

Вычисление параметров железобетонных ростверков ленточного типа

Бабашов Даниэль Эльманович

Приамурский государственный университет им. Шолом-Алейхема

Студент

Аннотация

В статье представлены расчёты железобетонных ленточных ростверков для свайных фундаментов с применением математических формул и исходных данных, а также их практическое применение в строительстве.

Ключевые слова: железобетон, фундамент, строительство, расчёт.

Calculation of the parameters of reinforced concrete ribbon-type roostverks

Babashov Daniel Elmanovich

Sholom-Aleichem Priamurskiy State University

Student

Abstract

The article presents calculations of reinforced concrete strip frames for pile foundations using mathematical formulas and initial data, as well as their practical application in construction.

Keywords: reinforced concrete, foundation, construction, calculation.

1 Введение

1.1 Актуальность

В современном строительстве фундаментные конструкции играют ключевую роль в обеспечении надёжности и долговечности зданий и сооружений. Особое место среди различных типов фундаментов занимают свайные конструкции с железобетонными ростверками ленточного типа, которые широко применяются при возведении объектов различного назначения. Растущая потребность в эффективных и надёжных решениях для строительства на сложных грунтовых условиях. Железобетонные ростверки ленточного типа позволяют эффективно перераспределять нагрузки от надземной части здания на свайное поле, обеспечивая равномерную передачу усилий на основание.

1.2 Обзор исследования

В статье М.Б. Мариничева, П.А. Ляшенко, В.В. Денисенко и И.Г. Ткачева рассматриваются методы расчета и проектирования свайных фундаментов для высотных зданий в сложных грунтовых условиях [1]. Также в статье В.С. Уткин, Л.А. Сушев, С.А. Соловьёв рассмотрена работа свай в свайном основании фундамента, по-новому описана система механических

воздействий на нее для расчета свай по осадке фундамента с учетом распределения упругой деформации материала свай в грунте основания [2].

Федоренко Д.Д. в своей статье сравнивает расчет осадки как условного фундамента на естественном основании и расчет с учетом взаимного влияния свай в группе [3]. В статье Н.М. Дорошкевич, В.В. Знаменский, В.И. Кудинов рассматриваются инженерные методы расчёта свайных фундаментов с учётом различных схем нагружения, включая постоянные, длительные и кратковременные нагрузки. Авторы предлагают теоретические и практические подходы для определения несущей способности свайных оснований, основываясь на характеристиках грунтов и результатах испытаний свай [4]. А. В. Самородова анализирует методики расчёта и нормативные положения, предлагает инженерные методики определения параметров фундаментов и методы оценки их эффективности [5].

1.3 Цель исследования

Расчет железобетонных ленточных ростверков свайных фундаментов, отвечающий всем строительным нормам и правилам.

2 Общая часть

Выполнен расчёт железобетонных ленточных ростверков для свайного фундамента жилого дома, расположенного в городе Биробиджане.

Здание представляет собой пятиэтажный кирпичный дом.

Математические расчёты были проведены с соблюдением требований нормативного документа СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия», который регламентирует расчётные параметры и методы оценки нагрузок на строительные конструкции.

3 Расчет железобетонных ленточных ростверков свайных фундаментов

3.1 Подбор продольной арматуры

При проектировании ростверков под стенами кирпичных зданий необходимо учитывать, как эксплуатационные, так и строительные нагрузки.

Расчётные методики предполагают, что нагрузка распределяется по треугольной схеме. Максимальная ордината этой треугольной эпюры нагрузок, обозначаемая как P , располагается непосредственно над осью свай. Значение этой ординаты определяется с помощью следующей расчётной формулы:

$$P = \frac{q_0 \times L}{a} \quad (1.1)$$

где L – расстояние между осями свай вдоль ряда, м;

q_0 – равномерно распределенная нагрузка от здания на уровне основания ростверка, кН/м;

a – длина базы нагрузки м, которая вычисляется следующей формулой:

$$a = 3.14 \times \sqrt[3]{\frac{E_p \times I_p}{E_k \times b_k}}, \quad (1.2)$$

где E_p – модуль упругости бетона ростверка, МПа;

I_p – момент инерции сечения ростверка, м⁴;

E_k – модуль упругости блоков бетона, расположенных над ростверком, МПа;

b_k – ширина стены блоков, поддерживающих ростверк.

$$I_p = \frac{b_p \times h_p^3}{12} = \frac{1,5 \times 0,6^3}{12} = 0,027 \text{ м}^4 \quad (1.3)$$

b_p – ширина ростверка, равна 1,5 м;

h_p – высота ростверка, равна 0,6 м.

