основанием. Практически 90% площади ядра находится под сплошной частью подошвы фундамента, и лишь небольшая его часть находится под консольной частью, образовавшейся в результате выдвигения составных плитных элементов. Результаты опытов шестой и седьмой серии на моделях с ломаным очертанием краевой зоны приведены в табл. 1. Отличительной особенностью шестой серии экспериментов стал опыт 6.3, в котором были исследованы опорные блоки - подушки толщиной 60 мм. В этом опыте несущая способность основания была близкой к значениям в опытах 6.1 и 6.2, и графики зависимости осадки от нагрузки в опытах очень похожи. Однако перемещение наиболее удаленных от оси углов фундаментных плит во всем интервале нагружения в полтора - два раза больше, чем на соответствующих ступенях в опытах 6.1 и 6.2.

Таблица 1. Результаты проведенных экспериментов шестой и седьмой серий

№	Толщина плиты, мм	Значение осадки, мм, при следующих значениях нагрузки, кН				p _и , кН	s _и , мм	σ _и , кПа
		200	400	600	800			
6.1	100	4,76	7,09	9,12	-	765	12,9	950
6.2	100	3,81	7,01	10,18	-	723	13,2	896
6.3	60	4,05	7,51	11,1	-	746	14,4	925
7.1	100	4,58	6,57	8,35	10,76	885	13,1	1097
7.2	100	4,88	7,44	9,35	11,95	858	12,3	1063
7.3	100	4,05	5,99	7,96	-	780	11,5	967
7.4	60	3,96	9,27	-	-	420	12,0	520

Среднее значение предельной нагрузки для моделей седьмой серии составило 845 кН, что соответствует среднему давлению по подошве основания 1050 кПа. Предельная осадка моделей фундамента меньше, чем в соответствующих опытах шестой серии экспериментов на 10-

12%. Экспериментально доказана работоспособность сборного ленточного фундамента с поворотом опорных плит на угол 45° (с ломаным очертанием краевой зоны) в опытах на железобетонных моделях. Поворот блоков - подушек увеличивает периметр фундамента и вовлекает в работу больший объем грунта, несущая способность основания увеличивается на 12%, а осадка модели уменьшается на 20%. Исследовано напряженное состояние в характерном сечении массива песчаного основания под железобетонными моделями. В контактном слое эпюры напряжений σ_z имеют седлообразный вид, а с увеличением глубины z эпюры трансформируются в параболообразный вид.

Известно, что один из эффективных видов сплошных фундаментов – оболочки (фото 2). Однако степень адекватности существующих расчетных методов, прогноза взаимодействия оболочечных фундаментов с грунтовым основанием, остается малоизученной.



Фото 2. Осесимметричный фундамент – оболочка перед испытаниями

В качестве объекта исследования в работе [4] выбран осесимметричный фундамент – оболочка (фото 2). Рабочая арматура из холста углеродных волокон Sika Wrap – 530 C (VP) в виде ортогональной сетки, проходящей в теле оболочки. Выбор такого материала для армирования обусловлен работой оболочки на изгиб и растяжение, что может приводить к появлению трещин, недопустимых для стальной арматуры по причине ее коррозии. Рабочая арматура опорного кольца из стали. Для обеспечения шарнира в месте крепления оболочки и опорного

кольца был устроен зазор шириной 20 мм и уложена упругая прокладка.

Задачи исследований: изучение напряженно – деформированного состояния фундамента и грунтового основания в процессе нагружения; моделирование работы фундамента – оболочки в программном комплексе Plaxis, с использованием модели Кулона – Мора; сопоставление экспериментальных и расчетных данных.

По мере нагружения происходит перераспределение значений контактных давлений под подошвой фундамента – оболочки. Это объясняется появлением и развитием зон сдвигов в грунте основания под опорным кольцевым ребром. Общее перераспределение контактных давлений под подошвой фундамента свидетельствует о большом включении в работу оболочки с увеличением общего уровня нагружения (табл. 2).

