

Зулпиев А.М., Насыров М.Т.

РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ, АРМИРОВАННЫХ ПРОФИЛИРОВАННЫМ НАСТИЛОМ ПО КИНЕМАТИЧЕСКИМ СПОСОБАМ МЕТОДА ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ

A.M. Zulpuev, M.T. Nasyrov

THE CALCULATION OF THE BEARING CAPACITY OF MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE FLOOR SLABS-REINFORCED PROFILED FLOORING ON KINEMATIC METHOD IS A METHOD OF LIMITING BALANCE

УДК: 624.012.45 + 624.012.35

В данной статье рассмотрены следующие вопросы: расчеты на прочность кинематическим способом метода предельного равновесия монолитных железобетонных плит перекрытий, армированных стальными профилированными настилами; установление механизма их разрушения при воздействии внешних нагрузок.

This article considers the following problems: kinetic calculating of the durability of the method of maximum balance of the overlapping ferro-concrete slabs reinforced by steel profiled floor; ascertainment of the mechanism of their destruction at outer loading influence.

В настоящее время при расчете прочности монолитных железобетонных плит перекрытий, армированных стальными профилированным настилом, кинематическим методом предельного равновесия основной задачей является установление механизма их разрушения.

Проведенный анализ схем опирания плит перекрытий построенных и проектируемых зданий, последующие расчеты и экспериментальные исследования позволили отметить следующий подход к определению механизмов разрушения перекрытий при действии внешних нагрузок:

- плиты разбиваются на ряд участков с максимальными габаритами при условии отсутствия опор внутри них, контур этих участков образуется отрицательными линиями излома;

- каждый выделенный участок рассматривается как отдельная плита с соответствующими условиями на контуре;

- из всех возможных схем разрушения рассматриваемого участка, увязанных схема разрушения примыкающих участков, за истинную принимается та, которой соответствует минимальная интенсивность разрушающей нагрузки.

В ряде случаев механизмы разрушения очевидны, в других случаях достаточно принять к сравнению 2-3 возможные схема излома.

Основными разновидностями механизмов разрушения участков перекрытий являются:

- механизм типа «конверт», возникающий на участках, рассматриваемых как пластины, опертые по четырем сторонам;

- механизм неполного «конверта», возникающий на участках, рассматриваемых как пласти-

ны, опертые по трем сторонам и свободной четвертой;

- балочной механизм, возникающий на участках, сведенных к пластинам, опертым по двум противоположным сторонам и на консолях;

- механизмы разрушения участков трапециевидальной формы в плане;

- механизмы разрушения участков полигональной формы.

Таким образом, расчет несущей способности перекрытий кинематическим способом метода предельного равновесия сводится к выводу расчетных формул для всех разновидностей механизмов разрушения участков с учетом особенностей их опорных условий и формы в плане.

Выражения для предельной нагрузки, соответствующей различным механизмам разрушения участков, определяли согласно [1, 2] из условия равенства нулю работы всех сил системы на виртуальных перемещениях.

Ниже приведены выражения для определения нагрузок при основных механизмах разрушения участков.

Механизм типа «конверт».

Данный механизм (рис. 1а) возникает, как правило, в том случае, если на контуре участка, образованного отрицательными линиями излома или линиями контура располагается хотя бы одна опора на каждой стороне, кроме угловых.

Предельная несущая способность для данного механизма равна:

$$P_n = 12 \cdot [(2 \cdot m_1 + m_1' + m_1'') \cdot \ell_2 + (2 \cdot m_2 + m_2' + m_2'') \cdot \ell_1] / [\ell_1^2 \cdot (3 \cdot \ell_2 - \ell_1)] \quad (1)$$

где ℓ_1 и ℓ_2 - соответственно, меньший и больший пролеты участка;

m_1 и m_2 - усредненные предельные погонные изгибающие моменты на положительных линиях излома;

m_1', m_2', m_1'', m_2'' - усредненные предельные погонные изгибающие моменты на отрицательных линиях излома.

