

Індивідуальне завдання № 1, №2

1. Визначення нормативних та розрахункових значень характеристик ґрунтів

1.1 Методика розрахунків

Нормативні та розрахункові значення характеристик ґрунтів обчислюють за результатами безпосередніх визначень для кожного інженерно-геологічного елемента будівельного майданчика, а для характеристик міцності та деформаційних характеристик - як за результатами безпосередніх визначень, так і з використанням таблиць, де вони визначаються за фізичними властивостями.

Статистичну обробку дослідних даних починають із перевірки на вилучення грубих помилок - відскоків. Для цього визначають середнє арифметичне значення характеристики.

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i, \quad (1.1)$$

де x_i - часткове значення характеристики, n - число її визначень.

Вилучати треба максимальні або мінімальні часткові значення, для яких виконується умова,

$$|\bar{x} - x_i| > \nu S_{dis} \quad (1.2)$$

де ν - статистичний критерій, який приймається в залежності від кількості визначень (табл.1);

Таблиця 1 - Значення статистичного критерію

Число визначень	n	Число визначень	n	Число визначень	n
6	2,07	13	2,56	20	2,78
7	2,18	14	2,60	25	2,88
8	2,27	15	2,64	30	2,96
9	2,35	16	2,67	35	3,02
10	2,41	17	2,70	40	3,07
11	2,47	18	2,73	45	3,12
12	2,52	19	2,75	50	3,16

S_{dis} - зміщена оцінка середнього квадратичного відхилення характеристики, яка обчислюється за формулою

$$S_{dis} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\bar{x} - x_i)^2}, \quad (1.3)$$

Якщо грубі помилки вилучені, то нормативне значення () обчислюють за формулою (1). При їх відсутності за нормативне приймають середнє арифметичне значення тієї чи іншої характеристики.

Нормативне значення механічних характеристик ґрунтів - кута внутрішнього тертя, φ , та питомого зчеплення, C , обчислюють методом найменших квадратів для усієї сукупності дослідних даних за нормативною залежністю

$$t = s \operatorname{tg} j + c, \quad (1.4)$$

де t - граничне напруження зсуву (зрізу), кПа;
 s - нормальне напруження стиску, кПа.

Перевірку та вилучення грубих помилок у значеннях характеристик виконують для кожного значення нормальних напружень окремо. Обчислення здійснюють за формулами:

$$S_{dis} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\bar{x} - x_i)^2}, \quad (1.5)$$

$$c_n = \frac{1}{\Omega} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i \right), \quad (1.6)$$

або

$$c_n = \frac{1}{\Omega} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i - \operatorname{tg} \varphi_n \sum_{i=1}^n \sigma_i \right), \quad (1.7)$$

де

$$\Omega = n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2. \quad (1.8)$$

Середнє квадратичне відхилення для усіх характеристик ґрунтів, крім c і j , обчислюють за формулою:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (x_n - x_i)^2}, \quad (1.9)$$

для c і j :

$$S_c = S_r \sqrt{\frac{1}{\Omega} \sum_{i=1}^n \sigma_i^2}, \quad s_{t_{\text{гф}}} = S_r \sqrt{\frac{n}{\Omega}}, \quad (1.10)$$

де

$$S_r = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (\bar{x} - x_i)^2}. \quad (1.11)$$

У формулі (1.11) значення обчислюють за формулою (1.4) для кожного значення нормальних напружень і нормативних значень c і j .

Визначають коефіцієнт варіації:

$$V = \frac{S}{x_n}, \quad (1.12)$$

помилку середнього значення Dx (в абсолютних одиницях) або δx (відносну помилку):

$$\Delta_x = \pm S / \sqrt{n}; \quad \delta_x = \pm V / \sqrt{n}. \quad (1.13)$$

Довірчий інтервал, що характеризує зону навколо середнього значення, в межах якої із заданою ймовірністю α знаходиться істинне генеральне середнє значення для цих характеристик (крім c і j), обчислюють за формулами:

$$\Delta = \pm t_{\alpha} S / \sqrt{n}; \quad \delta = t_{\alpha} V / \sqrt{n}. \quad (1.14)$$

Для c і j :

$$\delta_{t_{\text{гф}}} = t_{\alpha} V_{t_{\text{гф}}}; \quad \delta_c = t_{\alpha} V_c, \quad (1.15)$$

де t_{α} - статистичний коефіцієнт, який визначається в залежності від заданої ймовірності (надійності) α та числа визначень n (табл.1.2).

Довірча ймовірність приймається при розрахунках за I групою граничних станів $\alpha = 0,95$, за II групою - 0,85.

Усі розрахунки основ повинні виконуватись з використанням розрахункових характеристик x , які обчислюються за формулою:

$$x = x_n / \gamma_g, \quad (1.16)$$

де γ_g - коефіцієнт надійності за ґрунтом:

$$\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \delta}. \quad (1.17)$$

Порівнюючи формули (1.16) та (1.17), знаходимо, що $x = xn(1 \pm d)$ або $x = xn \pm D$. (1.18)

Таблиця 2 - Значення коефіцієнта t_{α} при односторонній довірчій ймовірності α

Число визначень n-1 для $Rc i$ n-2 для $c i j$	t_{α} при α		Число визначень n-1 або n-2	t_{α} при α	
	0,85	0,95		0,85	0,95
2	1,34	2,92	13	1,08	1,77
3	1,25	2,35	14	1,08	1,76
4	1,19	2,13	15	1,07	1,75
5	1,16	2,01	16	1,07	1,75
6	1,13	1,94	17	1,07	1,74
7	1,12	1,90	18	1,07	1,73
8	1,11	1,86	19	1,07	1,73
9	1,10	1,83	20	1,06	1,72
10	1,10	1,81	30	1,05	1,70
11	1,09	1,80	40	1,05	1,68
12	1,08	1,78	60	1,05	1,67

В формулах (1.17), (1.18) знак перед величиною d обирається той, який забезпечує більшу надійність даного розрахунку основи або фундаменту (тобто збільшує навантаження і зменшує опір матеріалу).

Наприклад, обчислюючи активний тиск на огороження (див. §2.7.4) при визначенні розрахункової величини питомої ваги ґрунту за формулою (1.18) приймають знак "плюс", тому що вага ґрунту у даному випадку є навантаженням на огороження і її завищення приводить до збільшення надійності. Навпаки, обчислюючи несучу спроможність ґрунту, яка є функцією його питомої ваги, при визначенні її розрахункової величини за формулою (1.18) приймають знак "мінус", тому що при цьому знижується несуча спроможність ґрунту, що приводить до підвищення надійності.

При визначенні розрахункових значень деформаційних характеристик та міцності завжди приймають знак "мінус".

Приклад 1.1

Для тугопластичного суглинку одержано 9 визначень питомої ваги g (табл. 1.3).

Виконуємо перевірку на вилучення можливих грубих помилок, для чого обчислюємо:

$$\bar{y} = 150,3 / 9 = 16,7 \text{ кН/м}^3;$$

$$S_{dis} = \sqrt{19,49 / 9} = 1,47 \text{ кН/м}^3.$$

Для $n = 9$ (табл. 1.1) $n = 2,35$,

тоді

$$vSdis = 2,35 \times 1,47 = 3,45 \text{ кН/м}^3.$$

Таблиця 1.3 - До прикладу 1.1

Номер досліду	$g, \text{кН/м}^3$		
1	16,3	0,40	0,16
2	15,6	1,10	1,21
3	20,3	-3,60	12,96
4	16,8	-0,10	0,01
5	17,0	-0,30	0,09
6	17,1	-0,40	0,16
7	15,3	1,40	1,96

8	15,0	-1,70	2,89
9	16,9	-0,20	0,04
S	150,3	0,00	19,49

Найбільше відхилення від середнього значення складає 3,60, що більше від 3,45. Таким чином, дослідні дані містять грубу помилку (дослід №3), яка підлягає вилученню.

Заново обчислюємо середнє значення питомої ваги, але вже для восьми дослідів, та суму квадратів відхилень від середнього значення.

Вони складають відповідно 16,25 кН/м³ та 4,903. Після вилучення грубої помилки за нормативне значення питомої ваги приймають її середнє арифметичне.

Отже, $gn = 16,25 \text{ кН/м}^3$.

Для визначення розрахункової величини g обчислюємо середнє квадратичне відхилення та коефіцієнт варіації:

$$S = \sqrt{4,903 / 7} = \pm 0,84 \text{ кН/м}^3;$$

$$V = 0,84 / 16,25 = \pm 0,05.$$

Для оцінки несучої спроможності основ (I група граничних станів) питома вага g визначається з довірчою ймовірністю 0,95.

При $a = 0,95$ і $n - 1 = 7$ знаходимо (табл.1.2) $ta = 1,90$.

Тоді за формулою (1.14)

$$\delta = 1,90 \times 0,05 / \sqrt{8} = 0,034.$$

Далі скористаємось формулою (2.18): $gn = 16,25(1 - 0,034) = 15,7 \text{ кН/м}^3$. Тут значення d прийнято із знаком „мінус”, оскільки у цьому випадку забезпечується більша надійність розрахунку за несучою спроможністю.

При розрахунку за деформаціями (II група граничних станів) маємо при $a = 0,85$ і $n - 1 = 7$ $ta = 1,12$. Отже,

$$\delta = 1,12 \times 0,05 / \sqrt{8} = 0,019;$$

$$\gamma_{*} = 16,25(1 - 0,019) = 15,9 \text{ кН/м}^3.$$

Тут значення d взяте із знаком „мінус” з тих же міркувань, що і в першому випадку.

Приклад 2.2

Для інженерно-геологічного елемента, складеного пластичними супісками, було виконано 27 лабораторних визначень опору зсуву (зрізу) t у

трьох серіях (по 9 дослідів у кожній) при значеннях нормального тиску $s = 100, 200$ та 300 кПа (табл.1.4). Раніш ніж приступити до обчислення нормативних та розрахункових значень s_i та t_i , виконуємо перевірку на виключення грубих помилок у визначеннях t_i при кожному значенні нормального тиску. Необхідні для цього підрахунки наведені в таблиці 1.4. Значення статистичного критерію прийнято $n = 2,35$ (табл.1.1). У результаті перевірки виявляємо, що при усіх значеннях нормального тиску:

$$|t - t_i| < nS_{dis},$$

отже, грубих помилок немає.

Обчислення нормативних та розрахункових значень s_i та t_i виконуємо в табличній формі (табл.1.5), куди в графі 2 і 3 заносимо експериментальні дані значень s_i та t_i . Після обчислень, записаних у графі 4 і 5, визначаємо $tgjn$ та cn . Значення в графі 6 одержуємо після підстановки знайдених $tgjn$ та cn в формулу:

$$\hat{r}_i = \sigma_i tg \varphi_n + c_n.$$

Таблиця 1.4 - До прикладу 1.2

№ дослідів у серії	s = 100 кПа			s = 200 кПа			s = 300 кПа		
	t _i , кПа			t _i , кПа			t _i , кПа		
1	55	14,3	204,5	102	19,2	368,6	150	21,4	458,0
2	62	7,3	53,2	138	-16,8	282,2	145	26,4	697,0
3	72	-2,7	7,3	126	-4,8	23,0	180	-8,6	74,0
4	76	-6,7	44,9	125	-3,8	14,4	198	-26,6	707,6
5	70	-0,7	0,6	124	-2,8	7,8	182	-10,6	112,4
6	70	-0,7	0,5	122	-0,8	0,6	175	-3,6	13,0
7	72	-2,7	7,3	120	1,2	1,4	178	-6,4	41,0
8	75	-5,7	32,5	118	3,2	10,2	175	-3,6	13,0
9	72	-2,7	7,3	116	5,2	27,0	160	+11,4	130
S	624	-0,3	358,0	1091	-0,2	735,2	1543	-0,4	2246
	$\bar{r} = 627/9 = 69,3$ кПа			$\bar{r} = 1091/9 = 121,$			$\bar{r} = 1543/9 = 171,4$		
	$S_{dis} = \sqrt{358,0/9} = 6,$			$S_{dis} = \sqrt{735/9} = 9$			$S_{dis} = \sqrt{2246/9} = 1$		
	$\nu = 2,35; \nu S_{dis} = 14,8$			$\nu = 2,35; \nu S_{dis} = 2$			$\nu = 2,35; \nu S_{dis} = 27$		
	$14,3 < 14,8$			$19,2 < 21,2$			$26,4 < 37,1$		

