

Математический расчет пустотных панелей перекрытий для возведения зданий

Бабашов Даниэль Эльманович

Приамурский государственный университет им. Шолом-Алейхема

Студент

Аннотация

В данной статье описаны расчеты пустотных панелей перекрытия и их применение в современном строительстве. Данные расчеты выполнены с применением математических формул и исходных данных.

Ключевые слова: пустотные панели, перекрытия, расчет.

Mathematical calculation of hollow floor panels for the construction of buildings

Babashov Daniel Elmanovich

Sholom-Aleichem Priamursky State University

Student

Abstract

This article describes the calculations of hollow floor panels and their application in modern construction. These calculations are performed using mathematical formulas and initial data.

Keywords: hollow panels, overlaps, calculation.

Введение

Пустотные плиты перекрытия являются одними из наиболее распространенных и востребованных строительных материалов, используемых в строительстве. Они обладают рядом преимуществ, таких как высокая прочность, звукоизоляция, относительно низкая стоимость и простота монтажа.

Однако для обеспечения надежности и долговечности зданий и сооружений, необходимо производить точный расчет пустотных панелей.

В статье А.Н. Малахова приведены примеры и подробный порядок расчета плоской плиты перекрытия [1]. Также в работе Е.А. Плехановой и А.С. Васильева представлены численные и аналитические расчёты пустотных плит с различной длиной. [2].

Цель исследования: изучить пустотные плиты перекрытий, а также научиться производить расчеты.

1. Расчет пустотной предварительно напряженной панели перекрытия

1.1 Расчетная схема и расчетный пролет

Требуется запроектировать пустотную панель (плиту) перекрытия с шириной $b_{пан} = 1.4$ м, длиной $l_{пан} = 6.4$ м при её опирании по верху ригеля.

Панель (плита) действует как однопролётная свободная балка, на которую воздействует равномерное распределение нагрузки по всей её длине. Расчётная длина плиты принимается равной расстоянию между осевыми линиями опор плиты на ригели (рисунок 1.1).

Если плита опирается на ригель сверху, то её расчётная длина

$$l_0 = l_{пан} - \frac{b_b}{2} \quad (1.1)$$

где $l_{пан}$ – длина плиты (расстояние между осями ригелей); b_b – ширина поперечного сечения ригеля.

Для определения значения l_0 задаёмся размерами поперечного сечения ригеля h_b и b_b :

$$h_b = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15} \right) \cdot l_b = \frac{1}{12} \cdot 710 = 50,167 \text{ см}$$

принимаем $h_b = 60$ см.

$$b_b = (0.3 - 0.4) \cdot h_b = 0.4 \cdot 60 = 24 \text{ см,}$$

принимаем $b_b = 25$ см.

Здесь l_b - пролёт ригеля.

Тогда в соответствии с формулой (1.1)

$$l_0 = 7.5 - \frac{0.25}{2} = 6.275 \text{ м}$$

1.2 Нагрузки

Постоянная нагрузка на плиту включает вес пола и самой плиты. Она рассчитывается как толщина материала, умноженная на его удельный вес. Величина нагрузки на 1 кв. метр площади указана в проектной документации, где также указаны значения временной нагрузки: полная v_n и кратковременная v_n, s_h . Значения нагрузок для перекрытия приведены в Таблице 1.1, а при проектировании зданий массового использования используется стандартный уровень ответственности с коэффициентом надежности $\gamma_n = 1$. Чтобы получить значения нагрузки на метр плиты, нужно умножить значения нагрузки на квадратный метр на ширину плиты коэффициент γ_n .

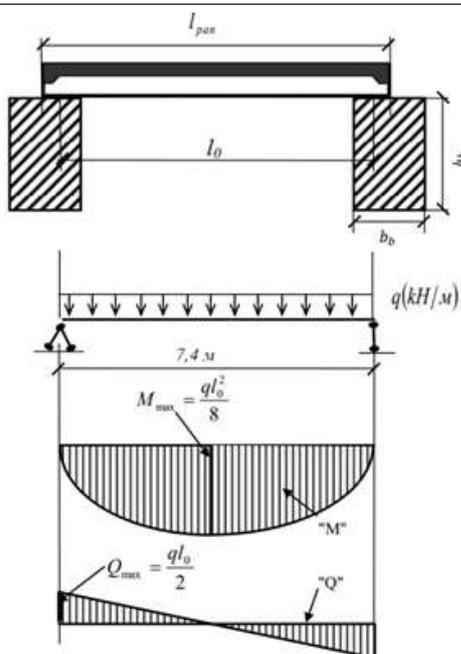


Рисунок. 1.1 Расчетная схема, расчетный пролет и эпюры усилий

Расчётная полная нагрузка на 1 м длины плиты:

