

6. Стороженко Л. И., Семко А.В. Сравнение методик расчета трубобетонных конструкций // Коммунальное хозяйство городов. Науч.-техн. сб. Вып 63. К.: Техшк. - 2005. - с. 59-70.
7. ДБН В.2.6-160:2010. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: - 2010. - 77с.
8. ДСТУ Б.В.2.6-7-95. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробування навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. – К.: - 1997. - 30с.
9. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции / Госстрой Росси. – М.: ФГУП ЦПП, 2007. – 192 с.
10. ДСТУ Б Д.2.2-1:2008. Сборка и разборка опалубки. – К.: Минрегионстрой Украины, 2008. - 35 с.
11. ДСТУ Б Д.2.2-2:2008. Арматурные работы. – К.: Минрегионстрой Украины, 2008. - 38 с.
12. ДСТУ Б Д.2.2.-3:2008. Бетонные работы. – К.: Минрегионстрой Украины, 2008. - 15 с.

УДК 624. 012:53.09

Фомин С.Л., Касем Шейхмус, Плахотникова И.А.

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПРИ НАГРЕВЕ

Постановка проблемы

Согласно ДСТУ - Н Б EN 1992 - 1 1: 2010 [1] расчет железобетонных конструкций проводят по несущей способности ULS (Ultimate limit states) и выделяют следующие ее виды: 1) изгиб с осевой или без осевой силы; 2) смещение; 3) кручение; 4) продавливание. Четвертый вид касается среза при продавливании в плитах сплошного сечения, кессонного типа с цельными зонами над колоннами и фундаментах. Срез при продавливании может возникать от сосредоточенной нагрузки или реакции, действующей на относительно малую площадь, которая называется площадью нагрузки плиты или фундамента.

Важной проблемой, связанной с конструкциями несущих элементов многоэтажных монолитных зданий с безригельными каркасами является обеспечение их огнестойкости. В узле опирания плиты на колонну возникают усилия среза, которые могут привести к обрушению в результате продавливания плиты колонной. В нормах разных стран разработаны рекомендации по проектированию при нормальной температуре. При высоких температурах пожарной среды нормативные указания по расчету отсутствуют, нет так же экспери-

ментальных данных по изучению процессов среза в опорной зоне плиты при нагреве.

Анализ последних исследований

Феноменологическая теория железобетона основана на результатах экспериментальных исследований, результаты которых позволяют создать физические модели процессов, выявить критерии предельных состояний. При нормальной температуре для теоретических и экспериментальных исследований наиболее часто используют модель №1.

Модель №1 принимается в виде прямоугольного фрагмента плиты с передачей нагрузки в ее центре через жесткий металлический штамп площадью равной размеру сечения колонны [2]. В большинстве случаев плита принимается опертой снизу по контуру, а нагрузка прикладывается сверху вниз. В некоторых экспериментах плиту опирают по углам, а штамп заменяют отрезком колонны, который изготавливают при бетонировании образца. На рис.1а) показано армирование плиты и колонны образца, на рис.1б) приведена схема загрузки, на рис.1с - очертание нижней плоскости призмы продавливания, на рис.1д – общий вид колонны и призмы продавливания плиты по экспериментам Dimitrios D. Theodorakopoulos [3].