Використовуючи формули (1.5 - 1.8), обчислюємо $tgjn$ та cn

$$\Omega = 27 \times 1260000 - 5400^2 = 4860000;$$

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{1}{4860000} (27 \times 743500 - 3258 \times 5400) = 0,51; \quad \varphi_n = 27^\circ;$$

$$c_n = \frac{1}{4860000} (3258 \times 1260000 - 5400 \times 743500) = 18,6 \approx 19 \text{ кПа.}$$

Таблиця 1.5 - До прикладу 1.2

№ досліду	si, кПа	ti, кПа	s2i 10-3	siti10-2			
1	2	3	4	5	6	7	8
1	100	55	10	55	70	15	225
2	100	62	10	62	70	8	64
3	100	72	10	72	70	-2	4
4	100	76	10	76	70	-6	36
5	100	70	10	70	70	0	0
6	100	70	10	70	70	0	0
7	100	72	10	72	70	-2	4
8	100	75	10	75	70	-5	25
9	100	72	10	72	70	-2	4
10	200	102	40	204	121	19	361
11	200	138	40	276	121	-17	289
12	200	126	40	252	121	-5	25
13	200	125	40	250	121	-4	16
14	200	124	40	248	121	-3	9
15	200	122	40	244	121	-1	1
16	200	120	40	240	121	1	1
17	200	118	40	236	121	3	9
18	200	116	40	232	121	5	25
19	300	150	90	450	172	22	484
20	300	145	90	435	172	27	729
21	300	180	90	540	172	-8	64
22	300	198	90	594	172	-26	676
23	300	182	90	546	172	-10	100
24	300	175	90	525	172	-3	9
25	300	178	90	534	172	-6	36
26	300	175	90	525	172	-3	9
27	300	160	90	480	172	12	144
S	5400	3258	126×104	7435×102	-	-	3349

Таким чином, у нашому прикладі конкретне граничне рівняння складає:

$$\bar{\varepsilon} = 0,51\sigma_i + 19,$$

на основі якого заповнюємо графу 6.

Після заповнення граф 7 і 8 знаходимо

$$S_r = \sqrt{3349 / (27 - 2)} = 11,57 \text{ кПа.}$$

$$S_c = 11,57 \sqrt{1260000 / 4860000} = 5,89 \text{ кПа;}$$

$$S_{\text{tg}\varphi} = \sqrt{\frac{27}{4860000}} = 0,0273;$$

$$V_c = 5,89 / 19 = 0,31; \quad V_{\text{tg}\varphi} = 0,0273 / 0,51 = 0,054.$$

Визначаємо розрахункові значення s і j для розрахунку основ за першою групою граничних станів.

$$\text{Для } a = 0,95 \text{ та } n - 2 = 25 \text{ та } = 1,71.$$

Тоді

$$dc = 1,71 \times 0,31 = 0,53;$$

$$dtgj = 1,71 \times 0,054 = 0,092;$$

$$c1 = 19(1 - 0,53) = 9 \text{ кПа;}$$

$$\text{tg } j1 = 0,51(1 - 0,092) = 0,463; \quad j1 = 25^\circ.$$

При розрахунках за другою групою граничних станів для $a = 0,85$ та $n-2 = 25$ та $= 1,055$.

Тоді

$$dc = 1,055 \times 0,31 = 0,33;$$

$$dtgj = 1,055 \times 0,054 = 0,057;$$

$$cn = 19(1 - 0,033) = 13 \text{ кПа;}$$

$$\text{tg } jn = 0,51(1 - 0,057) = 0,481; \quad jn = 26^\circ.$$

Індивідуальне завдання № 3, №4

2. Алгоритм і програма статистичної обробки дослідних даних з визначення характеристик ґрунту

Нормами [6] передбачено, що при визначенні нормативних і розрахункових значень характеристик ґрунту, значення коефіцієнта γ_g в формулі (2.16) для характеристик міцності ґрунтів (питоме зчеплення c , кут внутрішнього тертя j , тимчасовий опір одноосному стиску R_c) і питомої ваги g визначається за методикою, наведеною у § 2.2.1. Для всіх інших характеристик ґрунту допускається приймати $g = 1$, тобто їх розрахункові значення дорівнюють нормативним.

Визначення розрахункових значень характеристик j , c , R_c і g , як видно з § 2.2.1, є досить трудомісткою задачею. Тому статистичну обробку дослідних даних за цими характеристиками доцільно виконувати за допомогою ЕОМ. З цією метою на кафедрі ПЦБ ВДТУ складена спеціальна програма для персональних комп'ютерів, яка передбачає визначення нормативних і розрахункових значень параметрів j , c , R_c і g за результатами дослідних визначень.

Кількість дослідів із визначення однієї характеристики в одному ІГЕ повинна бути не менше 6.

Підготовка ввідних даних для введення в ЕОМ

Програмою передбачається обробка за один раз двох вибірок (сукупностей дослідних даних): однієї для визначення j і c (сукупність дослідних значень граничних напружень зсуву t_i), а другої для обробки дослідних даних з визначення R_c або g .

Якщо треба виконувати обробку більшої кількості вибірок, необхідно повторювати роботу з програмою.

Для розрахунку потрібні такі ввідні дані:

1) кількість визначень характеристик, причому при обробці даних із визначення t вони групуються за трьома значеннями нормального напруження: $s_1 = 100$ кПа; $s_2 = 200$ кПа; $s_3 = 300$ кПа і кількість визначень t вводиться окремо для кожного значення s ;

2) частинні значення характеристики u відповідній кількості;

3) вказівки до прийняття знака "плюс" чи "мінус" у формулі (2.17).

Конкретно вказується, чи підвищує надійність зниження розрахункового значення характеристики.

Алгоритм розрахунку

1. Введення ввідних даних.

2. Вилучення грубих помилок із вибірок дослідних даних.

3. Визначення нормативного значення характеристик (окремо для t або R_c чи g).

4. Визначення середньоквадратичного відхилення характеристик і коефіцієнтів варіації.
5. Визначення коефіцієнта та при довірчій ймовірності $\alpha = 0,85$ і $\alpha = 0,95$.
6. Визначення розрахункових значень характеристики для розрахунків за першою й другою групами граничних станів.
7. Виведення на екран монітора результатів розрахунку.
8. Якщо результати задовольняють користувача, то вони виводяться на друкування. Друкуються такі величини: кількість дослідів після вилучення грубих помилок, нормативне значення характеристики, коефіцієнт варіації, розрахункові значення характеристики для другої й першої групи граничних станів. Результатам розрахунків передують друк ввідних даних. Нижче наведені результати розрахунків для прикладів 2.1, та 2.2.

СТАТИСТИЧНА ОБРОБКА ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТУ
 ПРІЗВИЩЕ: _____ ГРУПА: _____

ВИХІДНІ ДАНІ
 РЕЗУЛЬТАТИ ВИЗНАЧЕННЯ ОПОРУ ЗРІЗУ

НО МЕР ДОСЛІДУ	ПРИ НОРМАЛЬНОМУ НАПРУЖЕННІ		
	100 кПа	200 кПа	300 кПа
1	55	102	150
2	62	138	145
3	72	126	180
4	76	125	198
5	70	124	182
6	70	122	175
7	72	120	178
8	75	118	175
9	72	116	160

Кількість дослідів по визначенню характеристик 9
 приватні значення характеристики
 16,3 15,6 20,3 16,8 17,0 17,1 15,3 15,0 16,9
 Результати розрахунку

КІЛЬКІСТЬ ДОСЛІДІВ ПО ВИЗНАЧЕННЮ ОПОРУ ЗРІЗУ ПІСЛЯ ВИКЛЮЧЕННЯ ГРУБИХ ПОМИЛОК **27**

НОРМАТИВНЕ ЗНАЧЕННЯ ПИТОМОГО ЗЧЕПЛЕННЯ, кПа = 18,
6

НОРМАТИВНЕ ЗНАЧЕННЯ КУТА ВНУТРІШНЬОГО ТЕРТЯ, ГРАД = 27,
02

КОЕФІЦІЄНТ ВАРІАЦІЇ ПИТОМОГО ЗЧЕПЛЕННЯ = 0.3

	17	
КОЕФІЦІЄНТ ВАРІАЦІЇ ТАНГЕНСА КУТА ВНУТРІШНЬОГО ТЕРТЯ =	54	0,0
РОЗРАХУНКОВЕ ЗНАЧЕННЯ ПИТОМОГО ЗЧЕПЛЕННЯ, кПа		
ДЛЯ ДРУГОЇ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ =	4	12,
ДЛЯ ПЕРШОЇ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ =		8,5
РОЗРАХУНКОВЕ ЗНАЧЕННЯ КУТА ВНУТРІШНЬОГО ТЕРТЯ, ГРАД		
ДЛЯ ДРУГОЇ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ =	7	25,
ДЛЯ ПЕРШОЇ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ =	8	24,
КІЛЬКІСТЬ ДОСЛІДІВ ПО ВИЗНАЧЕННЮ ХАРАКТЕРИСТИКИ		
ҐРУНТУ ПІСЛЯ ВИЛУЧЕННЯ ГРУБИХ ПОМИЛОК =		8
НОРМАТИВНЕ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИКИ =	3	16,
КОЕФІЦІЄНТ ВАРІАЦІЇ =	52	0,0
РОЗРАХУНКОВЕ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИКИ:		
ДЛЯ ДРУГОЇ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ =	9	15,
ДЛЯ ПЕРШОЇ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ =	7	15,

2.3 Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Основні показники фізичних властивостей ґрунтів визначаються дослідним шляхом. До цієї групи відносяться: питома вага частинок ґрунту γ_s , питома вага ґрунту γ , природна вологість w , для глинистих ґрунтів вологість на межі пластичності w_p і вологість на межі текучості w_L , коефіцієнт фільтрації k_f . Інші показники фізичних властивостей ґрунтів визначаються розрахунком на основі показників першої групи

Згідно з нормативами [4] усі ґрунти класифікуються за показниками їх фізичних властивостей.

Глинисті ґрунти в залежності від числа пластичності, I_p , яке є різницею вагових вологостей на межах текучості та пластичності,

$$I_p = w_L - w_p, \quad (2.19)$$

розподіляються на супіски ($1 \leq I_p \leq 0,07$), суглинки ($0,07 < I_p \leq 0,17$) та глини ($I_p > 0,17$).

В залежності від показника текучості, що є відношенням різниці вологостей в природному стані і на межі пластичності до числа пластичності,

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p}, \quad (2.2)$$

0)

глинисті ґрунти одержують додаткову якісну характеристику і розподіляються на такі різновиди:

супіски

тверді $I_L < 0$;
 пластичні $0 \leq I_L \leq 1$;
 текучі $I_L > 1$;

суглинки та глини

тверді $I_L < 0$;
 напівтверді $0 \leq I_L \leq 0,25$;
 тугопластичні $0,25 < I_L \leq 0,50$;
 м'якопластичні $0,50 < I_L \leq 0,75$;
 текучепластичні $0,75 < I_L \leq 1$;
 текучі $I_L > 1$.

Піски за щільністю будови підрозділяються на види (табл.2.6) в залежності від значення коефіцієнта пористості, що визначається за формулою

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1. \quad (2.2)$$

1)

За ступенем вологості S_r , що визначається за формулою

$$S_r = \frac{W \gamma_w}{e \gamma_w}, \quad (2.22)$$

де $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ - питома вага води,

піщані та великоуламкові ґрунти підрозділяються на такі різновиди:

маловологі $0 < S_r \leq 0,5$;
 вологі $0,5 < S_r \leq 0,8$;
 насичені водою $S_r > 0,8$.

Таблиця 2.6 - Види піщаних ґрунтів

Назва ґрунту	Щільність будови		
	щільні	середньої щільності	крихкотіл
Піски гравелисті, крупні та середньої крупності	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Піски дрібні	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Піски пилюваті	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Основні показники механічних властивостей ґрунтів такі: питоме зчеплення, c , кут внутрішнього тертя, φ , та модуль загальної деформації, E .

Для ґрунтів, які випробувались штампом, модуль загальної деформації на прямолінійному відрізку визначається за формулою:

$$E = \frac{pA}{sd} (1 - \nu^2) \quad (2.23)$$

де d - діаметр штампа, м; $d = 113\sqrt{A}$;

A - площа стандартного штампа ($A = 0,5 \text{ м}^2$);

p - питомий тиск на штамп, МПа;

ν - коефіцієнт бокового розширення (коефіцієнт Пуассона) ґрунту;

S - осідання штампа, м.

