

НЕЛИНЕЙНЫЕ ПОДХОДЫ В ПРОЕКТИРОВАНИИ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ: СОВРЕМЕННЫЕ РЕШЕНИЯ

Родин¹ С.В., Меннанов² Э.М., Калафатов³ Д.А., Богуцкий⁴ Ю.Г.

ФГАОУ ВО «Крымский федеральный университет им В.И. Вернадского»,
Институт «Академия строительства и архитектуры»,
295493, Республика Крым, г. Симферополь, ул. Киевская, 181.

E-mail: ¹sv_rodin@mail.ru, ²mennanov.elmar@mail.ru, ³jafar90@mail.ru, ⁴bogutskiyyg@mail.ru

Аннотация. Плитные фундаменты, благодаря своей способности равномерно распределять нагрузку на большую площадь, являются одним из наиболее распространенных и надежных типов фундаментов в современном строительстве. Однако, при проектировании этих массивных конструкций, особенно в условиях значительных нагрузок или геологических особенностей грунтов, критически важным становится учет нелинейной стадии работы. Это явление, при котором материал фундамента и/или грунта деформируется нелинейно, требует глубокого понимания и точных методов расчета для обеспечения безопасности, и долговечности сооружения.

Предмет исследования: напряженно-деформированное состояние плитных фундаментов с учетом нелинейной стадии работы.

Материалы и методы: проведены экспериментальные исследования по получению продавливания фундаментных плит, испытано 25 крупномасштабных образцов фундаментных плит размером 2x2 м высотой сечения от 0,08 м до 0,4 м. Опыты проводили в железобетонном лотке размером 4x4x3(н) м, высота слоя песка составляла 2,2-2,4 м. Силовое оборудование позволяло нагружать фундаментные плиты усилием до 4000 кН.

Результаты: получены результаты расчета несущей способности фундаментных плит по [13], по рассматриваемой методике и опытные данные. Теоретические результаты расчета несущей способности по рассматриваемому методу лучше согласуются с экспериментальными данными, чем результаты расчетов с использованием СП [13]. Причем с увеличением жесткости фундаментных плит эта тенденция сохраняется, а также и возрастает степень приближения к опытным данным.

Выводы: результаты исследований показали, что имеются значительные запасы прочности в величинах теоретических разрушающих нагрузок при разрушении фундаментов по наклонным сечениям, завершающееся продавливанием, и их фактическими значениями. Предложена методика расчета, которая позволяет учитывать особенности силового взаимодействия фундамента с грунтовым основанием в нелинейной постановке и повысить точность расчета и проектирования фундаментов.

Ключевые слова: плитные фундаменты, нелинейность, упруго-пластическое разрушение, хрупкое разрушение, крупномасштабные образцы, продавливание.

ВВЕДЕНИЕ

При силовом взаимодействии грунтового основания и фундамента могут быть реализованы различные схемы разрушения: упруго-пластическое при монотонном развитии упруго-пластических деформаций и разрушение по наклонным сечениям носящее, как правило, хрупкий характер.

На сегодняшний день наиболее полно изучена работа конструкций при упруго-пластическом разрушении. Изучению особенностей хрупкого разрушения плитных фундаментов мелкого заложения посвящено относительно мало работ.

Проявление форм хрупкого разрушения в железобетонных фундаментах известно более 112 лет [19]. Их конкретное изучение наряду с исследованиями упруго-пластического вида разрушения в реальных условиях работы фундамента началось не так давно, что вызвано, по-видимому, повышенной трудоемкостью проведения экспериментальных исследований фундаментов на грунтовом основании.

В процессе исследования железобетонных плит и фундаментов при действии нагрузок,

распределенных по квадратной, прямоугольной и круглой площадкам при различных начальных параметрах конструкции и условий опирания, было выдвинуто достаточно предложений по расчету, которые отличаются не только отдельными положениями и количественными соотношениями, но и различным подходом.

АНАЛИЗ ПУБЛИКАЦИЙ

В различных странах, при проектировании фундаментов, используются различающиеся по теоретическому подходу методы расчета, зафиксированные нормативными документами, которые приводят к существенно различающимся показателям, значительно отклоняющимся от экспериментальных данных. Удовлетворительного решения расчета прочности железобетонных фундаментов при действии концентрированной по площади нагрузки еще не найдено. Такое положение объясняется сложным характером напряженно-деформированного состояния, возникающего в системе «грунтового основания-фундамент» при повышении внешней нагрузки до разрушающей, а также отсутствием достаточно

представительной выборки экспериментов с фундаментами на грунтовом основании, отвечающей необходимым требованиям статистической обработки.

Теоретические исследования по уточнению расчета прочности преследовали цель увеличить значение коэффициента в формуле по определению продавливающей силы до 2,5 – 3,0. В некоторых работах предлагается повысить значение продавливающей силы за счет увеличения расчетной формы пирамиды продавливания, постановкой специальной поперечной или наклонной арматуры, концентрацией продольной арматуры в зоне нижнего основания пирамиды продавливания, преднапряжением арматуры и другими конструктивными приемами [5, 6, 15, 18].