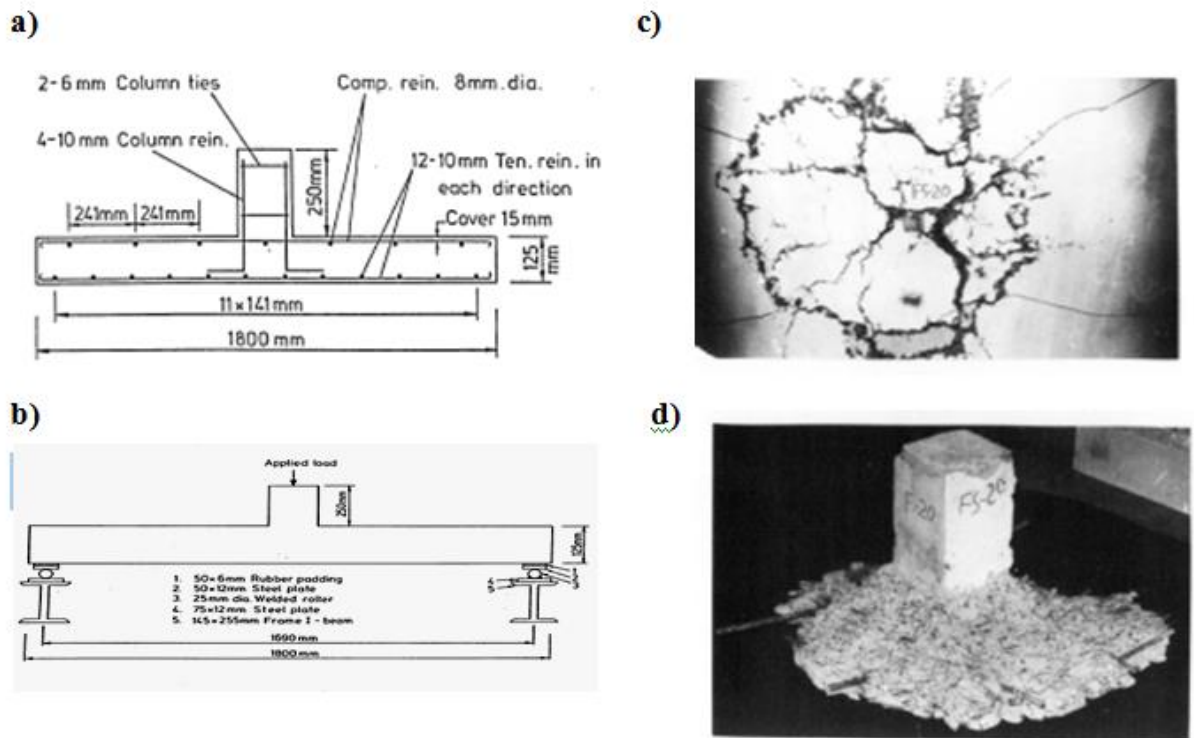


Рис.1. Модель №1 фрагмента стыка соединения плиты с колонной:

а) армирование плиты и колонны образца, в) схема загрузки, с) очертание нижней плоскости призмы продавливания, д) общий вид колонны и призмы продавливания плиты.

Соединение плита-колонна при отказе продавливания от сдвига или разрушение при изгибе будет иметь место при вертикальных нагрузках в зависимости, прежде всего, от величины растяжения армирования. В этой работе применена теория линии текучести. Теория определяет прочность на изгиб армированного бетона плоской плиты. Результаты испытаний, полученные в данном исследовании и из различных источников, использованы для проверки предлагаемого анализа. Теория для предела прочности при изгибе основана на предполагаемом механизме разрушения, определяемом рисунком линий текучести, по которым происходит расчленение плит. Расположение линий зависит от формы, нагрузочных и краевых условий плит.

Железобетонная плита, загруженная на продавливание, изначально ведет себя упруго, до возникновения трещин на поверхности бетона при растяжении. Увеличение нагрузки вызывает некоторое перераспределение моментов из более к менее треснувшим областям, что приводит к трещине сначала в зоне максимального упругого момента в центре плиты. Это первая

трещина не вызывает сбой, или даже любое значительное изменение в поведении плиты. Рост нагрузки вызывает возникновение трещин в смежных зонах, и в этом случае линии пластичности распространяется от центра - рис. 2(а). При дальнейшем нагружении линии достигают границы плиты рис. 2(б). Они не могут распространяться дальше и, следовательно, плита находится при максимальной загрузке. На этом этапе плита, как считается, преобразуется в механизм.