Слід відзначити, що це найбільш трудомісткі у визначенні характеристики ґрунтів, особливо в польових умовах. Однак численними дослідженнями виявлена наявність кореляційних зв'язків між механічними та фізичними характеристиками, трудомісткість визначення яких у багато разів менша. Тому для попередніх розрахунків основ, а також для остаточних розрахунків основ будівель та споруд 2 і 3 класів (див. §2.4) допускається визначати нормативні та розрахункові значення деформаційних та міцностних характеристик ґрунтів за їх фізичними характеристиками. Відповідно до будівельних норм та правил [6], де наведені таблиці нормативних значень механічних характеристик у залежності від показників їх фізичних властивостей, допускається визначати розрахункові характеристики при таких значеннях коефіцієнта надійності за ґрунтом:

при розрахунку основ за деформаціями $\gamma_g = 1$;

при розрахунках основ за несучою спроможністю

для питомого зчеплення - $\gamma_g = 1,5$;

для кута внутрішнього тертя піщаних ґрунтів - $\gamma_g = 1,1$; пилувато-глинистих - $\gamma_g = 1,15$.

Для піщаних ґрунтів, незалежно від їх походження та вологості, зчеплення, c , кут внутрішнього тертя, φ , та модуль загальної деформації, E (табл. 2.7), визначаються в залежності від виду ґрунту й коефіцієнта пористості. Деформаційні та міцності характеристики пилувато-глинистих ґрунтів (табл. 2.8 і 2.9) визначаються в залежності від їх віку, походження, виду, показника текучості та коефіцієнта пористості.

Таблиця 2.7 - Нормативні значення характеристик $c_n, \text{кПа}$, $\varphi_n, \text{град.}$, та $E, \text{МПа}$

Вид піску	Характеристика ґрунту	Коефіцієнт пористості e			
		0,45	0,5	0,65	0,75
		5			0

Гравели сті та крупні	c_n	2	1	-	-
	φ_n	43	40	38	
	E	50	40	30	
Середнь ої крупності	c_n	3	2	1	-
	φ_n	40	38	35	-
	E	50	40	30	-
Дрібні	c_n	6	4	2	-
	φ_n	38	36	32	2
	E	48	38	28	1
Пилуват	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36	34	30	2
	E	39	28	18	1

Для ґрунтів із проміжними значеннями e та I_L допускається визначати c_n , φ_n та E за інтерполяцією.

Допускається також у запас надійності приймати характеристики c_n , φ_n та E за відповідними нижніми межами e та I_L , якщо ґрунти мають значення e та I_L менше цих нижніх значень.

Для визначення c_n , φ_n та E за таблицями 2.7 - 2.9 використовуються нормативні значення e та I_L .

Для визначення попередніх розмірів підшви фундаментів використовують табличні значення розрахункового опору ґрунтів основ [б]. Ці значення (табл.2.10 і 2.11) відносяться до фундаментів, які мають ширину підшви $b_0 = 1$ м та глибину закладання $d_0 = 2$ м. Як і попередні характеристики, табличні значення розрахункового опору визначаються в залежності від виду ґрунту та його вологості для пісків, коефіцієнта пористості та показника текучості для пилувато-глинистих ґрунтів.

Таблиця 2.8 - Нормативні значення характеристик c_n , кПа, φ_n , град., для пилувато-глинистих ґрунтів четвертинних відкладів

Вид глинистих ґрунтів і межі нормативних значень I_L		Характеристика ґрунту	Коефіцієнт пористості e						
			,45	,55	,65	,75	,85	,95	,05
Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	1	7	5	3			
		φ_n	0	9	7	4			
	$0,25 \leq I_L$	c_n							

	$I_L \leq 0,75$			9	5	3	1	9		
		c_n		8	6	4	1	8		
Суглинки	0 $I_L \leq 0,25$	c_n	<	7	7	1	5	2	9	
		c_n		6	5	4	3	2	0	
	0,25 $I_L \leq 0,50$	c_n	<	9	4	8	3	8	5	
		c_n		4	3	2	1	9	7	
	0,50 $I_L \leq 0,75$	c_n	<			5	0	6	4	2
		c_n				9	8	6	4	2
Глини	0 $I_L \leq 0,25$	c_n			1	8	4	7	1	6
		c_n			1	0	9	8	6	4
	0,25 $I_L \leq 0,50$	c_n	<			7	0	3	7	2
		c_n				8	7	6	4	1
	0,50 $I_L \leq 0,75$	c_n	<			5	1	5	3	9
		c_n				5	4	2	0	

Таблиця 2.9 - Нормативні значення модуля деформації пілуватоглинистих ґрунтів четвертинних відкладів

Походження ґрунтів	Назва ґрунтів та межі нормативних значень I_L	Модуль деформації E , МПа, при коефіцієнті пористості e								
		,35	,45	,55	,65	,75	,85	,95	,05	
Алювіальні Делювіальні Озерні	Супіски	0 $I_L \leq 0,75$		2	4	6	0			
		0 $I_L \leq 0,25$		4	7	2	7	4	1	
	Суглинки	0 $I_L \leq 0,50$		2	5	9	4	1		
		0,50 $I_L \leq 0,75$				7	2			
	Глини	0 I_L								

		$I_L \leq 0,25$			8	4	1	8	5	2
		$0,25 < I_L \leq 0,50$					1	8	5	2
		$0,50 < I_L \leq 0,75$						5	2	
Флювіогляціальні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,75$		3	4	7	1			
		$0 \leq I_L \leq 0,25$		0	3	7	1			
	Суглинки	$0,25 < I_L \leq 0,50$		5	8	2	7	4		
		$0,50 < I_L \leq 0,75$				7	3	0		
Моренні	Супіски суглинки	$I_L \leq 0,50$	5	5	5					

Таблиця 2.10 - Розрахунковий опір піщаних ґрунтів

Види пісків	Значення R_0 , кПа, в залежності від щільності будови пісків	
	щільні	середньої щільності
Крупні	600	500
Середньої крупності	500	400
Дрібні:		
маловологі	400	300
вологі та насичені водою	300	200
Пилуваті:		
маловологі	300	250
вологі	200	150
насичені водою	150	100

Таблиця 2.11 - Розрахунковий опір пилувато-глинистих (непросадочних) ґрунтів

Пилувато-глинисті ґрунти	Коефіцієнт пористості	Значення R_0 , кПа, при показнику текучості ґрунту	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супіски	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180

	1,0	200	100
Глини	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Якщо характеристики ґрунтів e та I_L мають значення, що не збігаються з табличними, то для визначення R_0 користуються інтерполяцією.

Усі дані про фізико-механічні характеристики ґрунтів заносять до таблиці, приклад якої показаний у табл. 2.12, де в першому стовпці вказують вид ґрунту з урахуванням його якісної характеристики. Наприклад, "пісок пилюватий, середньої щільності, вологий або суглинок легкий, м'якопластичний".

Таблиця 2.12 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

ІГЕ	Найменування ґрунтів	Потужність шару, м	Питома вага	Вологість	Питома вага частинок ґрунту
			γ , кН/м ³	w	γ_s , кН/м ³
	Рослинний шар	0,5-0,6	16,9	Для природної основи	
	Супісок пластичний, жовто-бурий	2,2-2,6	18,5	0,18	27,0
	Суглинок легкий, сіро-жовтий, тугопластичний	1,2-2,5	18,6	0,26	26,8
	Суглинок напівтвердий, темно-жовтий до бурого	5,0-5,8	17,8	0,22	26,7

Продовження таблиці 2.12

ІГЕ	Найменування ґрунтів	Розрахункові значення з урахуванням п (будівництва і експлуатації) інженерно-геологічних властивостей ґрунтів		
		$\frac{\gamma_{II}}{\gamma_I}$	w_{sat}	I_L
	Рослинний шар			
	Супісок пластичний, жовто-бурий	$\frac{18,5}{18,4}$	0,18	1,0
	Суглинок легкий, сіро-жовтий, тугопластичний	$\frac{18,6}{18,5}$	0,26	0,5
	Суглинок напівтвердий, темно-жовтий до бурого	$\frac{17,8}{17,7}$	0,26	0,22

2.4 Характеристика споруд

Проектування основ та фундаментів починається з вивчення основних факторів, від яких залежить вибір проектних рішень. Першорядне значення серед них мають такі: ступінь відповідальності будівлі або споруди, їх конструктивні особливості, величина навантаження на фундаменти, інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівельного майданчика. Іншими словами це можна сформулювати так: при проектуванні та зведенні фундаментів необхідно комплексно врахувати три фактори: **що будується** (ступінь відповідальності та чутливості споруд до нерівномірних деформацій), **на чому зводиться** (інженерно-геологічні умови будівельного майданчика) і **як будується** (можливості будівельної організації та заходи, що передбачаються для збереження природної структури ґрунтів основи).

Відповідно до задачі врахування ступеня відповідальності споруд при проектуванні будівельних конструкцій, в тому числі й фундаментів, установлені три класи об'єктів. До класу I відносяться будівлі та споруди, що мають особливо важливе народногосподарське або соціальне значення: головні корпуси ТЕС, АЕС, телевізійні башти та промислові труби висотою більше 200 м, резервуари для нафтопродуктів місткістю більше 10 тис.м³, криті спортивні споруди з трибунами, будівель театрів, церков, ринків, навчальних та дошкільних закладів і т.п. До класу II відносяться промислові та цивільні споруди, які не входять до класів I та III. Клас III - це складські приміщення (без процесів сортування та упакування), одноповерхові житлові

будинки, тимчасові будівлі та споруди, тобто споруди, які мають обмежене народногосподарське і соціальне значення.

За жорсткістю та характером деформування усі споруди розділені на три типи: абсолютно жорсткі, абсолютно гнучкі, та ті, що мають скінчену жорсткість.

Абсолютно жорсткі споруди не можуть викривлятися. При симетричному завантаженні та симетричній піддатливості основ їхнє осідання буде рівномірним, а при нерівномірній деформації основи вони одержують крен без вигину конструкцій (димові труби, доменні печі, силосні корпуси та ін.). Ці споруди взаємодіють з основами таким чином: у місцях більшої піддатливості основи тиск під подошвою фундаменту зменшується, а при меншій - збільшується. Внаслідок перерозподілу тиску зменшується нерівномірність осідання поверхні ґрунту основи. У той же час перерозподіл тиску сприяє розвитку в абсолютно жорстких спорудах додаткових зусиль, які в більшості випадків не є небезпечними для них, тому що конструкції часто мають чималий запас міцності на вигин.

Абсолютно гнучкі споруди безперешкодно переміщуються услід за поверхнею ґрунтів основи в усіх точках контакту з нею. При цьому у випадку розвитку нерівномірного осідання в конструкціях не виникають додаткові напруження. До таких споруд відносяться земляні насипи. Їх нерівномірне осідання не викликає ускладнень під час будівництва та експлуатації. Для одержання проектних відміток насипу його роблять вище на величину очікуваного осідання, тобто додають насипу будівельний підйом.

До споруд скінченої жорсткості відносяться більшість будинків та багато інженерних споруд. Такі будівлі та споруди при розвитку нерівномірного осідання одержують викривлення. У той же час вони частково зменшують нерівномірність осідання, оскільки тиск під подошвою фундаментів у деякій мірі перерозподіляється. У несучих конструкціях таких споруд розвиваються додаткові зусилля, які, нажаль, досить часто не враховують при проектуванні цих конструкцій, внаслідок цього в несучих конструкціях можливе виникнення тріщин. Щоб запобігти цьому, при проектуванні фундаментів та надземних конструкцій необхідно приділяти увагу оцінці сумісної роботи ґрунтів основи та несучих конструкцій споруди.

Оцінка роботи ґрунтів основи сумісно з несучими конструкціями споруди скінченої жорсткості відноситься до найбільш складних задач розрахунку споруд. Складності полягають у трудності визначення жорсткості несучих конструкцій споруд, які працюють як єдина просторова система в цілому і в невизначеності деформативності ґрунтів у кожній точці основи.

