

¹Чернышева Е.В., канд. техн. наук, доц.,¹Серых И.Р., канд. техн. наук, доц.²Стаинов В.В., ген. дир.,²Стаинов В.Ф., техн. дир.,¹Глаголев Е.С., канд. техн. наук, доц.¹Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова²ООО НЦЭ «БелЭкс»

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТАЛЕБЕТОННЫХ ПЛИТ ПО НОРМАЛЬНОМУ СЕЧЕНИЮ

inna_ad@mail.ru

В данной работе изложен алгоритм расчета сталебетонной плиты по нормальному сечению с использованием метода предельного равновесия. Получены выражения для определения предельной нагрузки при разрушении плиты по нормальному сечению как в случае приложения равномерно распределенной нагрузки, так и при нагружении центрально приложенной сосредоточенной силой.

Ключевые слова: сталебетонная плита, несущая способность.

Изучение новых направлений в области совершенствования строительных конструкций показывает, что одним из перспективных является использование внешнего армирования, выполняющего одновременно силовые, защитные, изоляционные и технологические функции [1...7]. Практика применения конструкций с внешним армированием в строительстве свидетельствуют об их конкурентоспособности с традиционными железобетонными. Одним из вариантов конструкций с внешним армированием являются сталебетонные плиты. Наибольший эффект от внешнего армирования достигается в изгибаемых в двух направлениях плитах перекрытия и покрытия благодаря тому, что плоский стальной лист, работая в условиях двухосного растяжения, повышает жесткость и несущую способность плиты. Для широкого распространения в практику строительства сталебетонных конструкций необходима разработка теории и методов их расчета.

Считая справедливым основные предположения метода предельного равновесия, обоснование которых применительно к сталебетонным плитам дано в работе [8], можно предложить следующий способ определения несущей способности из условия прочности нормальных сечений.

Будем предполагать, что разрушение плиты произойдет по схеме пологой пирамиды с вершиной в точке приложения силы (рис. 1). При

этом величина $h_i = \frac{s_2}{s_1} = const$ в стали и в бетоне

постоянная, или, по крайней мере, незначительно меняется с появлением в конструкции деформаций нелинейного характера. Тогда величина η_i , найденная из упругого расчета, будет справедлива для точек плиты вдоль линии пластического шарнира в предельном состоянии.

Напряженное состояние в сечении перпендикулярном линиям пластического шарнира принято в следующем виде (рис. 2).

Спроектируем все силы, действующие в сечении на горизонталь

$$\sum X = 0 : R_b x - \sigma_s A_s = 0 \quad (1)$$

откуда

$$x = \frac{\sigma_s A_s}{R_b} \quad (2)$$

Составим уравнение моментов всех сил относительно нейтральной линии

$$R_b \frac{x^2}{2} + \sigma_s A_s (h_0 - x) = dM_u \quad (3)$$

с учетом (2) после простейших преобразований найдём предельный момент по линиям пластических шарниров (рис 2)

$$M_u = \int_0^{l_i} A_s \bar{\sigma}_{si} \left[h_0 - 0,5 A_s \bar{\sigma}_{si} / \bar{R}_{bi} \right] d\ell, \quad (4)$$

где l_i – длина некоторого i -того участка пластического шарнира; $\bar{\sigma}_{si}$ и \bar{R}_{bi} – предельные напряжения в стальном листе и бетоне в направлении перпендикулярном к линии пластического шарнира с учетом двухосного напряженного состояния; h_0 – рабочая высота сечения, A_s – площадь листовая арматуры на единице ширины пластического шарнира.

Вследствие изотропного характера армирования сталебетонных плит, направление линии пластического шарнира можно считать перпендикулярным к направлению главных площадок, следовательно, величина предельных напряжений, совершающих работу на виртуальных перемещениях, равна напряжениям на главной площадке. Тогда в соответствии с условием пластичности по энергетической теории Мизеса, имеем:

$$\bar{\sigma}_{si} = \sigma_T / \sqrt{1 + \eta^2} - \eta, \quad (5)$$

где σ_T – физический предел текучести при одноосном растяжении, η – изменяющаяся вдоль

линии пластического шарнира величина соотношения напряжений на главных площадках.