Использование расчетной модели на основе изотропных КЭ, моделирующих фундамент – оболочку на основании, представленной упругопластической моделью Кулона – Мора, дает значительную погрешность в прогнозе поведения данного фундамента на грунтовом основании, сложенном суглинками полутвердой и тугопластической консистенции. Для адекватного описания работы фундамента – оболочки на грунтовом основании необходимо использовать другие существующие расчетные модели или разработать новые, учитывающие конструктивные особенности данных фундаментов и особенности поведения грунтового основания.

Таблица 2. Перераспределение контактных давлений под подошвой фундамента

Среднее давление под фундаментом – оболочкой, кПа	Распределение реактивного отпора, %	
	Опорное кольцо	Оболочка
41,32	74,7	25,3
61,99	71,5	28,5
84,11	69,0	31,0
106,22	66,7	33,3
128,34	64,3	35,7
150,46	61,1	38,9
172,57	57,2	42,8
194,69	53,0	47,0
216,80	48,9	51,1

Испытания практически всех типов применяемых фундаментов с плоской подошвой показали характерные для них закономерности,

которые необходимо учитывать в расчете и конструировании фундаментов [15]:

1. Выявлен переход от работы с однозначной эпюрой изгибающих моментов в условно «упругой» стадии к двузначной эпюре после образования и раскрытия трещин. Этот интересный результат позволяет говорить о ценности так называемых «упругих» расчетов балок и плит, дающих в результате расчета однозначную эпюру изгибающих моментов: эти расчеты позволяют определить распределение напряжений только в условно упругой, начальной стадии работы фундаментов; после этого напряженно-деформированное состояние фундамента принципиально изменяется.

Поэтому их применение должно быть ограничено, а схемы армирования балочных фундаментных плит в предположении однозначной эпюры моментов (рабочая арматура расположена только вблизи подошвы), построенные на «упругих» расчетах, должны быть удалены из учебников по железобетону как несоответствующие реальной работе таких плит.

2. Степень перераспределения контактных давлений зависит от жесткости плит. Эпюры контактных напряжений в начальных стадиях загрузки имеют «случайный» характер, и только при раскрытии трещин приобретают определенную форму. Перераспределение нормальных напряжений с их концентрацией на более жестких участках плит объясняется нарастающими прогибами конструкций. Однако в реальных сжимаемых грунтах степень этого перераспределения не может быть очень большой, она ограничена прочностью грунта. После достижения предельных значений прочности происходят пластические деформации грунта, выравнивающие и сглаживающие неравномерную эпюру. Реализация сил трения на контакте подошвы фундамента и грунта объясняется расширением площади контакта вследствие развития трещин в растянутой зоне.

3. Реализация растущих усилий распора вследствие ограничения расширения площади контакта, жесткости надфундаментных конструкций, действия сил трения на контакте. Так как эти силы являются продольными, то можно считать, что нормальные сечения всех типов фундаментов с плоской подошвой работают на внецентренное сжатие; изгибаемые элементы в фундаментах отсутствуют, так как всегда действуют продольные силы. Усилия распора меняют жесткость фундаментов, что приводит к изменению эпюры контактных давлений.

Испытания железобетонных образцов балочных плит проводились по двум схемам: оснастка для передачи нагрузки допускает свободные горизонтальные перемещения ребер плит; в конструкции оснастки

предусмотрены устройства, не допускающие, горизонтальных перемещений ребер (рис. 4). В испытаниях по первой схеме усилия распора были минимальны, они создавались только за счет развития сил трения на контакте с грунтом при горизонтальных перемещениях участков плиты. При испытаниях по второй схеме силы распора были максимальны. Установлены следующие особенности разрушения плит по наклонным сечениям:

а) разрушение с прохождением наклонной трещины в сжатую зону у опоры возможно в результате двух видов исчерпания прочности: разрушения по наклонному сечению (в этом случае напряжения в рабочей арматуре не достигают предела текучести); разрушения в результате дробления сжатой зоны бетона в наклонном сечении у опоры (в этом случае наступает текучесть арматуры);