Іноді споруди мають незначну скінчену жорсткість і тому їх, як правило, вважають практично гнучкими. Такі споруди в основному переміщуються услід поверхні ґрунту, тобто одержують викривлення (невисокі одноповерхові будинки з розрізними балками покриття). У той же час на окремих ділянках невеликої протяжності вони в деякій мірі зменшують нерівномірність осідання. Як правило, це викликає виникнення в

несучих конструкціях невеликих додаткових зусиль. При значних нерівномірностях осідання ці зусилля можуть стати причиною руйнування конструкцій.

2.5 Навчально-методичні рекомендації з вибору типу фундаменту

Як уже відмічалось, розрахунок фундаментів та основ здійснюють методом техніко-економічного порівняння варіантів і вибору найбільш оптимального з них.

Економічна ефективність у ряді випадків є основним показником при порівнянні варіантів. При цьому дуже важливо суворо додержуватись однакових умов зіставлення варіантів. Вони повинні забезпечити довговічність і виконання функцій споруди протягом усього терміну її експлуатації та врахувати усі можливі комбінації навантажень, які передають надземні конструкції. При зіставленні варіантів необхідно врахувати вартість засобів, направлених на зменшення чутливості несучих конструкцій до нерівномірних деформацій основи, а також врахувати витрати, пов'язані з ремонтами після осідання.

Економічну ефективність треба підрахувати для усієї споруди, визначаючи сумарну вартість усіх фундаментів. Однак такі розрахунки трудомісткі і вимагають загальної розробки великої кількості фундаментів споруди, іноді 10-15 типорозмірів. Тому при виконанні курсових та дипломних проектів усі розрахунки частіш за все відносять до 1 м довжини стрічкового фундаменту під найбільш завантажену стіну, а при фундаментах під колони – на окремий фундамент або на ділянку стрічкового чи плитного фундаменту під найбільш завантажену типову колону. Інколи порівняння варіантів здійснюють за показниками так званої питомої несучої спроможності, що являє собою відношення навантаження на фундамент до його об'єму (кН/м^3) одного і того ж матеріального складу. Звичайно, чим вища питома несуча спроможність, тим більш ефективна конструкція фундаменту.

Можливість виконання робіт у стислі строки дуже суттєва, тому що це безпосередньо впливає на тривалість зведення споруди, оскільки до зведення фундаментів зводити інші її конструкції просто неможливо. Крім того, рішення, при яких котлован буде тривалий час знаходитись у відкритому стані, може сприяти порушенню природної структури ґрунтів основи. Особливо важливі строки виконання котлованних робіт взимку, оскільки промерзання ґрунтів основи, як правило, недопустиме. Треба мати на увазі, що дострокове введення в дію підприємств, що випускають ту чи іншу продукцію, дає економічний ефект.

Слід, якщо це можливо, уникати застосування різних типів фундаментів, наприклад, пальових та стовпчастих, для однієї і тієї ж споруди, тому що це приведе до нерівномірного осідання.

2.6 Збирання навантажень

2.6.1 Навантаження і впливи, що враховуються при розрахунках

Навантаження і впливи на основи, які передаються фундаментами споруд, повинні визначатись розрахунком, як правило, з урахуванням спільної роботи споруди і основи.

Величини навантажень і впливів на споруду або її окремі елементи, коефіцієнти надійності за навантаженнями, а також можливі поєднання навантажень приймають згідно з вимогами [8].

Навантаження на основу допускається визначати без урахування їх перерозподілу надфундаментною конструкцією при розрахунках:

- а) основ будівель і споруд третього класу;
- б) загальної стійкості масиву ґрунту основи спільно зі спорудою;
- в) середніх значень деформацій основи;
- г) деформацій основи у стадії прив'язки типового проекту до місцевих ґрунтових умов.

Розрахунок основ за деформаціями повинен виконуватись на основне поєднання навантажень (включаючи постійні, тривалі та короточасні навантаження), а розрахунок за несучою спроможністю - на основне, а при наявності особливих навантажень - на основне і особливе поєднання.

При цьому навантаження на перекриття і снігові навантаження, які відповідно до [8] можуть відноситись як до тривалих (при урахуванні зниженого нормативного значення), так і до короточасних (при урахуванні повного нормативного значення), при розрахунках основ за несучою спроможністю враховуються як короточасні, а при розрахунках за деформаціями - як тривалі. Навантаження від рухомого підйомно-транспортного обладнання в обох випадках враховуються як короточасні.

В розрахунках основ необхідно враховувати навантаження від матеріалів і обладнання, які розміщуються безпосередньо на ґрунті поблизу фундаментів.

Зусилля у конструкціях, які спричиняються кліматичними температурними впливами, при розрахунках основ за деформаціями не враховуються, якщо відстань між температурно-осадовими швами не перевищує значень, які вказані у нормах з проектування відповідних конструкцій.

Розрахункове значення навантаження потрібно визначати як добуток його нормативного значення на коефіцієнт надійності за навантаженнями, що приймається при розрахунках на міцність і стійкість у відповідності з [8], а при розрахунках за деформаціями - дорівнює одиниці.

В будівлях зі статично визначеною розрахунковою схемою на фундаменти передається навантаження, яке збирається на колону або стіну з вантажних площ перекриттів. Для будівель зі статично невизначеною розрахунковою схемою навантаження на фундамент визначають з урахуванням:

- а) перерозподілу їх за рахунок жорсткості верхньої будови;

б) перерозподілу їх за рахунок піддатливості основи, тобто з урахуванням спільної роботи основи і надземних конструкцій.

Методи урахування спільної роботи системи основа - фундамент - надфундаментна будова можна поділити на 3 групи [9].

1. Комплексний спільний розрахунок надземної будови, фундаменту і ґрунтової основи.

2. Розрахунок основ і фундаментів з урахуванням попередньо визначеної жорсткості будівлі або споруди.

3. Використання при проектуванні основ і фундаментів корегуючих коефіцієнтів та рекомендацій, які враховують особливості жорсткості споруди.

Перша група методів розглядає споруду, фундамент і основу як неподільне ціле, яке деформується сумісно. При цьому можуть використовуватись різні розрахункові схеми. Наприклад, система основа - фундамент - наземна будова замінюється еквівалентною стержньовою системою або системою скінчених елементів при використанні методу скінчених елементів. Реалізація таких розрахункових схем потребує ЕОМ великої потужності. Тому використовують також спосіб послідовних наближень, який заснований на роздільних розрахунках надземної будови і фундаменту на піддатливій основі з подальшим уточненням зусиль і переміщень на контакті.

Друга група методів передбачає інтегральне оцінювання жорсткості надфундаментної конструкції і використовується при розрахунках конструкцій на пружній основі. Наприклад, розрахунок крупнопанельних будівель на нерівномірні осідання основи ведуть, замінюючи коробку будівлі або несучу стіну балочною системою на пружній основі. Успішне застосування цих методів в значній мірі залежить від вірної оцінки жорсткості конструкції.

Третя група методів об'єднує засоби оцінювання спільної роботи основи і верхньої будови, в яких жорсткість надфундаментних конструкцій враховується приблизно за допомогою корегувальних коефіцієнтів та класифікацій споруд за жорсткістю. Діючі норми [6] за міру жорсткості будівель і споруд приймають відношення довжини будівлі (або її відсіку) L до її висоти H : L/H .

Будівлі з жорсткою конструктивною схемою, маючи високу міцність і загальну просторову стійкість, забезпечують рівномірну деформацію системи основа - верхня будова і допускають збільшення граничних осідань споруд. Тому розрахунковий опір ґрунту основи під жорсткою будівлею може бути підвищений введенням коефіцієнта умов роботи α_{c2} [6]. Для будівель з гнучкою конструктивною схемою $\alpha_{c2} = 1$.

Крім того, норми [6] при призначенні граничних значень деформацій основ ураховують чутливість будівель і споруд до нерівномірних осідань.

При курсовому проектуванні навантаження приймають без урахування їх перерозподілу за рахунок піддатливості основи і жорсткості верхньої будови. При цьому збирання навантажень на фундамент робиться з

вантажних площ у припущенні статичної визначеності надземних конструкцій.

При дипломному проектуванні навантаження на обрізі фундаменту можуть бути підраховані на основі статичного розрахунку каркасу будівлі або якогось іншого з названих вище методів.

При використанні алгоритмів, наведених в розділах 3 і 4, для розрахунку фундаментів всі вертикальні навантаження потрібно збирати на рівні обрізу (власна вага фундаменту враховується у процесі розрахунку основи), а моментні - на рівні підосви фундаменту.

Нижче наведені алгоритми збирання навантажень без урахування їх перерозподілу за рахунок піддатливості основи і жорсткості верхньої будови для будівель з такими конструктивними схемами: багатоповерхова безкаркасна, одноповерхова каркасна з крановим навантаженням, багатоповерхова каркасна. Такі схеми найчастіше зустрічаються на практиці.

2.6.2 Поєднання навантажень

Розрахунок конструкцій та основ за граничними станами першої і другої груп слід виконувати з врахуванням найбільш несприятливих поєднань навантажень чи відповідних їм зусиль. Ці поєднання встановлюються виходячи з аналізу реальних варіантів одночасної дії різних навантажень для розглянутої стадії роботи конструкції чи основи з врахуванням можливості появи різних схем прикладання тимчасових навантажень чи при відсутності деяких із навантажень.

При врахуванні поєднань, що включають постійні і не менше двох тимчасових навантажень, розрахункові значення тимчасових навантажень або відповідних їм зусиль слід помножити на коефіцієнти поєднань, які дорівнюють: для тривалих навантажень $\alpha_1 = 0,95$; для короткочасних $\alpha_2 = 0,9$ (в основних комбінаціях).

При врахуванні основних поєднань, які включають постійне навантаження і одне тимчасове, коефіцієнт поєднань не враховується.

При виконанні курсового проекту допускається не складати всі можливі варіанти поєднань навантажень, а порівняти 2-3 наперед відомі найбільш несприятливі для фундаментів поєднання.

2.6.3 Збір навантажень на фундаменти безкаркасної багатоповерхової споруди

Несучими елементами безкаркасної будівлі є стіни. Навантаження від стіни на фундамент збирається з одного погонного метра. Якщо стіна є зовнішньою і має віконні прорізи, то для уточнення ваги стіни, яка приходить на 1 п.м. фундаменту, навантаження збирається на ділянку стіни між осями віконних прорізів, а потім ділиться на відстань між ними. Несучі стіни сприймають навантаження від перекриттів, а самонесучі - тільки від

власної ваги і вітру (якщо стіна зовнішня). На рис. 2.1 показані вантажні площі перекриттів для будівлі з поздовжніми несучими стінами. Поперечні несучі стіни у даному випадку вантажних площ не мають.

Будемо розглядати навантаження на фундаменти від несучих стін: зовнішньої і внутрішньої (навантаження на інші фундаменти будівлі можна зібрати аналогічно, але воно буде мати менше складових).

Збирання навантажень починаємо з постійних.

Вертикальні постійні навантаження

а) вага покриття:

$$N_{\text{покр. зовн.}} = q_{\text{покр.}} \times A_{\text{зовн.}},$$

кН; (2.24)

$$N_{\text{покр. вн.}} = q_{\text{покр.}} \times A_{\text{вн.}},$$

кН, (2.25)

де $q_{\text{покр.}}$ - вага квадратного метра покриття, кН/м²;

$A_{\text{зовн.}}$, $A_{\text{вн.}}$ - вантажні площі, відповідно, для зовнішньої і внутрішньої несучих стін, м² (рис. 2.1).