Основное предположение жестких пластических теорий заключается в том, что кривизна вдоль линий текучести значительно больше, чем у соседних элементов плиты, где деформации предполагаются упругими и поэтому пренебрежимо малы по сравнению с пластическими.

В методе выход линии силы в элементах плиты не определен и решения получены для верхней грани.

При применении этой теории проводится исследование различных возможных механизмов обрушения для того, чтобы выбранный вариант реализации наибольшей критической нагрузки. После

того, как рисунок выхода линия определен, предполагается существование двух способов решения: виртуальный рабочий метод и метод равновесия. В виртуальном методе отношения между приложенными нагрузками и прочностью плиты может быть найдено путем приравнивания работы, проделанной внешними нагрузками для данного гипотетического перемещения с внутренней диссипацией энергии в линиях пластичности. В методе равновесия знание сдвига сил, действующих на стык текучести линий и на границе плиты, не требуется, и поэтому решения труднее получить.

Выход линий шаблонов. 1. Y-образный шаблон линий текучести рисунка.

На рис. 2(б) было сделано предположение, что линии текучести входят в углы между двумя пересекающимися поддерживающими сторонами. Это тот случай, когда углы связываются сверху вниз по диагонали. Если углы не привязаны, новая

модель линия текучести появится, оставляя новой плите часть А на рис. 3(а), вращающуюся в качестве рычага по оси а-а. Эта часть упоминается как угловой рычаг. Угловой рычаг появляется потому, что Y-образный шаблон кривой текучести является более опасным, чем один образец текучести линии.

В случае опертой плиты с углами свободными для отрыва под сосредоточенной нагрузкой, шаблон текучести линии показан на рис. 3(а). Применяя принцип виртуальной работы может быть установлено, что наиболее критическая картина линий текучести для С равной нулю рис. 3 (б).

2. Круговой шаблон - вентилятор.

В случае сосредоточенных нагрузок картина текучести линии показано на рис.3(с), который состоит из изогнутой отрицательной линии текучести, из которой образуется бесконечное число положительных линий текучести, определяющих нагрузку в радиальном направлении.