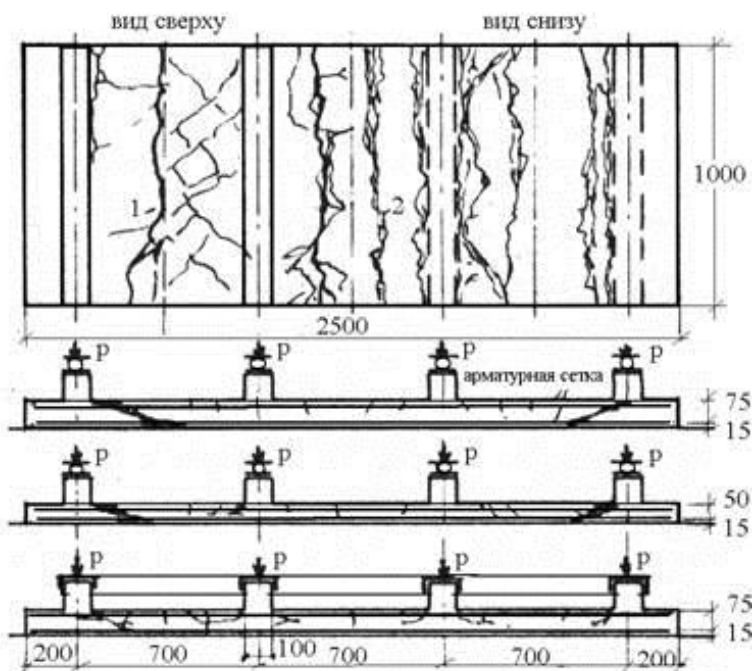


Рис.4. Результаты испытаний ребристых плитных фундаментов с различной реализацией сил распора

б) при подходе к грани опоры наклонная трещина обычно разделяется на несколько трещин, что свидетельствует о дроблении бетона по наклонному сечению;

в) действие распора оказывает существенное влияние на схему разрушения. Испытаны сериями плиты-близнецы, одна из которых нагружалась по первой схеме, а другая – по второй. В первой плите разрушились крайние пролеты, в которых действие распора было минимальным, а средний пролет не был доведен до разрушения. Разрушение второй плиты произошло вследствие дробления сжатой зоны, причем напряжения в растянутой арматуре не достигли предельных. Критическая наклонная трещина во второй плите проходила значительно дальше от края (верхней и нижней поверхностей) плиты, что свидетельствует о большей высоте сжатой зоны вследствие действия сил распора;

г) при разрушении по наклонному сечению критическая наклонная трещина является последней трещиной в растянутой зоне;

д) выявлено достаточное устойчивое отклонение трещины в растянутой зоне по грани опоры от нормального сечения;

е) до разрушения по наклонному сечению раскрываются трещины в растянутой зоне, но критическая наклонная трещина, по которой происходит разрушение, является последней трещиной в растянутой зоне;

ж) картины образования и раскрытия трещин подтверждают действие сжимающих напряжений в фундаментах в направлении концентрированных «полос».

Разрезка фундаментов после испытаний показала, что трещины в бетоне распространяются (с минимальными отклонениями) в направлении главных сжимающих напряжений, что необходимо учитывать при расчете и особенно при конструировании экономичных конструкций.

Определена величина горизонтальных перемещений при действии распора при передаче нагрузки через цилиндрические шарниры, что обеспечивало возможность горизонтальных перемещений. Они составили в стадии разрушения 2,81 мм. Таким образом, для реальных плит фундаментов при пролетах 6 м максимальные перемещения составят около 1 см на один пролет, а на здание – до 5-10 см (в одну сторону от оси симметрии). Столь существенное перемещение позволяет сделать вывод о большом влиянии сил распора в процессе деформирования фундамента и примыкающих к нему конструкций здания.

Опыты с образцами круглых и кольцевых плит показали, что для армированных плит работа внутренней части плиты с распором приводит к меньшему раскрытию трещин (рис. 5).