Подставим значения в вышеприведенную формулу:

$$a = 3,14 \times \sqrt[3]{\frac{2,7 \times 0,027}{2,7 \times 0,77}} = 3,14 \times \sqrt[3]{0,37} = 1,1 \text{ м} \quad (1.4)$$

Для вычисления максимальной ординаты эпюры свай p_0 используется формула:

$$P = \frac{q_0 \times L_p}{a} \quad (1.5)$$

тогда:

$$P = \frac{q_0 \times L}{a} = \frac{1696,36 \times 1,3}{1,1} = 2004,78 \text{ кН} \quad (1.6)$$

где L_p – расчетный пролет м, равный $1,05 \cdot L_{св}$;

где $L_{св}$ – расстояние между сваями в свету, м.

$$p_0 = \frac{1696,36 \times 0,84}{1,1} = 1295,4 \text{ кН} \quad (1.7)$$

Расчетные изгибающие моменты $M_{оп}$ и $M_{пр}$ вычисляются по следующим формулам:

$$M_{оп} = -\frac{q_0 \times L_p^2}{12} = -\frac{1696,36 \times 0,84^2}{12} = -99,74 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (1.8)$$

$$M_{оп} = -\frac{q_0 \times L_p^2}{24} = -\frac{1696,36 \times 0,84^2}{24} = -49,87 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (1.9)$$

Для нахождения поперечной силы в ростверке у основания свай применяется формула:

$$Q = \frac{q_0 \times L_p}{2} = \frac{1696,36 \times 0,84}{2} = 712,47 \text{ кН} \quad (1.10)$$

где q_0 – равномерно распределенная нагрузка от здания на уровне нижней части ростверка, кН/м;

L_p – расчетный пролет, м.

Характеристики прочности бетона определяются следующим образом:

R_b – расчетное сопротивление бетонной смеси класса В-20, $R_b = 11,5$ МПа.

Расчёт прочности ростверка выполняется по нормальным сечениям, которые рассматриваются относительно его продольной оси.

Процесс подбора арматуры осуществляется в соответствии с требованиями нормативного документа СП 63.13330.2016. Этот свод правил устанавливает основные положения и методики, необходимые для

обеспечения надёжности железобетонных конструкций при проектировании и строительстве.

Вычисляем коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} \quad (1.11)$$

где M – момент в пролёте, кНм;

b – ширина сечения, м;

h_0 – рабочая высота, м; $h_0 = 600 - 50 = 550$ мм.

$$\alpha_m = \frac{49,87 \times 10^6}{11,5 \times 10^3 \times 1,5 \times 0,55^2} \quad (1.12)$$

При $\alpha_m = 0,01$ определяем $\eta = 0,977$, затем рассчитаем требуемую площадь растянутой арматуры по формуле:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \eta \times h_0} \quad (1.13)$$

где M – момент в пролёте, кНм;

R_s – расчетное сопротивление арматуры, МПа.

$$A_s = \frac{49,87 \times 10^6}{365 \times 0,977 \times 0,55} = 2,54 \text{ см}^2 \quad (1.14)$$

Выбираем арматуру класса А400 8Ø7 мм ($A_s = 3,08 \text{ см}^2$) и конструктивно - Ø12 мм ($A_s = 9,05 \text{ см}^2$).

Для сечения на опоре:

Момент на опоре равен 99,74 кНм. Рабочая высота $h_0 = 600 - 50 = 550$ мм.

Коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{99,74 \times 10^6}{11,5 \times 10^3 \times 1,5 \times 0,55^2} = 0,019 \quad (1.15)$$

Находим $\eta = 0,99$, затем рассчитываем необходимую площадь для арматуры класса А400, $R_s = 360$ МПа:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \eta \times h_0} = \frac{99,74 \times 10^6}{360 \times 0,99 \times 0,55} = 5,02 \text{ см}^2 \quad (1.16)$$

Выбор – стержни арматуры А400, 8Ø10 мм ($A_s = 6,28 \text{ см}^2$).