$$q = (g + v) \cdot b_{пан} \cdot \gamma_n = 14,241 \cdot 1.4 \cdot 1.0 = 19,9374 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Нормативная полная нагрузка на 1 м длины плиты:

$$q_n = (g_n + v_n) \cdot b_{пан} \cdot \gamma_n = 11,970 \cdot 1.4 \cdot 1.0 = 16,758 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

В том числе нормативная постоянная и длительная нагрузка:

$$q_{n,l} = (g_n + v_{n,l}) \cdot b_{пан} \cdot \gamma_n = 10,570 \cdot 1.5 \cdot 1.0 = 14,798 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Таблица 1.1 – Нормативные и расчетные нагрузки на 1м² перекрытия

Вид нагрузки	δ	γ	Нормативные нагрузки, Н/м^2	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, Н/м^2
Утеплитель ($\delta=120\text{мм}$, $\rho=4000 \text{ Н/м}^3$)	0,12	4000	480	1,3	624
Стяжка ($\delta=35\text{мм}$, $\rho=18000 \text{ Н/м}^3$)	0,35	18000	630	1,3	819
Бетонная плитка ($\delta=30\text{мм}$, $\rho=22000 \text{ Н/м}^3$)	0,03	22000	660	1,3	858
Собственный вес пустотной плиты		3000	3000	1,1	3300
Итого			4770		5601
Временная:			7200	1,2	8640

Кратковременная			1400	1,2	1680
Длительная			5800	1,2	6960
Полная нагрузка		Сумма нормативных	11970	Сумма расчетных	14214

1.3 Усилия от расчётных и нормативных нагрузок

На рисунке 1.1 представлена расчётная схема плиты. Для такой однопролётной балки максимальный изгибающий момент возникает в центре пролёта и составляет $\frac{ql_0^2}{8}$, а максимальная поперечная сила возникает на опоре и равна $\frac{ql_0}{2}$. Таким образом, мы можем рассчитать значения усилий:

- от расчётной полной нагрузки

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{19.937 \cdot 6.275^2}{8} = 98.128 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (1.2)$$

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{19.937 \cdot 6.275}{2} = 62,554 \text{ кН}$$

- от нормативной полной нагрузки

$$Mn = \frac{q_n l_0^2}{8} = \frac{16.758 \cdot 6.275^2}{8} = 82,482 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (1.3)$$

$$Qn = \frac{q_n l_0}{2} = \frac{16.28 \cdot 6.275}{2} = 52,578 \text{ кН}$$

- от нормативной постоянной и длительной нагрузки

$$Mnl = \frac{q_{n,l} l_0^2}{8} = \frac{14.798 \cdot 6.275^2}{8} = 72,835 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (1.4)$$

1.4 Компоновка поперечного сечения плиты

Для примера возьмём панель со следующими характеристиками (рисунок. 1.2а):

– Ширина панели внизу $b_f = 140 - 1 = 139$ см.

– Ширина плиты наверху $b_{\cdot f} = 140 - 2 \times 2 = 136$ см.

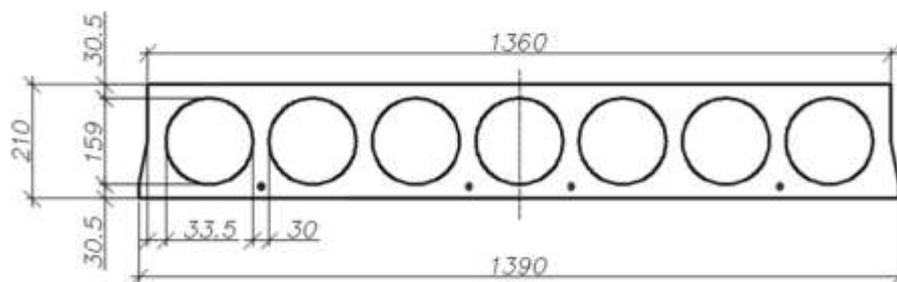
– Высота поперечного сечения пустотной предварительно напряжённой плиты:

$$h = \frac{l_0}{30} = \frac{627,5}{30} = 20,91 \text{ см, принимаем } h = 21 \text{ см.}$$