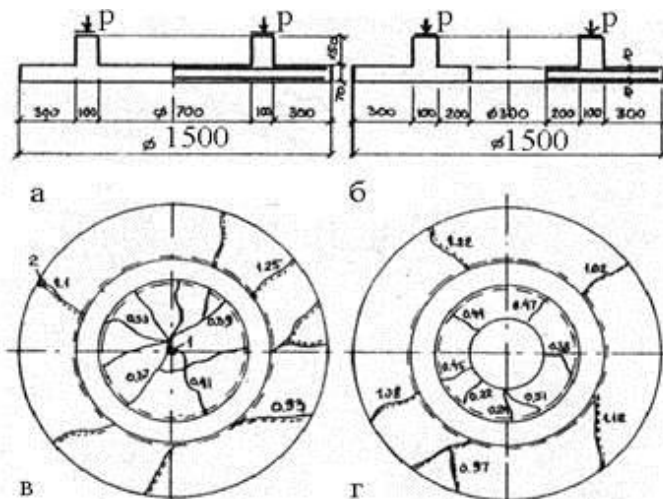


Рис. 5. Круглые (а) и кольцевые (б) плиты и трещинообразование на их поверхностях

После образования трещин действие распора вызывает замедление прироста кривизны в центре плиты при возрастании нагрузки и раскрытие трещин. Разрушение плит произошло вследствие текучести арматуры консольной части, при этом для внутренней части плиты не была достигнута разрушающая нагрузка. Опыты с образцами круглых и кольцевых плит диаметром 1,5 м подтвердили вывод, полученный в опытах с плитами диаметром 1 м, о меньшем раскрытии трещин для внутренней части плиты. Плиты были доведены до разрушения не только по наружной консольной части, но и по внутренней ее части. Установлено, что трещиностойкость и прочность наружной и внутренней частей плит различна. Так, для неармированных плит наружная консоль разрушилась при нагрузках 43 кН (круглая плита) и 41 кН (кольцевая плита), тогда как внутренняя часть – при нагрузках 242,8 и 172 кН. Для армированных плит разрушение наружной консольной части наступило при нагрузке 60,2 кН (круглая плита) и 58,5 кН (кольцевая плита). Для внутренней части плит разрушающая нагрузка составила, соответственно, 335,4 и 292,4 кН, то есть была в 5,57 и 4,99 раза больше. Разрушение произошло при контактных давлениях грунта, соответственно, 0,035 и 0,55 МПа. Для наружной консольной части давление уменьшилось вследствие действия дополнительного кольцевого растягивающего усилия, а для внутренней части – возросло ввиду перехода от состояния изгиба к внецентренному сжатию. Таким обра-

зом, действие сил распора приводит к повышению прочности и трещиностойкости внутренней части плит и снижению прочности для наружной консольной части.

Испытания фундаментных плит размером в плане 2х2 м (балочных, безбалочных, с обычным и напряженным армированием) в основном подтвердили выводы о существенном влиянии сил распора (рис. 6). Так, разрушение при продавливании наблюдалось только в крайних пролетах, где силы распора были минимальны. Предварительное напряжение рабочей арматуры позволило повысить жесткость и прочность плит по наклонным сечениям. Следует отметить, что в случае применения натяжения арматуры важно ее размещение. Лучшим решением может быть расположение напрягаемой арматуры только в растянутой зоне, то есть с переходом стержней из верхней зоны плиты в нижнюю.