Разрушение плитной части фундаментов по наклонным сечениям, завершающееся образованием пирамиды продавливания, характерно только при действии нагрузки по ограниченной площади, но в этом случае, как известно из теоретических решений, растет изгибающий момент по грани нагрузочной опоры, что вызывает увеличение нормальных и главных напряжений особенно в углах опоры, но не учитывается в расчетах [7, 11, 12, 17]. Так как для фундаментов были проведены весьма ограниченные исследования прочности по наклонным сечениям, завершающееся продавливанием, естественно предположить, что простой перенос форм хрупкого разрушения и методов расчета надфундаментных конструкций (безбалочных плит междуэтажных перекрытий, монолитных перекрытий с балочными плитами и плитами, работающими в двух направлениях) на фундаменты нуждается в критическом анализе с учетом экспериментальных данных [2, 14].

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

С целью экспериментального обоснования положений рассматриваемого метода нами были проведены многочисленные опыты по получению продавливания фундаментных плит, испытано 49 крупномасштабных образцов фундаментных плит размерами 1,0x1,0x0,1 м и 29 плит 2,0x2,0 м высотой сечения от 0,08 м до 0,4 м. В рассмотрение были включены четыре фактора, существенно влияющие на хрупкую прочность плит: вылет консоли (расстояние от грани плиты до грани монолитной вышележащей ступени), высота плиты, коэффициент армирования подошвы плиты и класс бетона по прочности на сжатие. Каждый из факторов имел пять параметров [12, 17], охватывающих все встречающиеся в практике случаи и гарантирующих потерю прочности плит по одному из видов хрупкого разрушения (табл.1).

Опыты проводили в железобетонном лотке размером 4,0x4,0x3,0(h) м (рис.1), заполненном песком $M_k=1,4$, высота слоя составляла 2,2-2,4 м, перед очередным испытанием песок раскапывали и

послойно уплотняли до достижения объемной массы 1,65-1,7 т/м³.

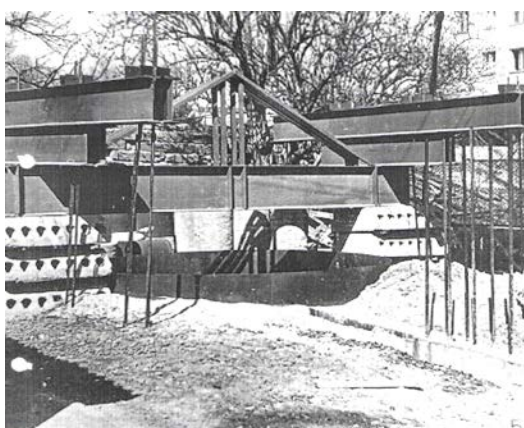
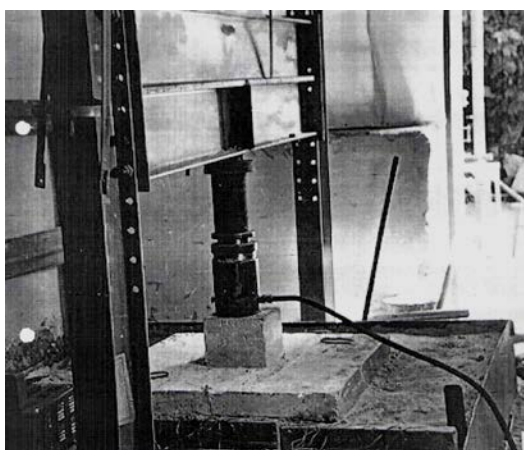


Рис. 1. Оборудование для проведения экспериментальных исследований
Fig. 1. Equipment for conducting experimental research

Нагрузку передавали центрально с установленной выдержкой на каждой ступени одним или двумя гидродомкратами 1000 кН и 2000 кН. В процессе возрастания уровня внешнего усилия, вплоть до разрушения фундамента, изучали деформации бетона, стержней арматурной сетки, трещинообразование, деформации поверхности плитной части, общую осадку конструкции и контактные напряжения в грунтовом основании.

Деформации бетона сжатой зоны и стержней арматурной сетки измеряли тензорезисторами с базой 20 и 50 мм с регистрацией показаний на цифровом измерителе деформаций ИДЦ-1. Прогибы поля плиты – индикаторами часового типа с диапазоном измерений от 0-10 мм. Осадку плит – прогибомерами марки 6ПАО с диапазоном измерений от 0-100 мм; контактные напряжения электротензометрическими месдозами. Фиксацию начала трещинообразования проводили методом акустической эмиссии, используя серийные пьезопреобразователи 150 кГц или высокочувствительные микрофоны [17]. Контроль ширины раскрытия трещин по граням плиты проводили с использованием микроскопа МПБ-3 с диапазоном измерений от 0-0,7 мм, контроль

развития трещин и ширину их раскрытия проводили специально разработанными датчиками [1]. После испытаний часть образцов фундаментных плит, для изучения траектории внутреннего трещинообразования, в сечении по грани

нагрузочной ступени, распиливали на камнерезном станке дисковыми пилами с алмазными резами (рис.1).