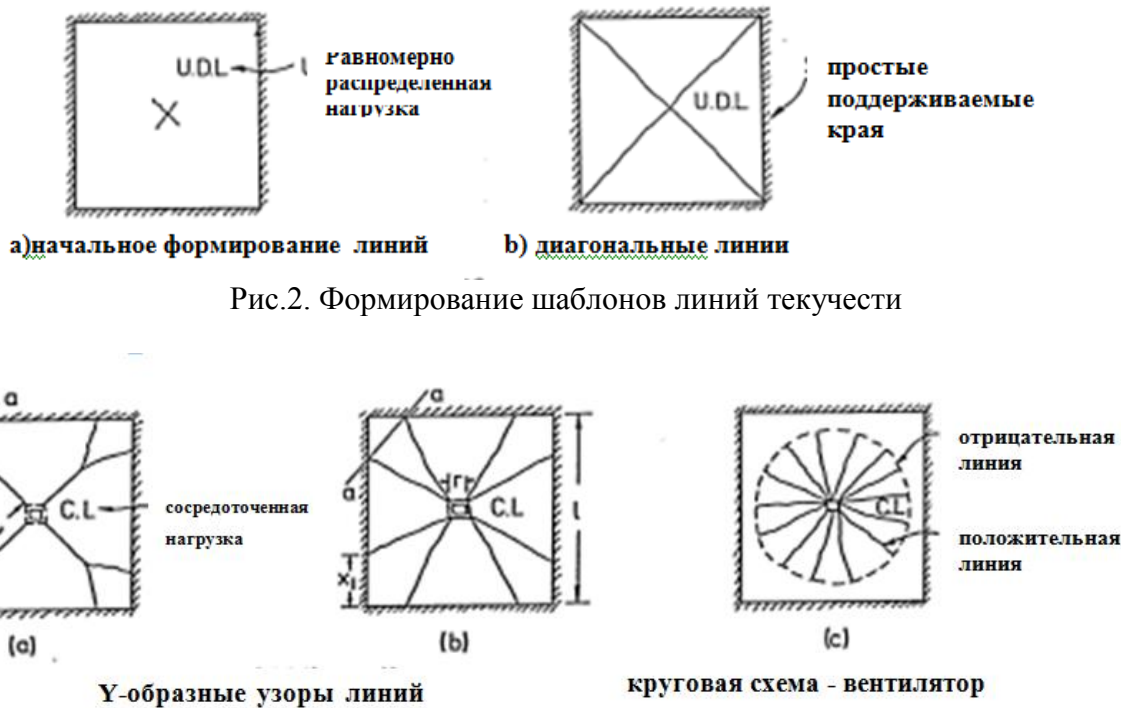


Рис.2. Формирование шаблонов линий текучести

Рис.3. Шаблоны линий текучести

Одним из первых экспериментальных исследований по продавливанию при сдвиге железобетонных плит проводили Elstner и Hognestad [4]. Тестировалось тридцать девять квадратных плит, кото-

рые поддерживаются по краям и загружается через расположенные в центре колонны заглушки. Варьировались размеры загрузочных пластин, прочность бетона, условия поддержки (две стороны в сравнении с четырьмя сторонами опирания), и

количество продольной арматуры от 0,5 до 3,7%.

Важным для плоских плит является структурное требование целостности стали в американском «Строительном кодексе. Требования к железобетону» АСІ 318-89 [5]. Кодекс требует, чтобы все нижние стержни (армирующие сжатую зону) в каждом направлении должны быть непрерывными и по крайней мере два из нижних стержней должны пройти через сердечник колонны и быть закреплены на внешних

опорах. Положение основывается на результатах исследований, представленных Митчеллом и Куком [6] и включенных в АСІ 318-89 впервые. Это схематически показано на рис.4. Отсутствие непрерывности нижних стержней может привести к их выдергиванию после сбоя продавливания и катастрофическое прогрессирующее обрушение сделать неизбежным. Когда непрерывные нижние стержни в связи плита-колонна хорошо закреплены, они могут выступать в качестве сети безопасности для удержания плиты на месте.