Величины пролетных m_1 и m_2 и опорных m_1', m_2', m_1'', m_2'' , изгибающих моментов определяются

путем умножения соответствующих усредненных площадей сечений арматуры на погонном метре A_{S1} , A_{S2} , A'_{S1} , A''_{S1} , A'_{S2} , A''_{S2} на их расчетные сопротивления и на плечо внутренней пары для соответствующего сечения плиты.

Механизм типа «полуконверт».

Данный механизм (рис. 1б) реализуется на участках, где имеется свободной край, причем $\ell_1 \leq 2 \cdot \ell_2$. Механизм этого типа составляет половину механизма типа «конверт» и предельная несущая способность его равна:

$$P_n = 24 \cdot [(2 \cdot m_1 + m_1' + m_1'') \cdot \ell_2 + (2 \cdot m_2 + m_2') \cdot \ell_1] / [\ell_1^2 \cdot (6 \cdot \ell_2 - \ell_1)] \quad (2)$$

В тех случаях, когда свободной край совпадает с большей стороной участка, причем $\ell_1 \leq 0,5 \cdot \ell_2$, возникает механизм типа «неполного полуконверта» (рис. 1в). При этом справедлива следующая расчетная формула определения предельной нагрузки по прочности:

$$P_n = 6 \cdot [(2 \cdot m_1 + 2 \cdot m_2 + m_2' + m_2'') \cdot \ell_1 + m_1' \cdot \ell_2] / [\ell_1^2 \cdot (3 \cdot \ell_2 - \ell_1)] \quad (3)$$

Балочный механизм.

На участках с опиранием на две смежные стороны возникают два опасных механизма разрушения: механизм с образованием отрицательных линий излома по защемленным сторонам (рис. 1г) и механизм отламывания консольного участка – балочный механизм (рис. 1д).

Балочный механизм возникает также при опирании по двум противоположным сторонам (рис. 1е) или защемлении по одной стороне (рис. 1ж).

Величина предельной нагрузки для механизма, составляющего половину механизма типа «неполного полуконверта» (рис. 1г) составит:

$$P_n = 6 \cdot [(m_1 + m_2 + m_2') \cdot \ell_1 + m_1' \cdot \ell_2] / [\ell_1^2 \cdot (3 \cdot \ell_2 - \ell_1)] \quad (4)$$

Предельная нагрузка для балочных механизмов вычисляется для механизма на рис. 1д

$$P_n = 6 \cdot [(m_1'' \cdot \sin^2 \alpha + m_2' \cdot \cos^2 \alpha) \cdot \text{ctg}^2 \alpha] / (\ell_1 \cdot \ell_2) \quad (5)$$

– для механизма на рис. 1е

$$P_n = 12 \cdot (2 \cdot m_1 + m_1' + m_1'') / \{ \ell_1^2 [1 + (\ell_1' / \ell_1) + (\ell_1' / \ell_1)^2] \} \quad (6)$$

– для механизма на рис. 1ж:

$$P_n = (12 \cdot m_1'') / (\ell_1 \cdot \ell_2) \quad (7)$$

Для оценки плиты, армированной стальным профилированным настилом, работающей в двух направлениях, был принят кинематический метод предельного равновесия [3], использованный для подобных целей в [5]. В стадии предельного равновесия плита под нагрузкой провисает, ее плоская поверхность может рассматриваться как усеченная пирамида с высотой, равной максимальному прогибу плиты.

Для нашей плиты был принят механизм разрушения, показанный на рис. 2.