Таблица 1. Характеристика и результаты испытаний столбчатых фундаментов размером в плане 2,0х2,0 м
Table 1. Characteristics and test results of column foundations with a plan size of 2.0x2.0 m

№ ФП по комби- квад- рату	Параметры образцов					Нагрузки, кН, соответствующие							
	Высота плиты, см	Опорная ступень, см×см	$\frac{l-l_{оп}}{2h}$	Кубиковая прочность бетона, МПа	Рабочая арматура		образо- ванию трещин		про- давли- ванию $R_{пр}$	раздроб- лению бетона сжатой зоны	среза бетона сжатой зоны	разру- шаю- щей $R_{пр}$	$\frac{P_{пред}}{P_{пр}}$
					пло- щадь, см ²	класс							
1	24	30×30	3,5	10,6	не армирован	139	188*	457		1059	850	1,9	
2	40	60×60	1,8	19,5	не армирован	862	310*	3545		4431	1650	0,5	
3	32	70×70	2,0	33,0	не армирован	900	240	3767		4616	1140	0,3	
4	8	50×50	9,4	42,0	не армирован	49	82	383		826	190	0,5	
5	16	40×40	5,0	49,3	не армирован	186	75	818		1825	685	0,84	
6	32	40×40	2,5	12,3	А-III	347	450	942	1038	1675	1340	1,4	
7	8	70×70	8,1	19,2	4,0	А-I	44	65	284	59	461	290	1,0
8	40	30×30	2,1	29,8	24,1	А-III	854	1120	2169	1863	3975	3140	1,4
9	16	60×60	4,4	42,4	5,0	А-III	236	357*	1014	238	1697	1384	1,4
10	24	50×50	3,1	49,3	11,3	А-III	507	630	1650	704	2852	2800	1,7
11	40	50×50	1,9	26,5	38,2	А-III	1066	810*	2929	3802	4185	3550	1,2
12	16	30×30	5,3	20,7	15,6	А-III	118	273	325	440	920	882	2,7
13	8	40×40	10,0	31,7	7,8	А-I	43	40*	220	79	586	445	2,0
14	24	70×70	2,7	31,7	26,0	А-II	591	930	1901	1567	2575	3250	1,7
15	32	60×60	2,2	51,2	30,8	А-III	1136	1360	3478	2918	4825	4050	1,2
16	16	70×70	4,1	21,8	21,6	А-III	224	380	775	1013	1152	1340	1,7
17	32	50×50	2,3	20,0	54,3	А-II	675	950	1583	3065	2473	3750	1,5
18	24	60×60	2,9	32,1	41,8	А-II	564	833*	1579	2109	2400	2690	1,6
19	40	40×40	2,0	40,0	56,0	А-III	1341	1650	3300	4943	5322	4980	1,9
20	8	30×30	10,6	51,2	10,2	А-III	119	180*	211	143	720	344	1,4
21	8	60×60	8,8	11,8	12,4	А-III	35	75	160	191	301	305	1,9
22	24	40×40	3,3	20,7	43,3	А-III	328	287	775	1988	1471	1050	1,4
23	16	50×50	4,7	25,8	33,1	А-III	198	155	542	1071	1064	1076	2,0
24	32	30×30		38,7	58,5	А-III	752	850*	1561	3503	3268	2450	1,6
25	40	70×70	2,7	53,0	72,2	А-III	2351	2230*	7111	9539	8284		

Проблема исследований и расчета прочности при продавлении фундаментов актуальна еще и потому, что в фундаментостроении, как и вообще в строительстве имеется тенденция к повышению классов бетона и снижению площади поперечного сечения конструкций. Конструкции фундаментов приближаются к обычным надземным конструкциям по процентам армирования и толщинам сечений. В то же время, не удается значительно снизить высоту сплошных плитных конструкций фундаментов и ступеней фундаментов под колонны, так как она определяется в первую очередь расчетом на продавление.

В расчетах прочности фундаментов, работающих в системе «грунтовое основание – фундамент», интенсивно развиваются направления, связанные с представлениями о грунте и железобетоне – как о вязких материалах, у которых физико-механические свойства и условия совместной работы зависят от времени, длительности действия нагрузки, трещинообразования, нелинейных изменений в грунте и железобетоне, жесткости надфундаментной конструкции [1, 4, 7, 8, 11, 18]. Разработаны, реализуемые на основе метода конечных элементов, программы расчета,

позволяющие учитывать нелинейный характер работы системы [1, 4, 8, 14, 15]. рассматривается возможность применения в расчетах каркасно-стержневой аналогии в железобетоне [2, 3, 10, 12].