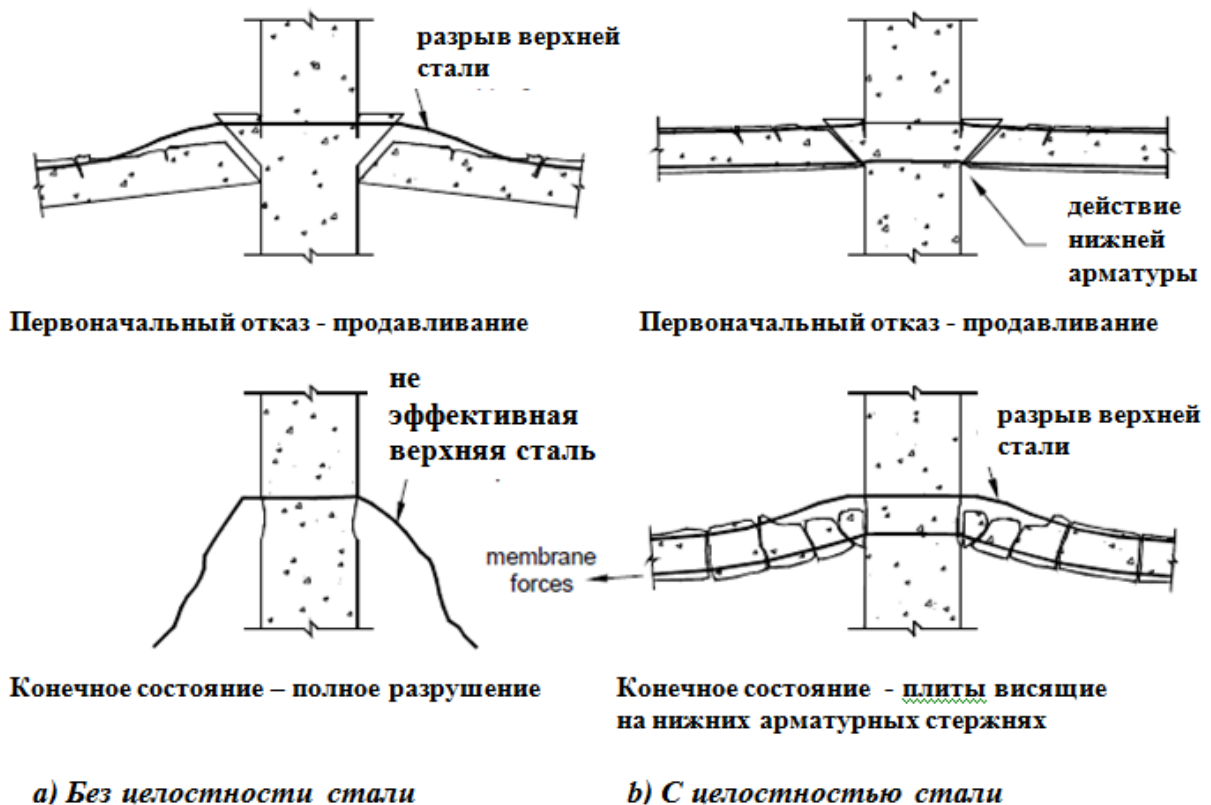


Рис.4. Эффективность целостности стали (Митчелл и Кук 1984)

Kinnunen, S. и Nylander, H. исследовали модели продавливания круглых плит. Ими разработана методика итерационного расчета определения предельной нагрузки [7]. Мое J. испытал 41 плоскую пластину при загрузке сдвига в моделируемых соединениях плиты и колонны [8]. Criswell, M.E. и Hawkins N. W. [9] провели исследования методов анализа и теории для прогнозирования на сдвиг при продавливании, механизм передачи сдвига, эффект процента армирования, эффект несбалансированного момента и настройки теста ограничений на сопротивление сдвигу. Ghali, A. и Hammil, N. [10] исследовали

различные методы увеличения сопротивления срезу при продавливании. Menetrey [11] предложил аналитическое выражение для вычисления мощности сдвига продавливания на основе результатов моделирования конечных элементов. Модель предполагала, что продавливающая разрушающая нагрузка может быть получена путем интегрирования вертикальной составляющей растягивающего напряжения бетона вокруг вырубки трещины. В последних экспериментах используют железобетонные образцы в виде плит с колоннами снизу и сверху, которые наиболее близко

моделируют стык колонн с плитой, используемый в строительстве каркасных монолитных зданий [12].

Модель №2 принимается в виде прямоугольного фрагмента плиты с передачей нагрузки на верхнюю поверхность плиты сверху вниз, в центре нижней поверхности на площадь равную размеру се-

чения колонны накладываются связи, запрещающие перемещения и повороты по направлению всех координат. Могут быть также использованы железобетонные образцы в виде плит с колоннами по центру снизу и сверху; нагрузки передаются на верхнюю поверхность плиты сверху вниз, торец нижней колонны защемляется. На рис.5 показаны схемы двух моделей.