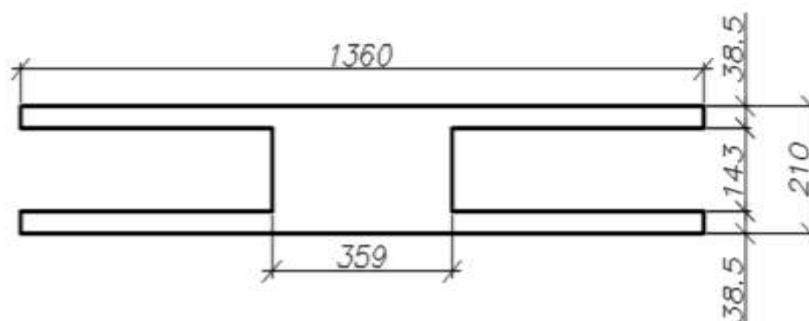
Расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до внешнего растянутого края сечения, $a = 3$ см; рабочая высота сечения

$h_0 = h - a = 18$ см; диаметр пустот $d = 15,9$ см; толщина верхней и нижней полок $h'_f = h_f = 3,05$ см; толщина средних ребер $t = 3$ см; толщина крайних ребер $t_1 = 3,35$ см (рис. 1.2, а);

$$b'_f = 7 \cdot d + 6 \cdot t + 2 \cdot t_1 = 7 \cdot 15,9 + 6 \cdot 3 + 2 \cdot 3,35 = 136 \text{ см.}$$



а)



б)

Рисунок. 1.2. Многопустотная панель: а – поперечное сечение;
б – приведенное сечение

При расчёте по предельным состояниям поперечное сечение пустотной плиты приводится к эквиваленту двутавра (рисунок. 1.2, б) с шириной полки $b_f = 136$ см, толщиной полок $h_f = h_f = 3,05$ см, высотой $h = 21$ см и шириной ребра $b = 136 - 7 \cdot 15,9 = 24,7$ см. В расчетах на прочность выступы растянутой области не учитываются.

1.5 Материалы для панели

Пустотная плита перекрытия разрабатывается с предварительным напряжением арматуры с помощью электротермического натяжения на опоры формы. Изделие проходит термообработку при атмосферном давлении.

В качестве предварительно напряженной рабочей арматуры продольных ребер используется класс А800 (А-V) со следующими характеристиками:

- нормативное сопротивление - $R_{sn} = 800$ МПа;
- расчетное сопротивление - $R_s = 800$ МПа;
- модуль упругости - $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа.

Характеристики арматуры А800 приняты по приложению 3. В качестве ненапрягаемой арматуры плиты будем использовать стержневую арматуру класса А400 (А-III) и обыкновенную арматурную проволоку периодического профиля класса В500.

Для изготовления плиты выбираем бетон класса В40 с характеристиками согласно приложениям:

- нормативная призмная прочность – $R_{b,n}=R_{b,ser}=29$ МПа;
- расчетная призмная прочность – $R_b=22$ МПа;
- нормативное сопротивление при растяжении – $R_{bt,n}=R_{bt,ser}=2,1$ МПа;
- расчетное сопротивление при растяжении – $R_{bt}=1.4$ МПа;
- коэффициент условий работы бетона (учитывается при расчете на действие только постоянных и временных длительных нагрузок) – $\gamma_{bt}=0.9$;
- начальный модуль упругости бетона – $E_b=3.6 \cdot 10^4$ МПа.

Предварительное напряжение в напрягаемой стержневой арматуре должно удовлетворять условиям:

$$\sigma_{sp} \leq 0.9R_{s,n} \text{ и } \sigma_{sp} \geq 0.3 R_{s,n}$$

Тогда $\sigma_{sp} = 0.9R_{s,n} = 0.9 \cdot 800 = 720$ МПа. Принимаем $\sigma_{sp} = 720$ МПа. При этом неравенство $720 > 0.3 \cdot 800$ выполняется.