До последнего времени для расчета условно коротких железобетонных элементов, а с нашей точки зрения фундаменты мелкого заложения следует отнести к этому классу конструкций, использовались в основном два подхода: либо по методам теории упругости, либо по общим для железобетонных элементов методом расчета сечений, нормальных и наклонных, а также на продавление. Подобные приемы не отражают реального характера работы фундаментов в стадии, близкой к разрушению, и дают результаты, существенно отклоняющиеся от опытных, как правило, в сторону запаса, что приводит к излишнему расходу материалов. Анализ результатов экспериментально-теоретических исследований и вопросов конструирования фундаментов [5-7, 11, 15-18] позволяет сформулировать несколько выводов:

- с увеличением относительного вылета консоли фундамента возрастает вероятность хрупкого разрушения от продавления, при этом на опорных

плоскостях фундаментов трещинообразование приобретает локальный характер;

- пирамиды продавливания (точнее тела продавливания), получаемые после раздробления бетона сжатой зоны, его среза, а также и смятия под опорной ступенью имеют более сложную форму, чем геометрически-правильная усеченная пирамида, угол наклона граней тела продавливания составлял $10-83^{\circ}$;

- разрушению фундаментов от продавливания всегда сопутствовало образование и раскрытие трещин на подошве фундамента;

- предельные нагрузки при продавливании, определенные с использованием равномерно-распределенной эпюры нормальных контактных напряжений, были меньше опытных в среднем на 54%, степень превышения зависит от начальных параметров системы «грунтовое основание – фундамент»;

- размеры конструкции фундамента качественно влияют на механизм разрушения, схемы трещинообразования, напряжения в арматуре и бетоне; деформации натуральных фундаментов имеют более сложное, часто несимметричное распределение в отличие от деформаций моделей фундаментов;

- характерной особенностью напряженно-деформированного состояния фундамента является неравномерное распределение изгибающих моментов и поперечных сил в ортогональных сечениях фундамента по контуру опорной ступени, концентрация местных нормальных и касательных напряжений в углах опорной ступени, как следствие перераспределения нормальных контактных напряжений в грунте; наблюдаемую концентрацию изгибающих моментов, поперечных сил у опорной части, работу продольной арматуры на срез рекомендуется учитывать при расчете прочности фундаментов.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ИХ АНАЛИЗ

Эксперименты на образцах фундаментов, а также фотоупругих моделях, равно как и теоретический анализ напряженно-деформированного состояния, проведенный различными способами с применением метода конечных элементов, теории одноосных напряженных состояний, теории равновесных полей напряжений показали, что в фундаментах можно выделить локальные полосы, зоны и поля, концентрированных напряжений, по которым происходит разрушение. Образование и раскрытие трещин на подошве фундамента еще более концентрирует потоки в четко очерченные полосы.

Наиболее оптимальным решением задачи представляется создание расчетной модели фундамента в виде каркасно-стержневого аналога, состоящего из наклонных сжатых бетонных полос и растянутых стержней арматурной сетки, замыкающихся в местах приложения внешней нагрузки и опорных реакций. В фундаментах задача

усложняется тем, что отпор грунта, являющийся по существу внешней нагрузкой на фундамент, с различной степенью концентрации распределен по подошве фундамента. Определение мест приложения опорных реакций вызывает затруднение. В предлагаемой расчетной схеме стержневая модель представлена системой замкнутых силовых треугольников, количество которых назначается в соответствии с необходимой точностью расчета [10, 16, 17]. Вместе с тем, рассматриваемым методам присущи некоторые условности и допущения. Если однозначно решается задача о распределении потоков сжимающих напряжений, то вопросы о количестве равнодействующих реактивного отпора грунта, усилий в сжатой зоне бетона ее границе, положении нормальных трещин и другие носят пока дискуссионный характер.

Рассмотрим схему усилий напряженно-деформированного состояния в ортогональном сечении фундаментной плиты. Предположим, что эпюра распределения главных сжимающих напряжений в пределах высоты сжатой зоны и эпюра нормальных контактных напряжений на длине вылета консоли фундаментной плиты состоят из отдельных участков (количество которых намечается в соответствии с предъявляемыми требованиями к точности расчета). При этом на каждом участке действие распределенных напряжений заменяется эквивалентными сосредоточенными силами (рис. 2).

В общем виде условие прочности по пространственному сечению (ограничивается контуром опоры) рассматривается как сумма усилий, определенных при равновесии отдельных статически замкнутых участков в системе «грунтовое основание – фундамент»:

$$Q \leq \frac{R_b \cdot x \cdot l_{sup} \cdot (I_{\sigma 1} \cdot \operatorname{tg} \theta_1 + I_{\sigma 2} \cdot \operatorname{tg} \theta_2 + \dots + I_{\sigma n} \cdot \operatorname{tg} \theta_n)}{n} \quad (1)$$

где l_{sup} - периметр опоры; θ - угол наклона сосредоточенной (эквивалентной) силы на соответствующем участке; n - число участков; x - высота сжатой зоны, которую рекомендуется определять из системы уравнений (см. рис. 2).

$$\begin{cases} \operatorname{tg} \alpha = \frac{x}{0,5 \cdot h_c} \\ \operatorname{tg} \alpha = \frac{h_0}{0,5 \cdot h_c + c} \end{cases} \quad (2)$$

Решая (2) относительно x , имеем:

$$x = \frac{h_0}{1 + \frac{c}{0,5 \cdot h_c}} \quad (3)$$

где c - расстояние от грани опоры до места приложения условной эквивалентной силы отпора грунта на длине вылета консоли h_c , определяемое как при равномерном распределении контактных напряжений или с учетом их перераспределения по [9].