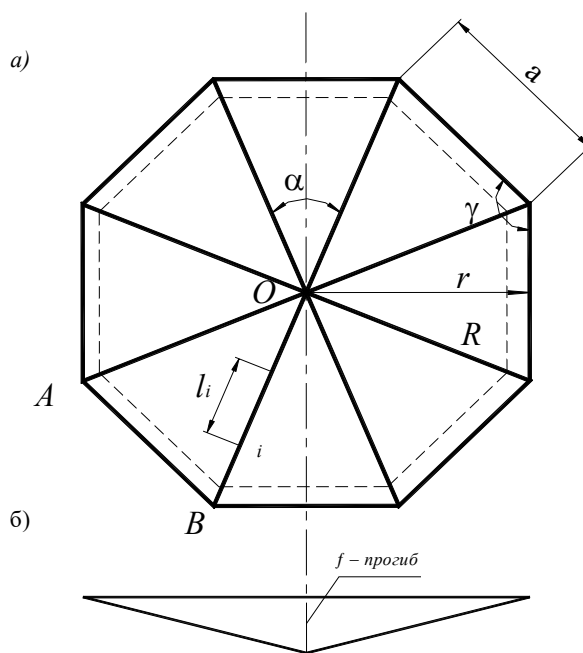


Рис. 1. Схема излома плиты:

а – схема излома плиты; б – эпюра прогибов в состоянии предельного равновесия

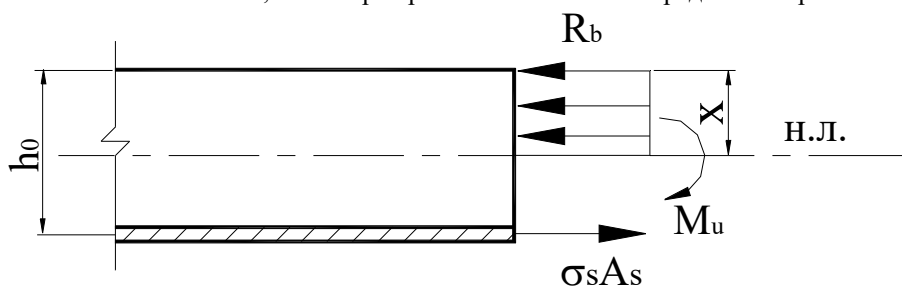


Рис. 2. Напряженное состояние по линиям пластических шарниров

Для определения прочности бетона R_{bi} , с учетом изменяющегося η , воспользуемся любым из имеющихся в литературе критерием. Как показывают численные расчеты, увеличение прочности до 30 % соответствующее двухосному сжатию, мало сказывается на величине предельного момента, поэтому для ориентировочного расчета в формуле (4) можно принять $\bar{R}_{bi} = R_b$, где R_b – прочность бетона при одноосном сжатию.

Закономерность изменения величины $\eta = \sigma_2 / \sigma_1$ в явном виде очень сложна, поэтому вычисление предельного момента по формуле (4) производится численно. Для этого линия пластического шарнира разбивается на конечное число достаточно малых отрезков, в пределах которых можно считать $\eta = const$. Будем пред-

полагать, что в процессе нагружения с появлением в элементах конструкции деформаций нелинейного характера, перераспределение усилий с одного направления на другое незначительно. Тогда величина η , найденная из упругого расчета будет справедлива для точек плиты вдоль линии пластического шарнира в предельном состоянии.

Объем эпюры прогибов (рис. 1, б) $V = \frac{1}{3} Sf$.

Площадь основания $S = \frac{1}{2} nar$, где n – число сторон основания, a – сторона опирания пластины, r – радиус вписанной окружности для данного многоугольника. Следовательно

$$V = \frac{nar}{6} f. \quad (6)$$

Работа внешних сил при равномерно распределенной нагрузке

$$W_q = qV = \frac{qnar}{6} f. \quad (7)$$

Работа внешних сил при центрально приложенной продольной силе

$$W_F = Ff. \quad (8)$$

Работа внутренних сил

$$A = -M_u \sum \phi_j a_j, \quad \phi_j = \frac{f}{r}, \quad (9)$$

где $\phi_i = \frac{\partial W}{\partial n_j}$ – угол наклона грани эпюры прогибов,

прижимающей к j -й стороне контура опирания пластинки, в направлении перпендикулярном этой стороне; a_j – длина стороны опирания пластинки.