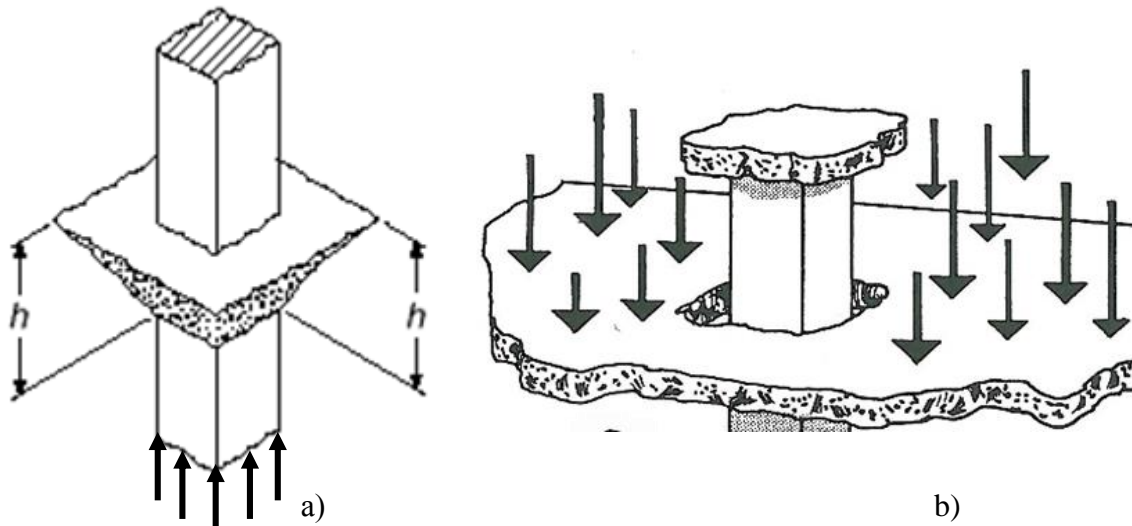


Рис.5. Схемы моделей фрагмента стыка соединения плиты с колонной:
а) Модель №1, б) Модель №2

Целью экспериментальных исследований ставилось выявление особенностей работы железобетонных плит перекрытий при продавливании колонной и нагреве.

Задачами экспериментов являлись: определение характера деформирования плит перекрытий при продавливании колонной и нагреве; выявление влияния температурных моментов на перераспределение усилий; определение характера образования и развития пластических шарниров в опорных и пролетных сечениях в процессе нагрева и трещинообразования; исследование снижения прочности при интенсивном высокотемпературном нагреве опорных и пролетных сечений; определение огнестойкости монолитных конструкций с плитами, работающими в двух направлениях.

Изготовлены три вида железобетонных плит.

Первый вид состоял из двух образцов-близнецов бетонных плит П1 (испытываемый при нормальной температуре) и П10 (испытываемый при повышенной температуре) квадратных в плане размерами

1400x1400 мм толщиной 100 мм, армированных только по контуру каркасами с нижними и верхними стержнями $\varnothing 10$ А400С и поперечной арматурой $\varnothing 5$ Вр-1 с шагом 100 мм. В центре плит устроены сквозные отверстия в виде отрезков металлических труб внутренним диаметром $\varnothing 63$ мм. В плите предусмотрены сквозные отверстия для термопар и трубок холодильника. Применен тяжелый бетон класса С20/25 следующего состава: портландцемент М300 – 500 кг; песок кварцевый с модулем крупности 2,0 - 665 кг; щебень гранитный фракции 5-10 мм – 1050 кг; вода водопроводная - 275 л. Водоцементное отношение - 0,55; объемная масса $\gamma = 2250$ кг/м³.

Второй вид П2 – неразрезная железобетонная двухпролетная плита общей длиной 2400 мм толщиной 100 мм, первый пролет предназначен для испытания на продавливание с размерами 1240x1240 мм, второй пролет длиной 1240 мм шарнирно закреплен по торцу двухсторонними связями. В продольном направлении

плита армирована нижней сеткой из арматуры $\varnothing 10$ А500С шагом 200 мм по всей длине и верхними сетками на длине 600 мм от торцов из арматуры $\varnothing 10$ А500С шагом 200 мм.