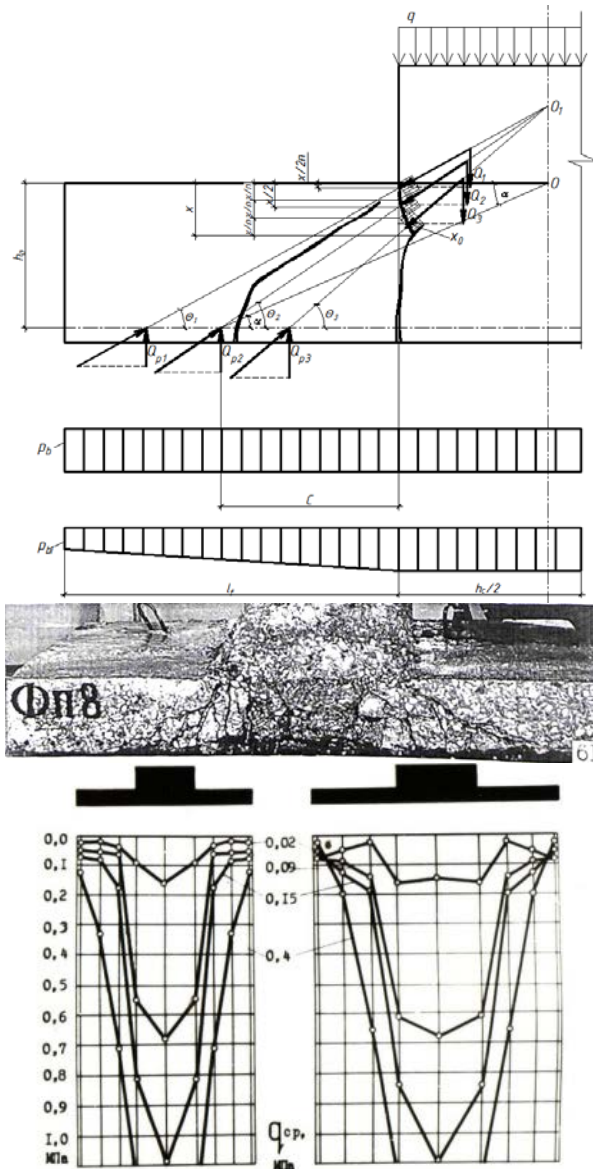


Рис. 2. Схема усилий в сечении фундаментной плиты, схема образования трещин и трансформация эпюр контактных напряжений

Fig. 2. Diagram of forces in the cross-section of the foundation slab, diagram of crack formation, and transformation of contact stress diagrams

Как установлено, для бетонного элемента, нагруженного через полосовой штамп на всю ширину, в области, непосредственно соприкасающейся со штампом, отмечается плоское напряженное состояние сжатие-сжатие, а на некотором расстоянии от нагруженной грани возникает плоское напряженное состояние сжатие-растяжение [16, 17]. В изгибаемых плитных фундаментах деформации в краевых участках сжатой зоны вблизи штампа еще стеснены сжимающими напряжениями от изгиба плиты. Бетон на участке по периметру штампа деформируется в стесненных условиях, что объясняет его повышенную прочность на сжатие. Такой характер работы подтверждается расчетом напряжений в сечении по грани штампа (опоры) по формуле:

$$\tau_{zy} = 2,5 \cdot R_{bt} \cdot \left(1 + 5 \cdot \frac{\sigma_z}{R_b} \right) \quad (4)$$

где

$$\sigma_z = \frac{N}{A_c} \quad (5)$$

A_c - площадь опоры.

Рассмотренный характер распределения напряжений позволяет при определении интенсивности главных сжимающих напряжений на участках сжатой зоны учитывать их отклонение от нормируемых значений введением коэффициента:

$$I_\sigma = 2 \cdot \frac{\tau_{zy}}{R_b} \leq 3 \quad (6)$$

Максимальное значение I_σ соответствует участку бетона, примыкающему к опоре. С приближением к нижней границе сжатой зоны значение I_σ уменьшается пропорционально высоте сжатой зоны бетона соответствующего участка. Минимальное значение I_σ принимается на участке, непосредственно примыкающем к нижней границе сжатой зоны.

Значения функций $tg\theta$ для соответствующих положений сосредоточенных сил определяют из принятой расчетной схемы, в общем случае:

$$tg\theta = \frac{h_0 - x}{c} \quad (7)$$

Поперечная сила принимается согласно расчету, по первой группе предельных состояний на уровне верха фундамента за вычетом давления грунта по площади основания опоры:

$$Q = N - A_c \cdot p_s \quad (8)$$

$$где \quad p_s = \frac{N}{A_f} \quad (9)$$

A_f - площадь подошвы фундамента.

Следует коснуться еще одного вопроса, играющего важную роль в оценке схемы деформирования фундаментных плит. Речь идет о различии жесткости блоков фундаментной плиты при образовании нормальных трещин и возможном отклонении сжатой зоны от нормального сечения в сторону блока, обладающего большей жесткостью. Это подтверждается экспериментально при разрезке образцов фундаментных плит, на которых видно отклонение кончика нормальных трещин в сторону более жесткого блока (рис. 2.).