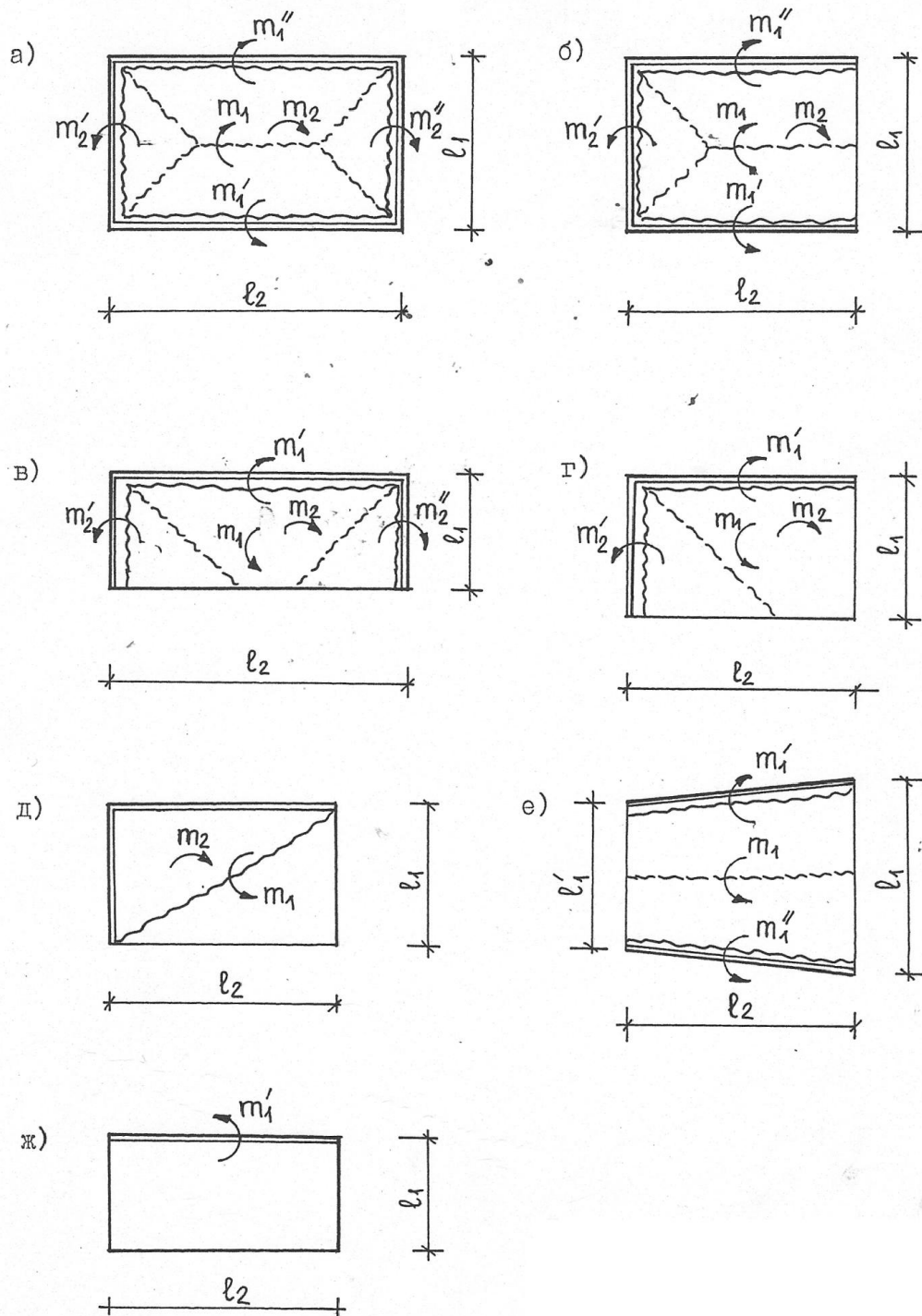


Рис. 1. Разновидности механизмов разрушения участков плит перекрытий

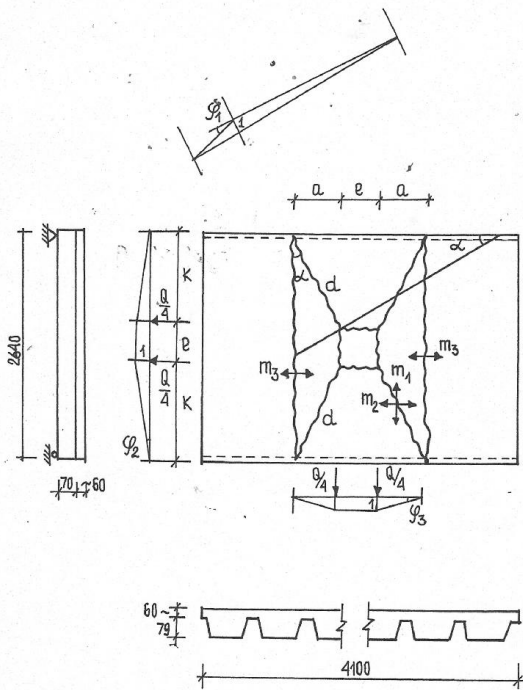


Рис. 2. Расчет плиты перекрытий, методом предельного равновесия

Несущая способность плиты определяется из условия равенства работ внешних и внутренних сил

$$A_g + A_Q = A_{mi} \quad (8)$$

где A_g - работа равномерно распределенной нагрузки g от собственного веса плиты, приложенной в пределах фигуры разрушения;

A_Q - работа сосредоточенных сил Q ;

A_{mi} - работа изгибающих моментов m_i по линиям пластических деформаций.

Работа внешних сил:

$$A_g + A_Q = g \cdot V + Q \cdot f \quad (9)$$

где V - объем усеченной пирамиды продавливания, с основаниями

$(2 \cdot k + e) \cdot (2 \cdot a + e)$ и e^2 и высотой f , равной прогибу под нагрузкой Q .

В нашем случае:

$$V = f \cdot [(2 \cdot k + e) \cdot (2 \cdot a + e) + e^2 + \sqrt{(2 \cdot k + e) \cdot (2 \cdot a + e) \cdot e^2}] / 3$$

Форма разрушения плиты при других схемах опирания и загрузения может быть принята на основе обширных опытов над железобетонными плитами, работающими в двух направлениях, с гибкой арматурой.

Работа внутренних сил может быть выражена так:

$$A_{mi} = 4 \cdot m_1 \cdot \sin^2 \alpha \cdot \varphi_1 \cdot d_1 + 2 \cdot m_1 \cdot \varphi_2 \cdot e + 4 \cdot m_2 \cdot \cos \alpha \cdot \varphi_1 \cdot d + 2 \cdot m_2 \cdot \varphi_3 \cdot e + 2 \cdot m_3 \cdot \varphi_3 \cdot (2 \cdot k + e) \quad (10)$$

Где m_1 - погонный изгибающий момент в направлении короткого пролета (вдоль гофров настила);

m_2 - погонный положительный изгибающий момент в направлении длинного пролета (поперек гофров настила);

m_3 - погонный отрицательный изгибающий момент в направлении длинного пролета (поперек гофров).

Изгибающий момент m_1 вычисляется как для балочных плит по методике [4], изгибающие моменты $m_2 = m_3$ принимаются как для бетонных сечений высотой, равной толщине полки, без учета работы настила поперек гофров, исходя из прочности бетона на растяжение [6].

Несущая способность плиты при условии $f = 1$ определяется из формул (8) и (9):

$$Q = A_{mi} - g \cdot V \quad (11)$$

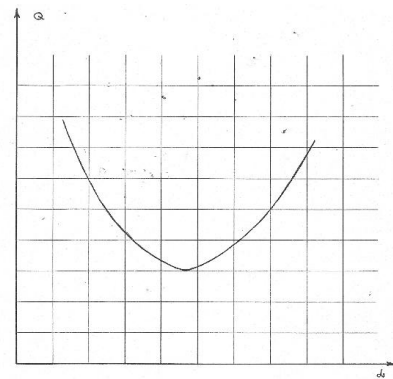


Рис. 3. График «Q – α» для определения угла α при Q_{min}

В выражениях для A_{mi} и V содержатся геометрические параметры, которые могут быть выражены через угол α (рис. 2):