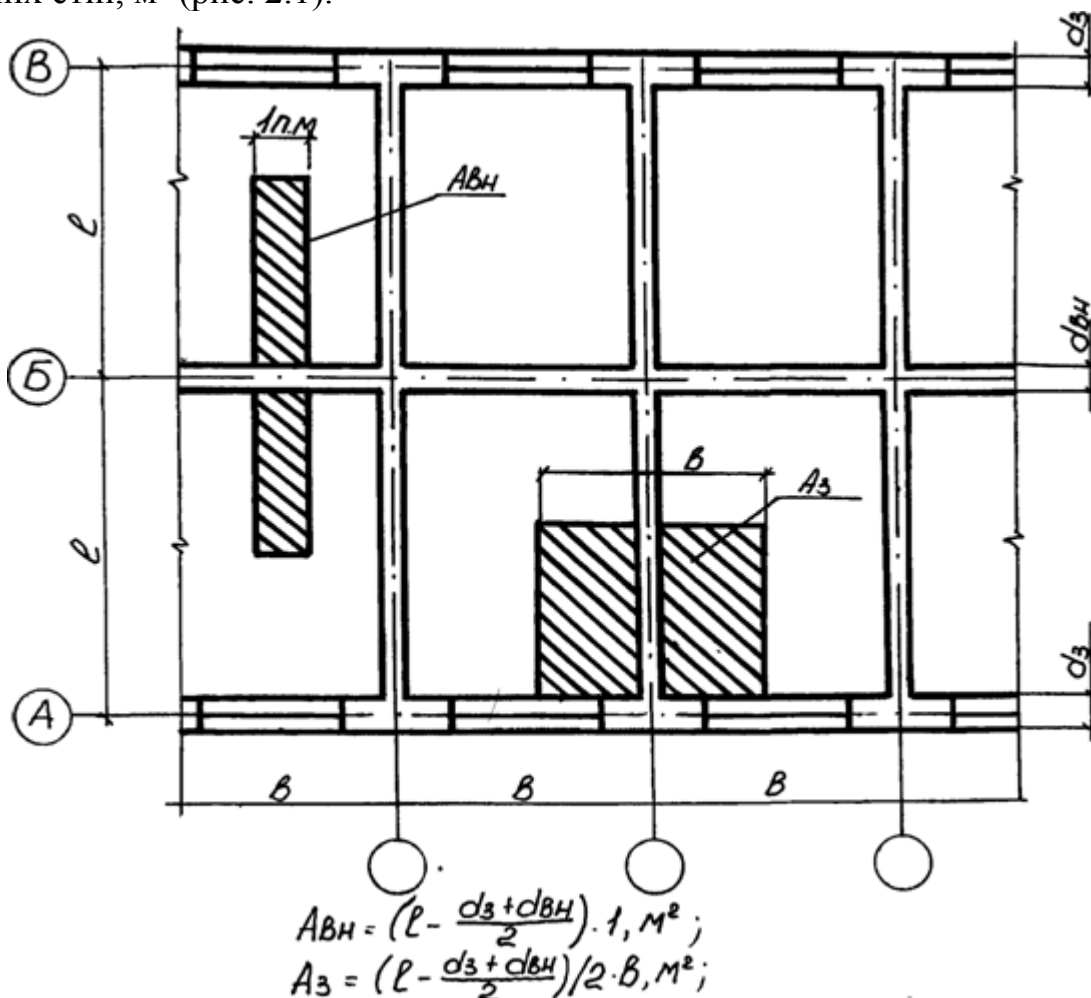


Рисунок 2.1 – Схематичний план будівлі та вантажні площі для розрахункових фундаментів

б) Вага перекриттів:

$$N_{\text{пер. зовн.}} = q_{\text{пер.}} \times A_{\text{зовн.}} \times n, \quad \text{кН}; \quad (2.26)$$

$$N_{\text{пер.вн.}} = q_{\text{пер.}} \times A_{\text{вн.}} \times n, \quad \text{кН}, \quad (2.27)$$

де $q_{\text{пер.}}$ - вага квадратного метра перекриття, кН/м^2 ;

$A_{\text{зовн.}}$, $A_{\text{вн.}}$ - теж, що в формулах (2.24, 2.25);

n - кількість перекриттів, які передають навантаження на дану стіну;

в) вага зовнішньої стіни визначається безпосередньо як сума ваги елементів стіни, що входять в її ділянку довжиною b (рис.2.1) і висотою $H_{\text{зов.}}$ (висота зовнішньої стіни від карнизу до обрізу фундаменту, рис. 2.2). Для цегляної стіни її можна визначити за формулою:

$$N_{\text{ст. зовн.}} = d_{\text{зовн.}} \times (H_{\text{зовн.}} \times b - S_{\text{прор.}}) \times \rho_{\text{ст.}}, \quad \text{кН} \quad (2.28)$$

де $d_{\text{зовн.}}$ - товщина зовнішньої стіни, м;

$S_{\text{прор.}}$ - площа віконних прорізів на ділянці стіни довжиною b і висотою $H_{\text{зовн.}}$;

$\rho_{\text{ст.}}$ - питома вага матеріалу стіни, кН/м^3 .

Для приблизних розрахунків (у навчальних проектах) навантаження на зовнішню несучу стіну можна збирати одразу на 1 п.м., а наявність віконних прорізів враховувати шляхом введення знижувального коефіцієнта, який залежить від кількості і площі вікон. Але у цьому випадку вантажна площа для зовнішньої стіни, так само як і для внутрішньої, буде мати ширину 1 м. Наприклад, вага зовнішньої стіни з площею вікон 40% від площі стіни:

$$N_{\text{ст. зовн.}} = d_{\text{зовн.}} \times H_{\text{зовн.}} \times \rho_{\text{ст.}} \times 0,6, \quad \text{кН}, \quad (2.29)$$

г) вага віконного скла;

$$N_{\text{скл. зовн.}} = g_{\text{скл.}} \times S_{\text{прор.}}, \quad \text{кН} \quad (2.30)$$

де $g_{\text{скл.}}$ - вага квадратного метра віконного скла, кН/м^2 ,

д) вага внутрішньої стіни:

$$N_{\text{ст. вн.}} = d_{\text{вн.}} \times H_{\text{вн.}} \times \rho_{\text{ст.}}, \quad \text{кН}, \quad (2.31)$$

де $d_{\text{вн.}}$ - товщина внутрішньої стіни, м;

$H_{\text{вн.}}$ - висота внутрішньої стіни, м, (див. рис.2.2).

Горизонтальні постійні навантаження

а) тиск ґрунту на стіну підвалу (рис. 2.2):

- рівнодіюча активного тиску засипання ґрунту (E_A) згідно з відомою формулою Кулона:

$$E_A = \frac{\gamma \cdot d_b^2}{2} b \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.32)$$

де γ - середня питома вага ґрунту засипання, кН/м³;
 d_b - глибина підвалу від рівня планування, м;
 φ - розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту засипання, град.

Через те, що E_A прикладена вище підшови фундаменту, вона буде спричинювати на рівні підшови фундаменту згинаючий момент:

$$M_{\text{ґрунту}} = E_A \cdot h_A, \quad (2.33)$$

де h_A - плече рівнодіючої тиску ґрунту, яке дорівнює $h_A = \frac{1}{3} d_b + d_1$ (d_1 - глибина закладання фундаменту нижче підлоги підвалу), м.

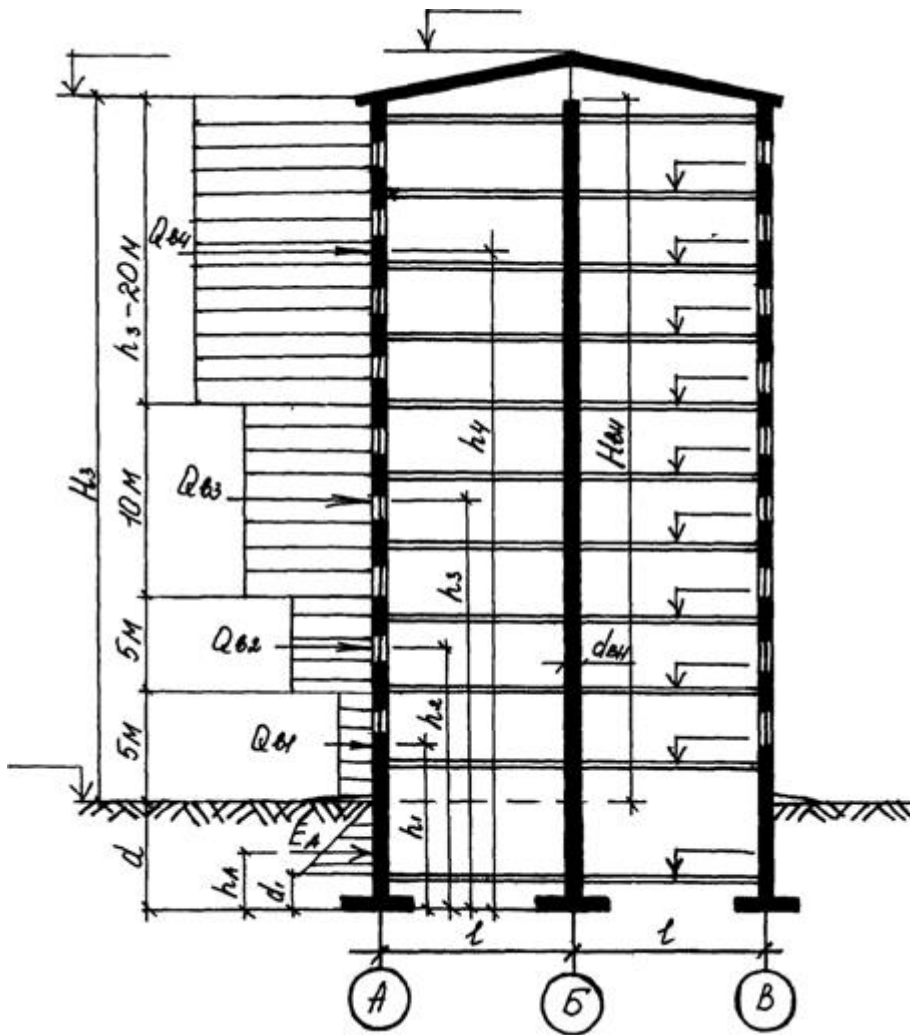


Рисунок 2.2 – Схема до визначення навантажень на фундаменти

Вертикальні тимчасові навантаження

а) вага перегородок:

$$N_{n-k, \text{ зов.}} = q_{n-k} A_{\text{зов.п}}, \text{ кН}; \quad (2.34)$$

$$\begin{matrix} N_{n-k}, \\ \text{кН}, \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{вн.} = \\ (2.35) \end{matrix} \quad q_{n-k} A_{\text{вн.п}},$$

де q_{n-k} - вага перегородок, приведена до одного квадратного метра площі, яку згідно з [8] необхідно приймати не менше $0,5 \text{ кН/м}^2$;

б) снігове навантаження:

$$N_{\text{сн. зов.}} = S A_{\text{зов.}}, \text{ кН}; \quad (2.36)$$

$$\begin{matrix} N_{\text{сн.}} \\ \text{кН}; \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{вн.} = \\ (2.37) \end{matrix} \quad S A_{\text{вн.}},$$

де S - нормативне значення снігового навантаження на 1 м^2 вантажної площі, яке визначається за формулою

$$\begin{matrix} S \\ \text{кН/м}^2, \end{matrix} \quad = \quad S_0 \square, \quad (2.38)$$

де S_0 - вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі, яка приймається згідно з вказівками п. 5.2 [8] кН/м^2 ;

\square - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття, який приймається згідно з вказівками п.п. 5.3-5.6 [8];

в) тимчасове навантаження на перекриття горища:

$$N_{\text{горищ. зов.}} = q_{\text{горищ.}} A_{\text{зов.}}, \text{ кН}; \quad (2.39)$$

$$\begin{matrix} N_{\text{горищ.}} \\ \text{кН.}, \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{вн.} = \\ (2.40) \end{matrix} \quad q_{\text{горищ.}} A_{\text{вн.}},$$

де $q_{\text{горищ.}}$ - навантаження на 1 м^2 перекриття горища, кН/м^2 , яке при відсутності спеціальних даних може прийматись за табл. 2.13;

г) тимчасове корисне навантаження на перекриття:

$$N_{\text{пер.зов.}}^{\text{тим.}} = q A_{\text{зов.}} n \square_n, \text{ кН}; \quad (2.41)$$

$$N_{\text{пер.вн.}}^{\text{тим.}} = q A_{\text{вн.}} n \square_n, \text{ кН}, \quad (2.4$$

2)

де q - нормативне рівномірно розподілене навантаження на перекриття, кН/м^2 , яке приймається згідно з завданням або за таблицею 2.13;

\square_n - коефіцієнт зниження навантаження, який знаходиться згідно з п.п. 3.8, 3.9 [8].