Нами рассматривается возможность определения расчетного участка сжатой зоны в фундаментных плитах как части длины окружности с центральным углом α (рис. 1):

$$x_0 = \frac{\pi \cdot h_c \cdot \alpha}{360} \quad (10)$$

где α - центральный угол в градусном измерении, определяемый по одному из уравнений системы (2). Дальнейший ход расчета аналогичен рассмотренному и состоит в проверке условия (1) при замене θ на α .

Для проверки теоретических предложений и сравнения с рекомендациями норм анализируются экспериментальные результаты, описанные в работе [17]. На рис. 2 показаны результаты расчета

несущей способности фундаментных плит по [13], по рассматриваемой методике и опытные данные. Теоретические результаты расчета несущей способности по рассматриваемому методу лучше согласуются с экспериментальными данными, чем результаты расчетов с использованием СП [13]. Причем с увеличением жесткости фундаментных плит эта тенденция сохраняется, а также и возрастает степень приближения к опытным данным.

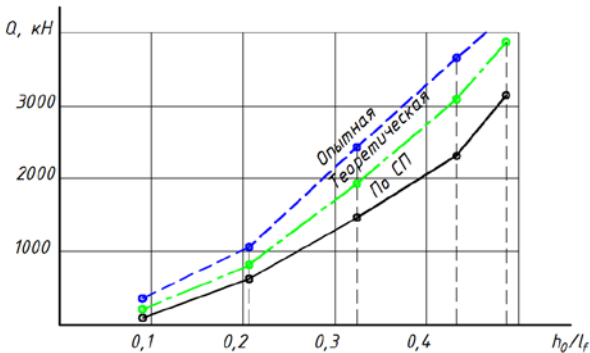


Рис. 3. Сравнение опытных и расчетных величин несущей способности фундаментов при хрупком разрушении

Fig. 3. Comparison of experimental and calculated values of foundation bearing capacity during brittle failure

На этом основании можно сделать вывод о возможности оценки прочности плитных фундаментов на основе применения каркасно-стержневой модели.

ВЫВОДЫ

1. Применяемые в настоящее время методы расчета железобетонных фундаментов не в полной мере учитывают реальные особенности взаимодействия фундамента с грунтовым основанием в нелинейной постановке: перераспределение нормальных контактных напряжений в грунте, концентрацию изгибающих моментов, напряжений и усилий в сжатой зоне бетона, распорные усилия, силы зацепления в наклонной трещине, работу продольной арматуры на срез, реологические факторы.

2. Теории расчета прочности плитных фундаментов при продавливании основываются на различных предпосылках. В расчетные формулы вводятся эмпирические коэффициенты, различные прочностные характеристики бетона (R_b или R_{bt}), формы пирамиды продавливания. Часто проводится аналогия расчетов прочности нефундаментных конструкций с фундаментами. Конструктивные мероприятия по усилению прочности фундаментов по наклонным сечениям и против разрушения от продавливания сводятся в основном к предложению по постановке специального поперечного армирования, преднапряжению арматуры, увеличению сечения бетона.

3. Имеются значительные запасы прочности в величинах теоретических разрушающих нагрузок

при разрушении фундаментов по наклонным сечениям, завершающееся продавливанием, и их фактическими значениями. Предложена методика расчета, которая позволяет учитывать особенности силового взаимодействия фундамента с грунтовым основанием в нелинейной постановке и повысить точность расчета и проектирования фундаментов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Анищенко Е.Ю., Евтушенко С.И., Скибин Г.М. Программа расчета параметров столбчатого фундамента на продавливание и трещинообразование // Сб. III Междунар. науч.-практ. конф.: Компьютерные технологии в науке, производстве, социальных и экономических процессах. - Новочеркасск: Темп, 2002. - ч. 3. - С. 27-30.

2. Дыба В.П., Матвиенко М.П. К расчету взаимодействия железобетонного фундамента с грунтовым основанием при предельной нагрузке // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8, № 2. – С. 87–95. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.2.08.

3. Залесов А.С., Тетиор А.Н., Родин С.В., Лехно А.М. Прочность плитных фундаментов по наклонным сечениям // Бетон и железобетон.-1987. - №10. – с. 45-46.

4. Карпенко Н.И., Кукунаев В.С. Трещиностойкость и жесткость железобетонных плит с трещинами при совместном действии моментов и мембранных сил // В кн. Предельное состояние элементов железобетонных конструкций НИИЖБ.- М.: Стройиздат, 1976. - С. 72-158.

5. Качановский С.Г. Прочность плит с поперечной арматурой на продавливание // В сб.: Новые исследования железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. – М.: НИИЖБ, 1982. – С. 96-105.

6. Крылов С.М., Зайцев Л.Н., Ульбиева И.С. Сопrotивление плоских железобетонных элементов местному сжатию //Бетон и железобетон. 1985. № 6. С. 8-9.

7. Мурзенко Ю.Н., Евтушенко С.И., Анищенко Е.Ю. Результаты экспериментальных исследований совместной работы моделей железобетонных фундаментов под колонны зданий и песчаного основания // Сб. IV Междунар. науч.-практ. конф.: Моделирование. Теория, методы и средства. - Новочеркасск: ЮРГТУ, 2004. - ч. 4. - С. 43-49.