Приравняв между собой работу внешних и внутренних сил, получим выражение для определения предельной нагрузки при разрушении плиты по нормальному сечению

$$q_{np} = \frac{6M_u}{r^2}. \quad (10)$$

При нагрузке центрально приложенной сосредоточенной силой

$$F_{np} = \frac{8M_u a}{r} \quad (11)$$

где $M_u = 8 \sum_{i=1}^m \frac{M_i}{m}$; m число участков на которые разделена линия пластического шарнира.

Изложенный алгоритм расчета сталебетонной плиты реализован на ПЭВМ и позволяет при введении в программу радиуса окружности плиты, шага расположения анкеров и шага приращения получить усредненный предельный момент и предельную расчетную нагрузку. Варьирование вводимыми параметрами позволит оптимизировать конструкцию в целом [9...12].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных плит // Строительная механика и расчет сооружений, 1990. № 2. С. 22-26.

2. Ватуля Г.Л., Орел Е.Ф., Ковальчук А.М. Экспериментальные исследования сталебетонных плит перекрытия // Збірник наукових праць.

Харьків, УкрДАЗТ. 2011. Вип. 126. С. 239-242.

3. Юрьев А.Г., Панченко Л.А., Эммануэль Я. Расчет сталебетонных плит с односторонним армированием // Вестник БГТУ им. В.Г.Шухова. 2007. № 2. С. 33-37.

4. Клюев С.В., Гурьянов Ю.В. Внешнее армирование изгибаемых фибробетонных изделий углеволокном // Инженерно-строительный журнал. 2013. №1(36). С. 21-26.

5. Клюев С.В., Клюев А.В., Лесовик Р.В. Усиление строительных конструкций композитами на основе углеволокна // Germany. 2011. 123 с.

6. Клюев С.В., Лесовик Р.В. Внешнее армирование конструкций композитами на основе углеродного волокна / Инновационные материалы и технологии: матер. Междунар. науч.-практ. конф., Белгород: изд-во БГТУ им. В.Г.Шухова. 2011. С. 239-243.

7. Клюев С.В. Усиление и восстановление конструкции с использованием композитов на основе углеволокна // Бетон и железобетон. 2012. № 3. С. 23-26.

8. Скоробогатов С.М., Бочагов В.П. О применении метода предельного равновесия к расчету несущей способности опертых по контуру плит с внешним листовым армированием // Известия вузов. Строительство и архитектура, 1985. № 4. С. 1-5.

9. Лесовик Р.В., Клюев С.В., Клюев А.В. Основы оптимизации строительных конструкций // Вестник БГТУ им. В.Г.Шухова. 2008. № 2. С. 4-7.

10. Клюев С.В., Клюев А.В. Оптимальное проектирование строительных конструкций на основе эволюционных и генетических алгоритмов. 2011. 128 с.

11. Клюев С.В., Клюев А.В. Управление проектными параметрами в задачах оптимального проектирования // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2010. №.1 С. 15-20.

12. Лесовик Р.В., Клюев С.В., Клюев А.В. Оптимизация строительных конструкций на основе генетического алгоритма // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2010. №2. С. 20-24.

Chernysheva E.V., Serykh I.R., Statinov V.V., Statinov V.F., Glagolev E.S.

BEARING CAPACITY OF STEEL CONCRETE SLABS ON NORMAL SECTION

In this paper, the algorithm of calculation steel concrete slabs on normal cross-section using the method of limiting equilibrium has been presented. The expressions for calculation of ultimate load destruction of a slab normal cross section have been obtained as in the case of application of evenly distributed load as at load of centrally applied concentrated force.

Key words: steel concrete slabs, bearing capability.