Горизонтальні тимчасові навантаження

а) навантаження від вітру:

На рис. 2.2 показана схема дії вітрового навантаження на вертикальну стіну. Згідно з [8], воно зростає з висотою ділянками. У межах кожної ділянки вважаємо вітрове навантаження рівномірно розподіленим по площі. Результуюча зосереджена сила для кожної ділянки:

$$Q_{B1} = \rho_0 k_1 c A_{B1},$$

кН; (2.43)

$$Q_{B2} = \rho_0 k_2 c A_{B2},$$

кН; (2.44)

$$Q_{B3} = \rho_0 k_3 c A_{B3},$$

кН; (2.45)

$$Q_{B4} = \rho_0 k_4 c A_{B4},$$

кН; (2.46)

де ρ_0 - нормативне значення тиску вітру, яке приймається для заданого району відповідно до вказівок п. 6.4 [8];

k_1, k_2, k_3, k_4 - коефіцієнти, які враховують зміну тиску вітру в залежності від висоти над поверхнею землі і типу місцевості, п. 6.5 [8];

c - аеродинамічний коефіцієнт, який приймається відповідно до вказівок п. 6.6 [8];

$A_{B1}, A_{B2}, A_{B3}, A_{B4}$ - вертикальні вантажні площі, м²:

$$A_{B1} = b5, \text{ м}^2;$$

$$A_{B2} = b5, \text{ м}^2;$$

$$A_{B3} = b10, \text{ м}^2;$$

$$A_{B4} = b(h_3 - 20), \text{ м}^2; \text{ (див. рис. 2.2).}$$

Таблиця 2.13 - Нормативні рівномірно-розподілені навантаження на перекриття та сходи [табл.3, 8]

Будівлі та приміщення	Нормативні значення навантажень, кПа	
	повне	знижене
1	2	3
1.Квартири житлових будинків, спальні приміщення, дитячі дошкільні заклади, житлові приміщення будинків відпочинку та пансіонатів, гуртожитків і готелів, палати лікарень та санаторіїв, тераси	1,5	0,3
2.Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ, класні приміщення установ освіти, побутові приміщення (гардероби, душові, умивальні, туалети) промислових підприємств, суспільних будівель та споруд	2,0	0,7

3. Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я, освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні суспільних будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	не менше 2,0	не менше 1,0
4. Зали:		
а) читальні	2,0	0,7
б) обідні (в кафе, ресторанах, столових)	3,0	1,0
в) зборів і нарад, чекання, глядачеві та концертні, спортивні	4,0	1,4
г) торгові, виставочні, експозиційні	не менше 4,0	не менше 1,4
5. Книгосховища, архіви	не менше 5,0	не менше 5,0
6. Сцени видовищних підприємств	не менше 5,0	не менше 1,8
7. Трибуни:		
а) із закріпленими сидіннями	4,0	1,4
б) для стоячих глядачів	5,0	1,8
8. Приміщення горищ	0,7	-
9. Покриття на ділянках:		
а) з можливим накопиченням людей (котрі виходять з виробничих приміщень, залів, аудиторій тощо)		
б) які використовуються для відпочинку	4,0	1,4
в) інші	1,5	0,5
	0,5	-

Продовження таблиці 2.13

1	2	3
10. Балкони (лоджії) з урахуванням навантаження:		
а) рівномірного на ділянці шириною 0,8 м уздовж огорожі	4,0	1,4
б) суцільного рівномірного по площі балкону (лоджії), дія якого більш несприятлива, ніж за позицією 10,а.	2,0	0,7
11. Ділянки обслуговування і ремонту обладнання у виробничих приміщеннях	не менше 1,5	-

12. Вестибюлі, фойє, коридори, сходи, які примикають до приміщень у позиціях:		
а) 1, 2 та 3	3,0	1,0
б) 4, 5, 6 та 11	4,0	1,4
в) 7	5,0	1,8
13. Перони вокзалів	4,0	1,4
14. Приміщення для худоби:		
а) дрібної	не менше 2,0	не менше 0,7
б) великої	не менше 5,0	не менше 1,8

Горизонтальне вітрове навантаження перерозподіляється за рахунок жорсткості верхньої будови та піддатливості основ і передається на фундаменти у вигляді згинальних моментів, поперечних і поздовжніх сил.

В курсовому і дипломному проектуванні допускається приблизна методика визначення впливу вітрових навантажень на фундаменти зовнішніх стін, яка полягає в тому, що:

- визначають моменти від кожної складової навантаження відносно центра ваги підосви фундаменту (у припущенні, що стіна - консольна балка, яка жорстко защемлена у ґрунті):

$$M_{B1} = Q_{B1}h_1, \quad \text{кН}\cdot\text{м}; \quad (2.47)$$

$$M_{B2} = Q_{B2}h_2, \quad \text{кН}\cdot\text{м}; \quad (2.48)$$

$$M_{B3} = Q_{B3}h_3, \quad \text{кН}\cdot\text{м}; \quad (2.49)$$

$$M_{B4} = Q_{B4}h_4, \quad \text{кН}\cdot\text{м}, \quad (2.50)$$

де h_1, h_2, h_3, h_4 - плечі сил $Q_{B1}, Q_{B2}, Q_{B3}, Q_{B4}$ відносно підосви фундаменту (рис. 2.2);

- визначають сумарний момент від вітрового навантаження:

$$M_B = M_{B1} + M_{B2} + M_{B3} + M_{B4}; \quad (2.51)$$

- вважаючи, що сумарний момент привантажує зовнішню стіну, що знаходиться з підвітряного боку будинку, визначають вертикальне навантаження на її фундамент:

$$N_B = M_B / (2 \cdot L), \quad \text{кН}, \quad (2.52)$$

де L - прогін будівлі (див. рис. 2.2).

Зібрані навантаження для зручності складення поєднань доцільно звести в таблицю, прикладом якої є таблиця 2.14.

Слід пам'ятати, що для зовнішньої стіни, вантажна площа якої прийнята в осях віконних прорізів (рис. 2.1), при підсумовуванні поздовжніх сил треба перейти до погонного навантаження на фундамент:

$$N = \sum N_{\text{зов.}} / b, \text{ кН/м} \quad (2.5)$$

3)

Таблиця 2.14 - Навантаження на фундаменти під зовнішню та внутрішню стіни

Вид навантаження	ди-ниця ви-міру	Нормативне значення навантаження		f	Розрахункове значення навантаження	
		від зовн. стіни	від внутр. стіни		від зовн. стіни	від внутр. стіни
Постійні вертикальні						
Вага покриття	Н	$N_{\text{покр.зов.}}$	$N_{\text{покр.вн.}}$,2	$1,2N_{\text{покр.зов.}}$	$1,2N_{\text{покр.вн.}}$
Вага перекриття	Н	$N_{\text{пер.зов.}}$	$N_{\text{пер.вн.}}$,1	$1,1N_{\text{пер.зов.}}$	$1,1N_{\text{пер.вн.}}$
Вага стіни	Н	$N_{\text{ст.зов.}}$	$N_{\text{ст.вн.}}$,1	$1,1N_{\text{ст.зов.}}$	$1,1N_{\text{ст.вн.}}$
Вага віконного скла	Н	$N_{\text{скл.зов.}}$	-	,1	$1,1N_{\text{скл.зов.}}$	-
Тимчасові вертикальні						
Вага перегородок	Н	$N_{\text{п-к.зов.}}$	$N_{\text{п-к.вн.}}$,3	$1,3N_{\text{п-к.зов.}}$	$1,3N_{\text{п-к.вн.}}$
Вага снігу	Н	$N_{\text{сн.зов.}}$	$N_{\text{сн.вн.}}$,4	$1,4N_{\text{сн.зов.}}$	$1,4N_{\text{сн.вн.}}$
Навантаження від вітру	Н	$N_{\text{в}}$	-	,4	$1,4N_{\text{в}}$	-
Корисне навантаження	Н	$N_{\text{к}}$	$N_{\text{пер.вн.}}$	3.7 [2]	$N_{\text{к}} \cdot \square_f X$	$N_{\text{пер.вн.}} \cdot \square_f X$
Постійні моменти						
Від тиску ґрунту на підвалу	Н м	$M_{\text{ґрунт.}}$	-	,15	$1,15 M_{\text{ґрунт.}}$	-

Через те, що усі тимчасові навантаження дають на фундаменти вертикальні зусилля, то найбільш несприятливим поєднанням навантажень при такій схемі будівлі (рис. 2.1, 2.2) буде їх сума. В зв'язку з цим інші можливі поєднання не складаємо.

Кількість тимчасових навантажень більше двох, тому додавання їх ведемо з урахуванням коефіцієнтів поєднань (вважаючи будинок житловим). Використовуючи табл. 2.14, маємо:

$$N_{\text{зов.}} = \sum N_{i,\text{зов.}}^{\text{пост.}} + 0,95N_{\text{п-к.зов.}} + 0,9(N_{\text{ск.зов.}} + N_{\text{в}} + M_{\text{пер.зов.}}^{\text{тем.}}) ; \quad (2.54)$$

$$M_{\text{зов.}} = M_{\text{грунту}}; \quad (2.55)$$

$$N_{\text{вн.}} = \sum N_{i,\text{вн.}}^{\text{пост.}} + 0,95N_{\text{п-к.вн.}} + 0,9(N_{\text{ск.вн.}} + N_{\text{в}} + M_{\text{пер.вн.}}^{\text{тем.}}) ; \quad (2.56)$$

$$M_{\text{вн.}} = 0. \quad (2.57)$$

2.6.4 Збирання навантажень на фундаменти одноповерхової промислової будівлі з кранами

Одноповерхова промислова будівля має частіше за все каркасну схему, в якій несучими елементами, що передають навантаження на фундаменти, є колони (залізобетонні або металеві). Схематичний план такої будівлі з прольотами l_1 і кроком колон l_2 показаний на рис. 2.3.

Покажемо порядок збирання навантажень на окремі фундаменти під середню і крайню рядові колони. Колони і фундаменти навантажуються від вантажної площі покриття, яка показана на рис. 2.3 для зазначених колон.

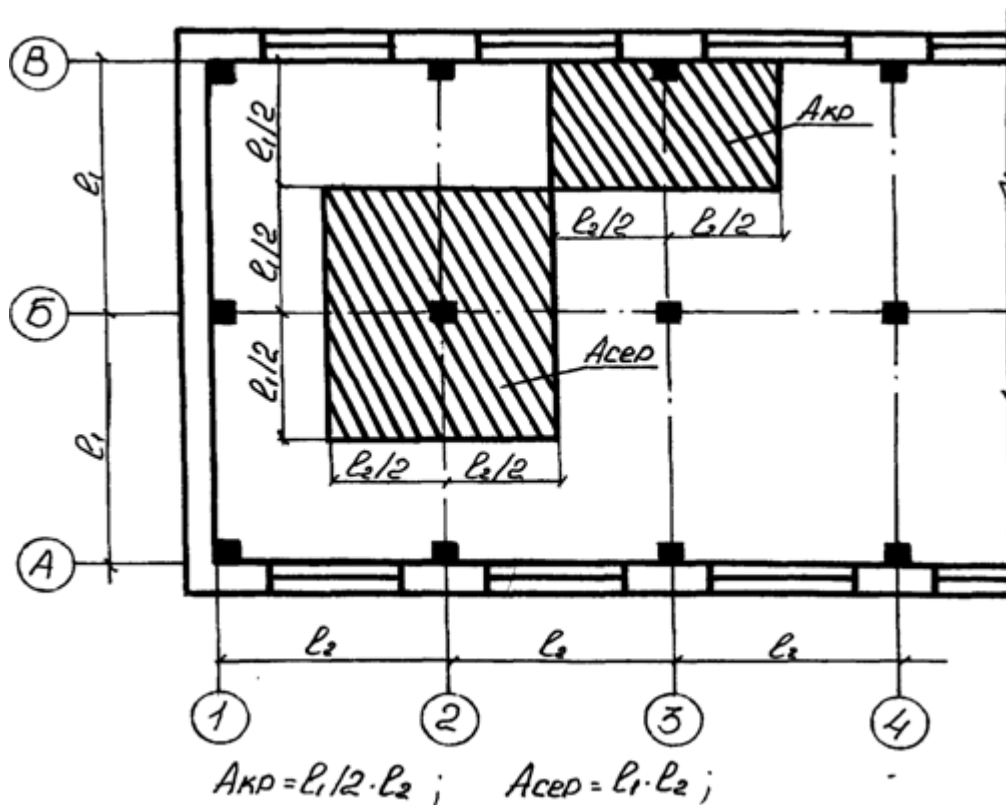


Рисунок 2.3 – Схематичний план будівлі та вантажні площі для розрахункових фундаментів

Вертикальні постійні навантаження

а) вага покриття:

$$N_{\text{покр.,кр.}} = q_{\text{покр.}} \cdot A_{\text{кр.}}, \text{ кН}; \quad (2.58)$$

$$N_{\text{покр.,сер.}} = q_{\text{покр.}} \cdot A_{\text{сер.}}, \text{ кН}, \quad (2.59)$$