8. Мурзенко Ю.Н., Цесарский А.А. Евтушенко С.И. Расчет сборного плитного фундамента кинематическим методом предельного равновесия // Сб.: Исследование и расчеты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы. - Новочеркасск: Новочеркасский ПИ, 1986. - С. 80-89.

9. Родин С.В. Расчет фундаментов с учетом перераспределения усилий // Сб. Исследование и разработка методов расчета оснований и прочности фундаментов с применением нелинейных теорий

деформирования.- Новочеркасск: ЮРГТУ, 1984. - С. 62-67.

10. Родин С.В., Литовченко П.А. Каркаснo-стержневая аналогия в расчетах прочности плитных фундаментов // Сб. Прочность и трещиностойкость коротких железобетонных элементов.- Казань, 1989. - С. 30-71.

11. Родин С.В. Продавливание железобетонных фундаментных плит [Электронный ресурс]/ С.В. Родин, Э.М. Меннанов, Ю.Г. Богуцкий, Д.А. Калафатов // *Строительство и техногенная безопасность*. — 2025. — № 38(90). — с.19-27. — DOI: 10.29039/2413-1873-2025-38-19-27.

12. Силовое взаимодействие фундаментов мелкого заложения с грунтовым основанием: монография / С.В. Родин, Э.М. Меннанов, Ю.Г. Богуцкий; Крымский федеральный университет имени В.И. Вернадского. – Симферополь: Ариал, 2024. – 258 с.

13. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции». Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003». [Текст]. – М.: Минстрой России, 2018. – 143 с.

14. Соломин В.И., Шматков С.Б. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций. - М.: Стройиздат, 1986. - 207 с.

15. Сорочан Е.А., Вронский А.В., Рогатин Ю.А. Исследование работы квадратных железобетонных фундаментов стаканного типа под колонны промышленных зданий во взаимодействии с песчаным основанием. Рекомендации по проектированию фундаментов. - М.: НИИОСП, 1976. - 66 с.

16. Тетиор А.Н., Родин С.В. О механизме хрупкого разрушения столбчатых фундаментов. – Бетон и железобетон, 1982. № 9. – С. 43-44.

17. Экспериментальные исследования работы столбчатых фундаментов на моделях: монография / С.В. Родин, С.И. Евтушенко, Д.А. Калафатов; Крымский федеральный университет имени В.И. Вернадского. – Новочеркасск: Лик, 2024. – 183 с.

18. Экспериментальные и теоретические исследования работы плитных фундаментов: монография / С.И. Политов, С.И. Евтушенко, Д.А. Калафатов; Крымский федеральный университет им. В.И. Вернадского. - Новочеркасск: Лик, 2024.- 198 с.

19. Talbot A.N. Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings // Univ. Illinois Eng. Exp. Stat. Buld., 1913 - № 67. - p. 88-103.

REFERENCES

1. Anishchenko E.Yu., Yevtushenko S.I., Skibin G.M. The program for calculating the parameters of a pile foundation for punching and cracking // Proc. of the III Int. Sci.-Pract. Conf.: Computer Technologies in Science, Production, Social and Economic Processes. - Novocherkassk: Temp, 2002. - Part 3. - Pp. 27-30.

2. Dyba V.P., Matvienko M.P. Calculation of the Interaction of a Reinforced Concrete Foundation with a Soil Base under Ultimate Load // Bulletin of the Perm National Research Polytechnic University. Construction and Architecture. – 2017. – Vol. 8, No. 2. – Pp. 87–95. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.2.08.

3. Zalesov A.S., Tetior A.N., Rodin S.V., Lekhno A.M. Strength of slab foundations along inclined sections // Concrete and reinforced concrete. - 1987. - No. 10. - pp. 45-46.

4. Karpenko N.I., Kukunaev V.S. Fracture resistance and rigidity of reinforced concrete slabs with cracks under the combined action of moments and membrane forces // In the book. Ultimate state of elements of reinforced concrete structures of the Research Institute of Reinforced Concrete Structures. - M.: Stroyizdat, 1976. - Pp. 72-158.

5. Kachanovsky S.G. The strength of slabs with transverse reinforcement against punching // In the collection: New research on reinforced concrete structures under various limit states. – M.: NIIZhB, 1982. – Pp. 96-105.

6. Krylov S.M., Zaitsev L.N., Ulbiyeva I.S. Resistance of Flat Reinforced Concrete Elements to Local Compression //Concrete and Reinforced Concrete. 1985. No. 6. Pp. 8-9.

7. Murzenko Yu.N., Yevtushenko S.I., Anishchenko E.Yu. Results of experimental studies of the joint operation of models of reinforced concrete foundations for building columns and a sandy base // Sat. IV Int. Sci.-Pract. Conf.: Modeling. Theory, Methods and Means. - Novocherkassk: YURGTU, 2004. - Part 4. - P. 43-49.