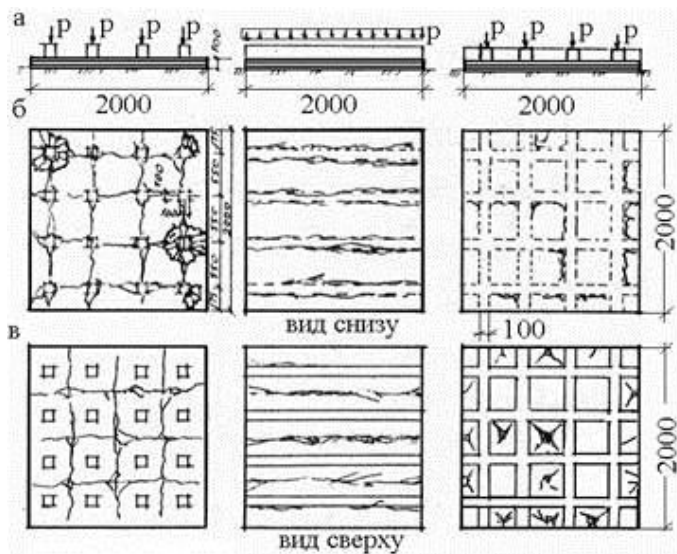


Рис. 6. Образцы предварительно напряженных гладких и ребристых плит (а) и результаты испытаний (б, в)

Выводы

1. В результате анализа экспериментально – теоретических результатов поведения гибких железобетонных фундаментов на деформируемом основании установлено необходимость совершенствования существующих и разработку новых моделей, описывающих процесс нелинейного деформирования гибких железобетонных фундаментов.

2. Уточнение расчетных моделей позволит эффективнее использовать материал в конструкции гибких железобетонных фундаментов.

Summary

The review of modern experimental-theoretical investigations of the behavior of flexible concrete foundation on deformable foundations.

Литература

1. Политов С.И. Работа железобетонных фундаментных плит на грунтовом основании/ Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – Новочеркасск, 1983. – 22 с.

2. Болдырев С.А. Экспериментально – теоретическая оценка совместной работы гибких фундаментов с комбинированным основанием / Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – Пенза, 2002. – 23 с.

3. Евтушенко С.И. Разработка методов расчета и принципов конструирования сборных плитных фундаментов и подпорных стен и их экспериментальное обоснование/ Автореф. дисс. ... докт. техн. наук. – Волгоград, 2011. – 46 с.

4. Пронозин Я.А., Мельников Р.В. Результаты экспериментально – теоретических исследований взаимодействия осесимметричного фундамента – оболочки с грунтовым основанием//Известия вузов. Строительство, 2010. - №5. С.114 – 119.

5. Соломин В.И., Шматков С.Б. Об учете нелинейных деформаций железобетона и грунта при расчете круглых фундаментных плит//Основания, фундаменты и механика грунтов, 1976. - №3. - С. 36 - 39.

6. Соломин В.И., Шишов И.И. О расчете круглых фундаментных плит с учетом особенностей деформирования железобетона// Строительная механика и расчет сооружений, 1972. - №1. – С.19 - 23.

7. Соломин В.И. К обоснованию расчета фундаментных конструкций с учетом физической нелинейности работы железобетона/ В

кн.: Исследования по строительной механике и механике грунтов. - Челябинск: Изд. ЧПИ, 1973. - С. 4 - 8.

8. Соломин В.И. О развитии методов расчета гибких фундаментов и их оснований// Вестник ЮУрГУ. Серия "Строительство и архитектура". – Выпуск 5, 2007. - № 22. – С. 6 - 10.

9. Соломин В.И, Шматков С.Б. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций. – М.: Стройиздат, 1986. – 208 с.

10. Казанцев Е.Ю. Метод расчета и анализ работы железобетонных фундаментных плит с учетом нелинейного характера деформирования железобетона/Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – Челябинск, 1990. – 23 с.

11. Жуков С.П. О расчете прочности железобетонных фундаментов и плит на сжимаемом основании при пластическом разрушении// Строительство и техногенная безопасность, 2007. – Вып. 22. – С. 32 – 34.

12. Терегулова Э.Р. Несущая способность плит, лежащих на деформируемом основании/ Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – Казань, 2010. – 24 с.

13. Устинова О.Е. Исследование и расчет несущей способности гибких железобетонных фундаментов методом предельного анализа/ Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – Новочеркасск, 2003. – 22 с.

14. Хрянина О.В. Экспериментально – теоретическая оценка совместной работы конструкции гибкого фундамента с армированным основанием/ Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – Пенза, 2005. – 24 с.

15. Тетиор А.Н. Основные закономерности работы железобетонных фундаментов// Всероссийская конференция по проблемам бетона и железобетона. – М., 2005.