де $q_{\text{покр.}}$ - вага 1 м² покриття, кН/м²;

$A_{\text{кр.}}$, $A_{\text{сер.}}$ - вантажні площі відповідно для крайньої і середньої колон, м² (рис.2.3);

б) вага кроквяної ферми (балки):

$$N_{\text{ф.кр.}} = N_{\text{ф.}}/2, \text{ кН}; \quad (2.60)$$

$$N_{\text{ф.сер.}} = N_{\text{ф.}}, \text{ кН}, \quad (2.61)$$

де $N_{\text{ф.}}$ - вага ферми (балки) за каталогом, кН (при необхідності треба враховувати і власну вагу підкроквяних конструкцій);

в) вага колони для наскрізних залізобетонних, а також металевих колон знаходиться за каталогом, а для суцільних залізобетонних колон може бути знайдена приблизно:

$$N_{\text{кол.кр.}} = A_{\text{кол.кр.}} \cdot H_{\text{кол.кр.}} \cdot \rho_{\text{зб.}}, \text{ кН}; \quad (2.62)$$

$$N_{\text{кол.сер.}} = A_{\text{кол.сер.}} \cdot H_{\text{кол.сер.}} \cdot \rho_{\text{зб.}}, \text{ кН}, \quad (2.63)$$

де $A_{\text{кол.кр.}}$, $A_{\text{кол.сер.}}$ - площі поперечного перерізу, відповідно, крайньої та середньої колон, м^2 ;

$H_{\text{кол.кр.}}$, $H_{\text{кол.сер.}}$ - висота колон, м ;

$\rho_{\text{зб.}} = 25 \text{ кН/м}^3$ – питома вага залізобетону (для несучих елементів);

г) вага підкранової балки та підкранової колії:

$$\text{кН}; \quad N_{\text{п.б.,кр.}} = \quad N_{\text{п.б.}}, \quad (2.64)$$

$$\text{кН}, \quad N_{\text{п.б.,сер.}} = \quad 2N_{\text{п.б.}}, \quad (2.65)$$

де $N_{\text{п.б.}}$ - вага підкранової балки і підкранової колії, яка знаходиться за каталогом;

д) вага фундаментної балки:

$$\text{кН}, \quad N_{\text{ф.б.,кр.}} = \quad N_{\text{ф.б.}}, \quad (2.66)$$

де $N_{\text{ф.б.}}$ - вага фундаментної балки, яка знаходиться за каталогом;

е) вага стіни може визначатись:

- при панельних стінах - як сума ваги окремих панелей (визначених за каталогом), які розташовані у межах площі $l_2 \times H_{\text{ст.}}$, де $H_{\text{ст.}}$ - висота стіни;

- при цегляних стінах - за формулою (2.28), підставляючи замість "b" крок колон l_2 .

При приблизних розрахунках вагу стіни можна визначити з урахуванням, як у формулі (2.29), коефіцієнта, що залежить від доли площі віконних прорізів.

Так, при 40% засклення:

$$\text{кН}, \quad N_{\text{ст.,кр.}} = \quad q_{\text{ст.}} l_2 H_{\text{ст.}} 0,6, \quad (2.67)$$

де $q_{\text{ст.}}$ - вага 1 м^2 стіни, кН/м^2 ;

ж) вага засклення визначається за формулою (2.30).

Горизонтально діючих постійних навантажень в одноповерхових промислових будівлях, як правило, не буває, але вертикальні сили від ваги стіни, засклення, фундаментної і підкранової балок прикладені з ексцентриситетом відносно центра ваги фундаменту, який у більшості випадків збігається з центром ваги колони (рис. 2.4 і 2.7). Це приводить до виникнення згинальних моментів, діючих на фундамент. В дипломних проектах для визначення цих моментів слід провести статичний розрахунок поперечної рами будівлі. В курсових проектах допускається приблизне визначення указаних моментів без урахування перерозподілу за рахунок жорсткості каркасу.

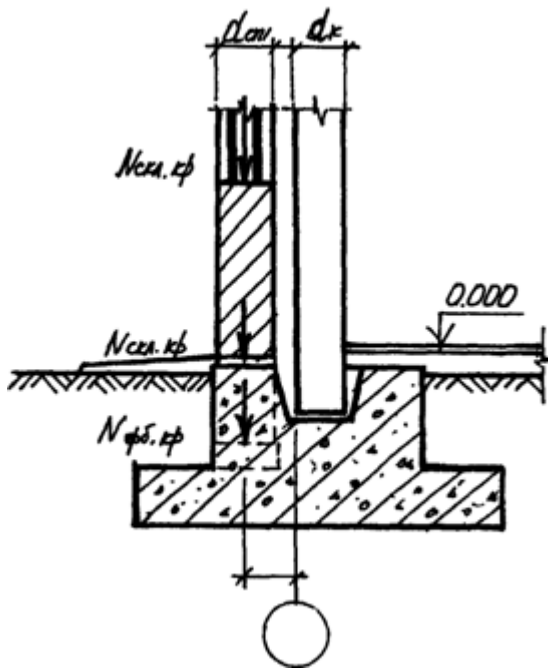


Рисунок 2.4 – Схема до розрахунку моменту від ваги стіни, ваги скла та фундаментної балки

Наприклад, для крайньої колони:

$$M_{ст.} = (N_{ст.,кр.} + N_{скл.,кр.} + N_{ф.б.,кр.}) \times (d_{ст.} + d_{к.}) / 2 - N_{п.б.,кр.} \cdot (0,75 - d_{к.} / 2), \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.68)$$

де $d_{ст.}$ - товщина стіни, м;

$d_{к.}$ - поперечний розмір колони, м (рис. 2.4 і 2.7).

Для середньої колони при приблизних розрахунках і рівності ваги підкранових балок у сусідніх прольотах можна вважати, що згинальних моментів від постійних навантажень не виникає.

Вертикальні тимчасові навантаження

а) снігове навантаження підраховується за формулами (2.36), (2.37) з урахуванням вантажних площ для крайньої і середньої колон;

б) при наявності в будівлі робочих площадок, що передають навантаження на розрахунковий фундамент, ураховується корисне навантаження на них за аналогією за формулами (2.41), (2.42);

в) кранове навантаження (від мостових кранів).

Вертикально діючим крановим навантаженням буде тиск колеса крана, який стоїть безпосередньо над розрахунковою колоною (фундаментом). Якщо кількість кранів в прольоті два і більше, то підраховують тиск від коліс двох спарованих кранів на кожній колії, які впливають на зусилля, що передається на зазначену колону (рис. 2.6):

$$D_{\max} = F_{n \max} \sum y \Psi, \text{кН}, \quad (2.)$$

69)

де $F_{n \max}$ - найбільше нормативне вертикальне зусилля від колеса крана на рейку, яке приймається за стандартами на крани (табл.2.15);

$\sum y$ - сума ординат ліній впливу (рис. 2.6);

Ψ - коефіцієнт поєднання, який приймається при врахуванні навантажень від двох кранів дуже важкого та важкого режимів роботи 0,95, середнього та легкого режимів роботи - 0,85, а при врахуванні навантажень від чотирьох кранів - відповідно 0,8 та 0,7.

При врахуванні суміщення в одному створі кранів різних прольотів (наприклад, для середньої колони) приймають не більше чотирьох несприятливих за впливом кранів.

Якщо в будівлі є підвісні крани, то навантаження від них підраховується згідно з п. 4.12 [8].

Через те, що тиск коліс крана прикладений з ексцентриситетом відносно центра ваги фундаменту, то треба підрахувати згинальний момент, який буде діяти на фундамент. Він визначається або за допомогою статичного розрахунку рами будівлі, або за приблизною формулою:

$$M_{\text{к.,кр.}} = D_{\text{маx.кр.}} (0,75 - d_{\text{к}}/2), \quad \text{кН}\cdot\text{м}; \quad (2.70)$$

$$M_{\text{к.,сер.}} = D_{\text{маx.сер.}} \times 0,75, \quad \text{кН}\cdot\text{м} \quad (\text{рис. 2.7}) \quad (2.71)$$

Горизонтальні тимчасові навантаження

а) навантаження від вітру.

При розрахунках поперечної рами будівлі необхідно визначати вітрове навантаження як з повітряної, так і з підвітряної сторін будівлі. На стояки рами (колони) тиск вітру може передаватись як у вигляді рівномірно розподіленого, так і зосередженого навантаження (рис. 2.5).

По висоті стояка рами рівномірно розподілене вітрове навантаження приймається прикладеним до рівня нижнього пояса ригеля, розташоване вище навантаження замінюється зосередженою силою, прикладеною на рівні нижнього пояса ригеля. Величина зосередженої сили визначається за формулами:

$$W = \rho h_{\text{ш}} l_2, \quad \text{кН}; \quad (2.72)$$

$$W' = \rho h_{\text{ш}} l_2, \quad \text{кН}, \quad (2.73)$$

де $h_{\text{ш}}$ - висота від нижнього поясу ригеля до верхньої лінії будівлі.

Навантаження на фундаменти від вітру визначається шляхом статичного розрахунку рами будівлі.

При курсовому проектуванні допускається визначати вітрове навантаження приблизно в припущенні, що колона - стержень, жорстко зацмлений у фундаменті з вільним верхнім кінцем (рис.2.5).

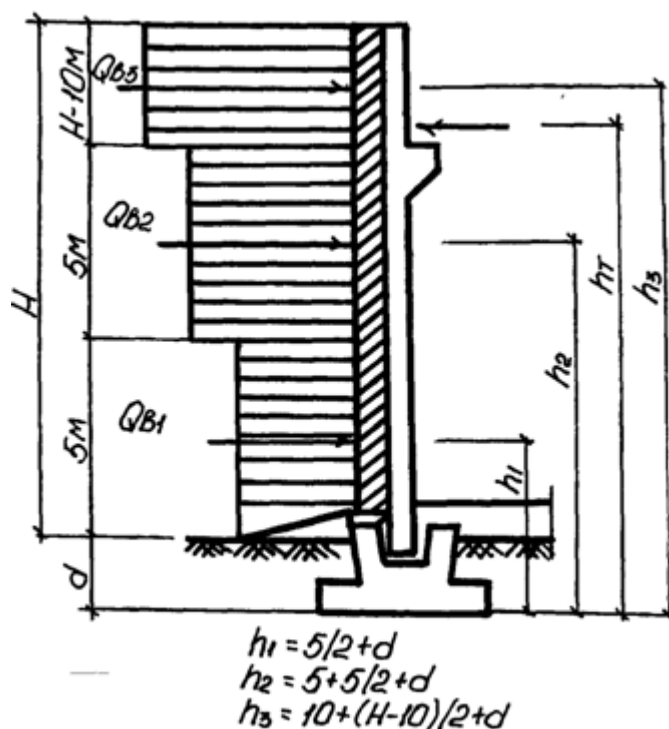


Рисунок 2.5 – Передавання тиску вітру на стояки рами

У межах кожної ділянки навантаження по висоті за формулами (2.43) - (2.45) знаходять результуючу зосереджену силу, відповідно, Q_{B1} , Q_{B2} , Q_{B3} , Q_{B4} . При цьому вантажні площі для кожної з ділянок:

$$A_{B1} = l_2 \times 5, \quad (2.74)$$

$m^2;$

$$A_{B2} = l_2 \times 5, \quad (2.75)$$

$m^2;$

$$A_{B3} = l_2 \times (H - 10), \quad (2.76)$$

$m^2.$

Згинальні моменти від кожної складової навантаження відносно центра ваги підшви фундаменту знаходять за формулами (2.47) - (2.49), а сумарний момент - за формулою (2.51);

б) кранові навантаження

Колеса мостових кранів створюють не тільки вертикальний тиск на підкранові рейки, але і горизонтальний тиск, спричинений гальмуванням візка крана (поперек прогону) і гальмуванням моста крана (вздовж прогону).

Горизонтальний тиск від одного колеса крана при гальмуванні візка:

- для кранів з гнучким підвісом ваги:

$$T_k = 0,05(Q + G_{ct})/n_0, \quad (2.77)$$

$kH;$

для кранів з жорстким підвісом ваги:

$$T_k = 0,1(Q+G_{ct})/n_0, \quad (2.78)$$

кН,

де Q - вантажопідйомність крана;

G_{ct} - вага візка;

n_0 - кількість коліс з однієї сторони крана.