3.2 Расчет поперечных стержней

Диаметр поперечных стержней определяется исходя из условий сварки. При этом соблюдается соотношение диаметров поперечного и продольного стержней, равное 1/4.

Исходя из этого, для поперечных стержней принимается диаметр 4 мм. Используется арматура класса А-I, которая устанавливается с шагом S , равным 310 мм. Такое соотношение диаметров и шаг установки арматуры обеспечивают необходимую прочность и устойчивость ростверка при эксплуатации.

3.3 Расчет на продавливание

Расчет на продавливаемость конструкций под воздействием сил, равномерно распределенных по большой площади, должен осуществляться на основании следующего условия:

$$F \leq \alpha \times R_{bt} \times U_m \times h_0 \quad (1.17)$$

F – сила продавливания, кН;

α – коэффициент, принимаемый равным 1;

U_m – среднее арифметическое периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся в процессе продавливания.

При расчёте величины U_m предполагается, что продавливание элемента происходит по боковой поверхности пирамидальной области, при этом боковые грани пирамиды наклонены под углом 45 градусов относительно горизонтальной плоскости.

Если внутри этой пирамидальной области размещаются дополнительные элементы в виде хомутов, то расчёт производится с учётом следующего условия:

$$F = F_d + 0,8 \cdot F_{sw} = 1696,36 + 0,8 \cdot 6,615 = 1701,65 \text{ кН} \quad (1.18)$$

$$F_d = F \quad (1.19)$$

Сила F_{sw} рассчитывается как сумма всех поперечных усилий, действующих на хомуты, проходящие через боковые грани пирамиды:

$$F_{sw} = \sum R_{sw} \times A_{sw}, \quad (1.20)$$

где R_{sw} – расчетное сопротивление арматуры, не превышающее значения для арматуры класса А-I. При учете поперечной арматуры значение F_{sw} должно составлять не менее $0,5 \cdot F_b$;

A_{sw} – площадь поперечного сечения арматуры хомутов, равная $12,6 \text{ мм}^2$.

$$F_{sw} = 3 \times 175 \times 103 \times 0,0000126 = 6,615 \text{ кН} \quad (1.21)$$

$$F \leq 1 \times 0,9 \times 2 \times 0,55 = 990 \text{ кН} = P \quad (1.22)$$

$F = 1696,36 \text{ кН} > P = 990 \text{ кН}$, что соответствует условию расчета на продавливание.

4 Заключение

В завершение следует подчеркнуть, что расчёт железобетонных ленточных ростверков для свайных фундаментов представляет собой критически важный и весьма ответственный этап при проектировании зданий и сооружений.

Этот процесс требует всестороннего учёта многочисленных факторов, включая корректное определение различных видов нагрузок и обоснованный выбор материалов. Только при соблюдении всех этих условий можно гарантировать надёжность и длительный срок службы фундаментной конструкции.

Библиографический список

1. Мариничев М.Б., Ляшенко П.А., Денисенко В.В., Ткачев И.Г. Расчет и конструирование свайных фундаментов высотных зданий в сложных грунтовых условиях // Фундаменты. 2021. № 1(3). С. 58-63. URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=44877763>
2. Уткин В.С., Сушев Л.А., Соловьёв С.А. Совершенствование методов

- расчета свайных фундаментов по осадке // Вестник МГСУ. 2021. Т. 10. № 3. С. 331-339. URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=46384056>
3. Федоренко Д.Д. Сравнение двух методов расчетов осадки свайных фундаментов // Севергеоэкотех-2024. 2024. С. 115-123. URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=67342226>
 4. Дорошкевич Н.М., Знаменский В.В., Кудинов В.И. Инженерные методы расчета свайных фундаментов при различных схемах их нагружения // Вестник МГСУ. 2006. № 1. С. 119-132. URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=15204297>
 5. Самородов А.В. Особенности расчета, проектирования и оценки эффективности, комбинированных свайных и плитных фундаментов многоэтажных зданий // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2017. № 6. С. 15-20. URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=32398668>
 6. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. М., 2016 г.