Третий вид ПЗ – крестообразная в плане железобетонная плита толщиной 100 мм в средней части квадратная в плане размером 1200x1200 мм с четырьмя консолями длиной по 600 мм, армированная нижней сеткой из арматуры $\varnothing 10$ А500С шагом 200 мм по всей длине и верхними сетками в консолях и опорных частях средней плиты из арматуры $\varnothing 10$ А500С шагом 200 мм.

Методика экспериментальных исследований

В экспериментах реализована Модель №2 с использованием разработанной в ХНУБА установки [13], состоящей из нагревательной электропечи мощностью 53 кВт, опорной металлической рамы, на которую устанавливали плиты так, чтобы средняя часть неразрезной плиты подвергалась нагреву снизу и нагружалась равномерно распределенной нагрузкой сверху. Равномерно распределенная нагрузка моделировалась приложением ее в 16 точках с помощью 50-ти тонного домкрата и распределительной системы траверс из треугольных элементов, обеспечивающих

точность ее приложения при любых деформациях плиты. В качестве опор крайних пролетов - консолей применены распределительные металлические балки с тяжами, снабженные форкопфами с динамометрическими стяжными муфтами для измерения реакций при восстановлении первоначального положения всех опор до нагрузки и нагрева. В процессе нагружения и нагрева производится замер деформаций верхней поверхности плиты, усилия на домкратах, температуры в печи и в сечениях плиты и колонн по всем термометрам, фиксирование картины образования и раскрытия трещин.

Результаты исследований

Бетонные плиты испытывались по традиционной Модели №1: опирание производилось на четыре канта верхней поверхности плиты на верхнюю пирамидальную раму, нагрузка прикладывалась к металлической пластине, расположенной в центре нижней поверхности плиты. Чистого продавливания не произошло, - разрушение возникло от потери прочности при изгибе по схеме 2(б) (Рис.2 Формирование шаблонов линий текучести). На рис. 6 показана картина разрушения плиты П1, на рис.7 – плиты П1в.



Рис.6. Линии текучести в плите П1



Рис.7. Линии текучести в плите П1в.



Рис.8. Разрушение плиты П1₀



Рис.9. Общий вид испытания первого пролета П2-а



Рис.10-11. Конструкция распределительной траверсной системы на 16 точечных опор для первого пролета П2-а



Рис.12-13. Конструкция распределительной траверсной системы на 12 точечных опор для первого пролета П2-б



Рис.14. Разрушение плиты П2 –б от среза при продавливании

Второй вид П2 Первый пролет П2-а
Испытание на продавливание с опиранием на 16 точечных опор специальной траверсной системы, состоящих из треугольных распределительных элементов и балочных траверс. Выступающая консольная часть плиты второго пролета шарнирно закреплена.

После анализа первых трещин, возникших около тяжа в центральной части, принято решение о разгрузке плиты и пе-

реходе на опирание в 12 точек специальной траверсной системы и повторном испытании

Первый пролет П2-б (повторное испытание) испытание на продавливание с опиранием на 12 точечных опор.

Второй пролет П2. Испытание на продавливание с опиранием на 12 точечных опор специальной траверсной системы, состоящей из треугольных распределительных элементов. Выступающая консольная часть плиты второго пролета шарнирно закреплена.



Рис.15. Общий вид испытания второго пролета П2



Рис.16-17. Конструкция распределительной траверсной системы на 12 точечных опор для второго пролета П2



Рис.18. Разрушение плиты П2 от совместного воздействия изгиба и среза при продавливании

Третий вид ПЗ – крестообразная в плане железобетонная плита толщиной 100 мм в средней части квадратная в плане размером 1200x1200 мм с четырьмя консолями длиной по 600 мм, армированная

нижней сеткой из арматуры $\varnothing 10$ А500С шагом 200 мм по всей длине и верхними сетками в консолях и опорных частях средней плиты из арматуры $\varnothing 10$ А500С шагом 200 мм.