8. Murzenko Yu.N., Tsesarsky A.A., Evtushenko S.I. Calculation of a prefabricated slab foundation by the kinematic method of ultimate equilibrium // Coll.: Research and calculations of bases and foundations in the nonlinear stage of operation. - Novocherkassk: Novocherkassky PI, 1986. - P. 80-89.

9. Rodin S.V. Calculation of Foundations Taking into Account the Redistribution of Forces // Collection. Research and Development of Methods for Calculating Foundations and Foundation Strength Using Nonlinear Deformation Theories.- Novocherkassk: YURGTU, 1984. - P. 62-67.

10. Rodin S.V., Litovchenko P.A. Frame-rod analogy in the strength calculations of slab foundations // Coll. Strength and Fracture Resistance of Short Reinforced Concrete Elements.- Kazan, 1989. - P. 30-71.

11. Rodin S.V. Pushing of reinforced concrete foundation slabs [Electronic resource]/ S.V. Rodin, E.M. Mennanov, Yu.G. Bogutsky, D.A. Kalafatov // *Construction and Technogenic Safety*. — 2025. — No. 38(90). — p. 19-27. — DOI: 10.29039/2413-1873-2025-38-19-27.

12. Force Interaction of Shallow Foundations with Soil Base: Monograph / S.V. Rodin, E.M. Mennanov, Yu.G. Bogutsky; V.I. Vernadsky Crimean Federal University. – Simferopol: Aerial, 2024. – 258 p.

13. SP 63.13330.2018 "Concrete and reinforced concrete structures". Basic provisions. Updated version

of SNiP 52-01-2003". [Text]. – Moscow: Ministry of Construction of the Russian Federation, 2018. – 143 p.

14. Solomin, V.I., and Shmatkov, S.B. Methods of Calculation and Optimal Design of Reinforced Concrete Foundation Structures. Moscow: Stroyizdat, 1986. 207 p.

15. Sorochan E.A., Vronsky A.V., Rogatin Yu.A. Research of the operation of square reinforced concrete foundations of the cup-type under the columns of industrial buildings in interaction with the sandy base. Recommendations for the design of foundations. - M.: NIIOSP, 1976. - 66 p.

16. Tetior A.N., Rodin S.V. On the mechanism of brittle failure of pile foundations. – Concrete and reinforced concrete, 1982. No. 9. – Pp. 43-44.

17. Experimental studies of the performance of pile foundations on models: monograph / S.V. Rodin, S.I. Yevtushenko, D.A. Kalafatov; V.I. Vernadsky Crimean Federal University. – Novocherkassk: Lik, 2024. – 183 p.

18. Experimental and theoretical studies of the operation of slab foundations: monograph / S.I. Politov, S.I. Yevtushenko, D.A. Kalafatov; V.I. Vernadsky Crimean Federal University. - Novocherkassk: Lik, 2024.-198 p.

19. Talbot A.N. Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings // Univ. Illinois Eng. Exp. Stat. Buld., 1913 - № 67. - p. 88-103.

NON-LINEAR APPROACHES IN THE DESIGN OF PLATE FOUNDATIONS: MODERN SOLUTIONS

Rodin¹ S.V., Mennanov² E.M., Kalafatov³ D.A., Bogutsky⁴ Y.G.

Vernadsky Crimean Federal University,
Institute "Academy of Construction and Architecture"
181, Kievskaya str., Simferopol, Republic of Crimea, 295493
E-mail: ¹sv_rodin@mail.ru, ²mennanov.elmar@mail.ru, ³jafer90@mail.ru, ⁴bogutskiyg@mail.ru

Abstract. Due to their ability to distribute load evenly over a large area, slab foundations are one of the most common and reliable types of foundations in modern construction. However, when designing these massive structures, especially in the presence of significant loads or geological conditions, it becomes crucial to consider the nonlinear stage of operation. This phenomenon, where the foundation material and/or soil deform nonlinearly, requires a deep understanding and accurate calculation methods to ensure the safety and longevity of the structure.

Subject of research: stress-strain state of slab foundations, taking into account the nonlinear stage of operation.

Materials and methods: experimental studies were conducted to obtain the punching of foundation slabs, and 25 large-scale samples of foundation slabs measuring 2x2 m with a cross-section height of 0.08 m to 0.4 m were tested. The experiments were conducted in a 4x4x3(h) m reinforced concrete tray, with a sand layer of 2.2-2.4 m. The power equipment allowed the foundation slabs to be loaded with a force of up to 4000 kN.

Results: the results of calculating the bearing capacity of foundation slabs according to [13], according to the method under consideration, and experimental data have been obtained. The theoretical results of calculating the bearing capacity according to the method under consideration are in better agreement with the experimental data than the results of calculations using SP [13]. Moreover, as the stiffness of the foundation slabs increases, this trend continues, and the degree of approximation to the experimental data also increases.

Conclusions: the research results showed that there are significant safety margins in the values of theoretical destructive loads during the destruction of foundations along inclined sections, which ends with punching, and their actual values. A calculation method has been proposed that allows taking into account the features of the force interaction of the foundation with the soil base in a nonlinear setting and to increase the accuracy of the calculation and design of foundations.

Key words: slab foundations, nonlinearity, elastic-plastic failure, brittle failure, large-scale samples, punching