$$Q = 4 \cdot m_1 \cdot \text{tg} \alpha + 2 \cdot m_1 \cdot (e/k) + 4 \cdot (m_2/\text{tg} \alpha) + 2 \cdot (m_2 \cdot e)/(k \cdot \text{tg} \alpha) + 2 \cdot m_3 \cdot (2 \cdot k + e)/(k \cdot \text{tg} \alpha) - [(2 \cdot k + e)(2 \cdot k \cdot \text{tg} \alpha + e) + e^2 + \sqrt{(2 \cdot k + e) \cdot (2 \cdot k \cdot \text{tg} \alpha + e) \cdot e^2}] / 3 \quad (12)$$

Минимальное значения нагрузки Q по формуле (12) находится при таком угле α , который определяется из условия $\partial Q / \partial \alpha = 0$, которое приводит к нелинейному уравнению относительно угла α , решаемому одним из численных методов.

$$\partial Q / \partial \alpha = 4 \cdot (m_1 / \cos^2 \alpha) + 4 \cdot (m_1 / \sin^2 \alpha) - 2 \cdot (m_2 \cdot e) / (k \cdot \sin^2 \alpha) + 2 \cdot m_3 \cdot (2 \cdot k + e) / (k \cdot \sin^2 \alpha) - (1/3) \cdot \{ [(2 \cdot k \cdot (2 \cdot k + e)) / \cos^2 \alpha + [(1/2) \cdot (2 \cdot k \cdot e^2) \cdot (2 \cdot k + e)] / [\cos^2 \alpha \cdot \sqrt{(2 \cdot k + e) \cdot (2 \cdot k \cdot \text{tg} \alpha + e) \cdot e^2}]] \} \quad (13)$$

Определив угол α из (13) и подставив найденное значение в (12), определяем искомую нагрузку Q .

В нашем случае расчетное значение угла α получили из графика ($Q - \alpha$) при минимальном значении нагрузки Q (рис. 3).

При вычислении разрушающей нагрузки Q по формуле (12) принимаем $m_3 = 0$, так как исчерпание этого момента происходит до достижения предельного состояния, хотя на величину угла α изгибающий момент m_3 оказывает влияние, но значение m_3 необходимо учитывать при наличии верхней арматуры (в нашем случае ее нет).

Выводы

1. Расчет несущей способности перекрытий кинематическим способом метода предельного равновесия сводится к выводу расчетных формул для всех разновидностей механизмов разрушения участков с учетом особенностей их опорных условий и формы в плане.
2. Форма разрушения плиты при других схемах опирания и загрузки может быть принята на основе обширных опытов над железобетонными плитами, работающими в двух направлениях, с гибкой арматурой.
3. В стадии предельного равновесия плита под нагрузкой провисает, ее плоская поверхность

может рассматриваться как усеченная пирамида с высотой, равной максимальному прогибу плиты.

Литература:

1. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. - М.: Госстрой издат, 1979.
2. Мухамедиев Т.А. Прочность и деформативность плоских безбалочных перекрытий многоэтажных зданий с произвольной сеткой колонн. Автореф. дис. ...к. т. н. - М., 1978.
3. Ржаницын А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов. - М., 1954.
4. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. - М.: НИИЖБ, ЦНИИ Пром. зданий Госстроя СССР, 1987. - 41 с.
5. Max L. Porter. Analysis of Two-Way Acting Composite //Journal of Structural Engineering, ASCE. Vol. 111, № 1, Jan. 1985. -P. 1-18.
6. Porter M.L. Ekberg. C.E., Jr. Compendium of ISU Research Conducted on Cold-Formed Steel- Deck- Reinforced Slabs Systems. Engineering Research Institute. Iowa State University. Ames. Iowa, USA. Desember. 1978. - 80 p.

Рецензент: д.ф.-м.н., профессор Асанов А.