Рис.19. Общий вид испытания железобетонной плиты ПЗ с 4 консолями



Рис.20. Разрушение плиты ПЗ от совместного воздействия изгиба и среза при продавливании

Выводы

1. Экспериментальные исследования выявили ряд новых особенностей работы железобетонных конструкций на продавливание.

2. Подтверждена целесообразность использования в расчетах и экспериментах расчетной физической модели №2, которая принимается в виде прямоугольного фрагмента плиты с передачей нагрузки на верхнюю ее поверхность сверху вниз, в центре нижней поверхности на площадь равную размеру сечения колонны накладываются связи, запрещающие перемещения и повороты по направлению всех координат.

3. При экспериментальных исследованиях огнестойкости с учетом среза при продавливании усовершенствована установка ХНУБА для использования принятой модели.

4. Показано, что разрушение образцов может происходить в результате потери прочности на изгиб плиты, на срез плиты при продавливании и при одновременном действии этих факторов. Для оценки состояния образца в опытах могут быть использованы шаблоны линий текучести. Для проверки структурного требования целостности стали необходимо придерживаться схем эффективности Митчелла и Кука.

5. Если при визуальном фиксировании периметра «призмы продавливания» не наблюдается снижения нагрузки на домкрате или переломов на кривых перемещений верхней поверхности плиты необходима проверка сцепления арматуры с бетоном и расчет (или замер) деформаций арматуры как критерия оценки наступления предельного состояния.

6. Выявлены новые особенности влияния температуры на напряженно-деформированное состояние конструкций, разработаны основные положения методики расчета огнестойкости.

ЛИТЕРАТУРА:

1. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 «Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT)».
2. Клованич С.Ф., Шеховцов В.И. Продавливание железобетонных плит. Натурный и численные эксперименты. – Одесса: ОНМУ, 2011. – 119с. (УДК 624.04:624.073.4:539.3)
3. Theodorakopoulos, D. D. and Swamy R. N. (2002) «Ultimate Punching Shear Strength Analysis of Slab-Column Connections». *Cement and Concrete Composites*, V.24, pp 509-521.
4. Elstner, R.C. and Hognestad, E. (1956). «Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs». *ACI, Struct. J.*, 53(7), 29-59.
5. ACI Committee 440.(1989). «Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures». American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
6. Mitchell, D., and Cook, W.D., (1984). «Preventing Progressive Collapse of Slab Structures». *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 110, No. 7, July 1984, pp. 1513-1532
7. Kinnunen, S. and Nylander, H. (1960). «Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement». *Transaction, Royal Institute of Technology, Stockholm*, No.158.
8. Moe J. (1961). «Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads». *Development Department Bulletin D 47, PCA Research and Development Laboratories, Illinois*, 130 pp.
9. Criswell, M.E. and Hawkins N. W. (1974). «Shear Strength of Slabs: Basic Principle and Their Relation to Current Methods of Analysis». *ACI Publication SP-42, Shear in Reinforced Concrete*, 641-676.
10. Ghali, A. and Hammil, N. (1992). «Effectiveness of Shear Reinforcement in Slabs». *ACI, Concrete International*, Vol.14, Issue 1.
11. Menetrey P. (1996). «Analytical Computation of the Punching Strength of Reinforced Concrete». *Struct. J, ACI*, 93(5), 503-501.
12. Wensheng Bu. *Punching Shear Retrofit Method Using Shear Bolts for Reinforced Concrete Slabs Under Seismic Loading*. – University of Waterloo, 2008. – 233
13. Фомин С. Л. Экспериментальное исследование железобетонных плит на продавливание при нагреве / Астахов А.А., Резник П.А. // Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) / Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. Вип.78: в 2-х кн.: Книга 1. -Київ, ДП НДІБК, 2013. Свідоцтво про державну реєстрацію: серія КВ №8159. С. 487-503.