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} \quad (1.5)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация в арматуре растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой, при достижении в этой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению;

ε_{b2} – предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0.0035.

Значение $\varepsilon_{s,el}$ принимаем равным:

для арматуры с условным пределом текучести

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s} \quad (1.6)$$

где $\sigma_{s,el}$ – принимается с учетом всех потерь при коэффициенте $\gamma_{sp}=0.9$;
 R_s , σ_{sp} , E_s – в МПа

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{800 + 400 - (720 - 100) \cdot 0.9}{2 \cdot 10^5} = 0.003$$

Определяем ξ_R :

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{0.003}{0.0035}} = 0.431$$

2 Расчет пустотной плиты по предельным состояниям первой группы

2.1 Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси

Расчет прочности плиты выполняется как для балки с максимальным

изгибающим моментом в середине пролета равным $M = 98.131 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

При проектировании такой изгибаемой конструкции необходимо обеспечить работу арматуры в растянутой области с расчетным пределом текучести (физическим или условным), то есть с предельным напряжением равным пределу текучести. По этой причине усилие в арматурных стержнях на стадии предельного состояния будет равно $N_s = R_s \cdot A_{sp}$. Вместе с тем усилие в бетоне сжатой области N_b будет равно $R_b A_b$, исходя из предположения, что все частицы бетона сжатой области высотой x имеют одинаковую величину напряжения равную R_b .

Процесс определения следующий:

$$\alpha_m \rightarrow \xi \rightarrow A_s.$$

Вычисляем:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_{ef} \cdot h_0^2} \quad (2.1)$$

$$\alpha_m = \frac{98131}{22 \cdot 139 \cdot 18^2} \cdot 10^3 = 0.099$$

где 139 – это коэффициент, используемый для преобразования числителя и знаменателя в одни и те же единицы измерения;

22 МПа – призмочная прочность бетона, принятая без учета коэффициента условий работы $\gamma_{bl} = 0.9$, поскольку общий момент определяется в том числе с учетом кратковременных нагрузок

Тогда

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.099} = 0.104 < \xi_R = 0.431$$

Поскольку $x = \xi \cdot h_0 = 0.104 \cdot 18 = 1.872 < 5 \text{ см}$, то нейтральная ось сечения проходит в пределах полки и площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле:

$$A_{sp} = \frac{R_b \cdot b_{ef} \cdot h_0 \cdot \xi}{\gamma_{s3} \cdot R_s} \quad (2.2)$$

$$A_{sp} = \frac{22 \cdot 136 \cdot 18 \cdot 0.104}{1.1 \cdot 800} = 6.0588 \text{ см}^2$$

где γ_{s3} – коэффициент условия работы для напряженной арматуры, принимаемый при соблюдении условия $\xi < \xi_R$.

Используя данные из приложения, мы выбираем 2 стержня $\text{Ø}16 \text{ A}800$ с площадью $A_{sp} = 6.16 \text{ см}^2$, это превышает требуемую расчетную площадь на:

$$\frac{6,16 - 6,0588}{6,0588} \cdot 100\% = 1.670\%$$

Заключение

В данной статье были рассмотрены основные методы расчета пустотных плит перекрытия. Выбор метода расчета зависит от многих факторов, таких как сложность конструкции, требования к точности расчета и доступность программного обеспечения.

Библиографический список

1. Малахова А.Н. Расчет плоских плит перекрытий монолитного каркасного здания с учетом нелинейной работы материалов // Системные технологии. 2022. № 2 (43) С. 41-47. URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=49450622>
2. Плеханова Е.А., Васильев А.С. Исследование несущей способности плит перекрытия аналитическим и численным методами // Вестник Приамурского государственного университета им. Шолом-Алейхема. 2020. № 1 (38) С. 63-70. URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=43991180>
3. Пушкарёв Б.А., Кореньков П.А. Сборно-монолитные железобетонные конструкции. Сферы применения и особенности расчёта // Строительство и техногенная безопасность. 2013. № 46 С. 30-35. URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=25517007>