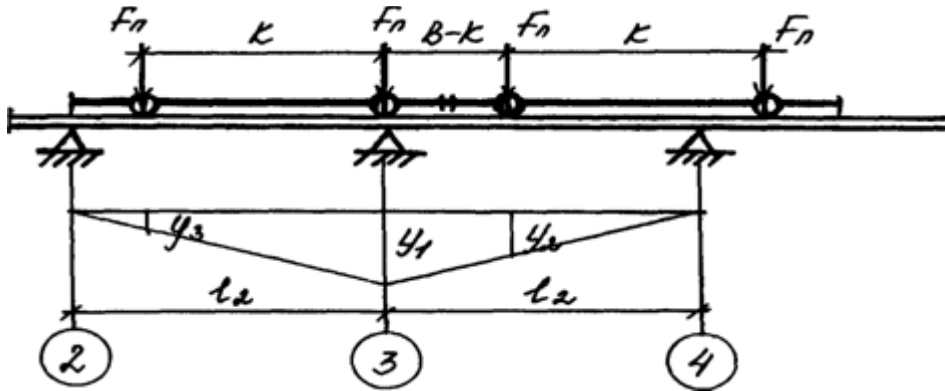


Рисунок 2.6 – Розрахункова схема до визначення кранового навантаження

Горизонтальна сила, яка передається на колону від сил T_k (рис.2.6):

$$T = T_k \sum y \Psi, \text{кН}, \quad (2.7)$$

9)

де y , Ψ - те ж, що і в формулі (2.69).

Горизонтальна сила, яка діє вздовж прольоту (від гальмування моста крана):

$$T_{кп} = 0,1 \times 0,05 \times F_{\text{max}} n_0, \quad (2.80)$$

кН,

де n_0 – те ж, що і в формулах (2.77), (2.78).

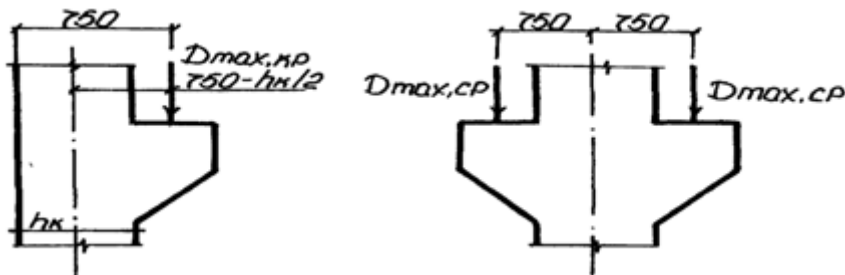


Рисунок 2.7 – Схема прикладення кранового навантаження

При приблизних розрахунках згинальні моменти від сил T , $T_{кп}$ на рівні підшви фундаменту можна визначати за формулами:

$$M_T = T \times h_T, \quad \text{кН}\cdot\text{м}, \quad (\text{рис. 2.5}); \quad (2.81)$$

$$M_{Tп} = T_{кп} h_T / n_{п}, \quad \text{кН}\cdot\text{м}, \quad (\text{рис. 2.5}); \quad (2.82)$$

де $n_{п}$ - кількість колон вздовж прольоту.

Так само, як і у п.2.6.3, всі навантаження на означені фундаменти зручно звести в таблицю 2.16. У таблицю не ввійшли величини поперечних сил, які діють на фундаменти, тому що в спорудах даного типу горизонтальні навантаження на фундаменти не перевищують 1/10 вертикального навантаження, тому їх можна не враховувати.

Таблиця 2.16 - Зведена таблиця навантажень на фундаменти під крайню та середню колони

Вид навантаження	Одиниця виміру	Нормативне значення навантаження на фундамент		f	Розрахункове значення навантаження на фундамент	
		крайній	середній		крайній	середній
1	2	3	4		6	7
Постійні вертикальні						
Вага покриття	кН	$N_{пок.кр.}$	$N_{п.сер.}$,2	$1,2 N_{пок.кр.}$	$1,2 N_{п.сер.}$
Вага ферми (балки)	кН	$N_{ф.кр.}$	$N_{п.сер.}$,05 (1,1)	$1,05 N_{ф.кр.}$	$1,05 N_{п.сер.}$
Вага колони	кН	$N_{кол.кр.}$	$N_{сер.}$,1	$1,1 N_{кол.кр.}$	$1,1 N_{сер.}$
Вага підкранової балки та підкранової колії	кН	$N_{п.б.кр.}$	$N_{сер.}$,1	$1,1 N_{п.б.кр.}$	$1,1 N_{п.б.сер.}$
Вага фундаментної балки	кН	$N_{ф.б.кр.}$	-	,1	$1,1 N_{ф.б.кр.}$	-
Вага стіни	кН	$N_{ст.кр.}$	-	,2	$1,2 N_{ст.кр.}$	-
Вага	кН	N	-		1,2	-

засклення.		скл..кр.		,2	$N_{\text{скл..кр.}}$	
Тимчасові вертикальні						
Вага снігу	кН	N	$N_{\text{н.се}}$		1,4	1,4 N_c
		сн.кр.	р.	,4	$N_{\text{сн.кр.}}$	н.сер.
Тиск коліс кранів	кН	D	D_{max}		1,1	1,1
		тах.кр.	.сер.	,1	$D_{\text{тах.кр.}}$	$D_{\text{max.сер.}}$
Постійні згинальні моменти						
Момент від ваги стіни та інших конструкцій	кНм	M	-		1.1	-
	м	ст		,1	$M_{\text{ст}}$	
Тимчасові згинальні моменти						

Продовження таблиці 2.16

1	2	3	4		6	7
Момент вітрового навантаження	кНм	M	$M_{\text{в.се}}$		1,4	1,4
	□ м	в.кр.	р.	,4	$M_{\text{в.кр.}}$	$M_{\text{в.сер.}}$
Момент від тиску колеса крана	кНм	M	$M_{\text{к.се}}$		1,1	1,1
	□ м	к.кр.	р.	,1	$M_{\text{к.кр.}}$	$M_{\text{к.сер.}}$
Момент від гальмування візка крана	кНм	M	$M_{\text{т.се}}$		1,4	1,4
	□ м	т.к.р.	р.	,4	$M_{\text{т.к.р.}}$	$M_{\text{т.сер.}}$
Момент від гальмування моста крана	кНм	M	$M_{\text{тп.}}$		$M_{\text{тп.}}$	1,4
	□ м	тп.к.р.	сер.	,4	к.р.	$M_{\text{тп.сер.}}$

При виборі найбільш несприятливого поєднання навантажень для фундаментів одноповерхової промислової будівлі повинні розглядатися два основних типи поєднань:

1) максимальне значення поздовжньої сили і відповідне значення згинального моменту (за абсолютною величиною, незалежно від напрямку, в якому він діє);

2) максимальне значення згинального моменту (за абсолютною величиною) і відповідне значення поздовжньої сили.

В дипломному проектуванні фундаменти повинні перевірятись на дію обох цих поєднань.

В курсовому проектуванні допускається приймати як найбільш несприятливе одне поєднання, в якому діє найбільша поздовжня сила. Для вибору такого поєднання рекомендується накреслити схему дії можливих згинальних моментів (рис.2.8).

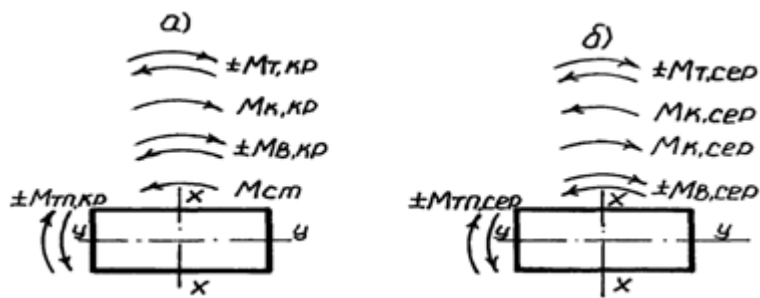


Рисунок 2.8 - Схема дії згинальних моментів на фундаменти крайньої (а) та середньої (б) колон

Перелік навантажень, які діють на крайню та середню колони, приведений в табл. 2.16.

Складемо поєднання зусиль для фундаменту крайньої колони. Найбільша поздовжня сила буде сумою усіх поздовжніх сил, які діють на фундамент від окремих видів навантаження, з урахуванням коефіцієнтів поєднань.

$$N_{кр.} = \sum N_{i.кр.}^{пост.} + 0,9N_{сн.кр.} + 0,9D_{max.кр.}, \text{кН.} \quad (2)$$

.83)

Для того, щоб знайти відповідне максимальне значення згинального моменту складемо комбінацію навантажень, які дають максимальне додатне і від'ємне значення M .

Поєднання 1: сила гальмування візка направлена вправо (в середину прогону), вітер дує зліва (рис. 2.8,а). Вважаючи додатним напрямом згинального моменту за годинниковою стрілкою, одержимо:

$$M_{кр,x} = - M_{ст.} + 0,9 (M_{в.кр.} + M_{к.кр.} + M_{т.,кр.}), \text{кН}\cdot\text{м}; \quad (2.84)$$

$$M_{кр,y} = M_{тп.кр.}, \text{кН}\cdot\text{м}. \quad (2.85)$$

Поєднання 2: Сила гальмування візка крана направлена вліво (з прогону), вітер справа:

$$M_{кр,x} = - M_{ст.} + 0,9 (-M_{в.кр.} + M_{к.кр.} - M_{т.,кр.}), \text{кН}\cdot\text{м}; \quad (2.86)$$

$$M_{кр,y} = M_{тп.кр.}, \text{кН}\cdot\text{м}. \quad (2.87)$$

До розрахунку приймається те поєднання, де абсолютне значення згинального моменту буде найбільшим.

Для фундаменту середньої колони найбільша поздовжня сила буде діяти у тому випадку, коли є всі (табл. 2.16) види навантажень і мостові крани знаходяться в обох суміжних прольотах:

$$N_{\text{сер.}} = \sum N_{i,\text{сер.}}^{\text{пост.}} + 0,9(N_{\text{ст.сер.}} + 2D_{\text{max.сер.}}) \text{ кН.} \quad (2.88)$$

Відповідне значення згинального моменту одержимо, коли сила гальмування візка крана і вітрове навантаження діють у сторону того прогону, де знаходяться мостові крани з більшою вантажопідйомністю:

$$M_{\text{сер.,к}} = 0,9 (M_{\text{в.сер.}} + M_{\text{к.сер1.}} - M_{\text{к.сер2.}} + M_{\text{т.сер1.}}), \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (2.89)$$

$$M_{\text{сер.у.}} = M_{\text{тп.сер1.}}, \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad (2.90)$$

де $M_{\text{к.сер1.}}$, $M_{\text{т.сер1.}}$, $M_{\text{тп.,сер1.}}$ - моменти від тиску колеса, гальмування візка і гальмування моста крана в прольоті, де знаходяться крани більшої вантажопідйомності;

$M_{\text{к.сер.}}$ - момент від тиску колеса крана в протилежному прольоті.

2.6.5 Збір навантажень на фундаменти багатоповерхової каркасної споруди

Покажемо порядок збору навантажень на окремі фундаменти під середню і крайню колони. Вантажні площі перекриттів і покриття для таких будівель визначаються так само, як і для одноповерхової каркасної будівлі (рис. 2.3).

Вертикальні постійні навантаження

а) вага покриття визначається за формулами (2.58), (2.59);

б) вага перекриттів визначається за формулами (2.26), (2.27);

в) вага зовнішньої стіни визначається згідно з рекомендаціями п.2.6.3 за формулою (2.28) із заміною величини "b" на крок колон "l₂" або за приблизною формулою з урахуванням певного процента засклення. Припустимо, при площі вікон 40% від площі стіни:

$$N_{\text{ст.кр.}} = d_{\text{зов.}} \cdot \square_{\text{ст.}} \cdot l_2 \cdot H_{\text{зов.}} \cdot 0,6, \text{ кН}; \quad (2.91)$$

г) вага віконного скла визначається за формулою (2.30);

д) вага внутрішньої стіни:

$$N_{\text{ст.,сер.}} = d_{\text{вн.}} \cdot \square_{\text{ст.}} \cdot l_2 \cdot H_{\text{вн.}}, \text{ кН}, \quad (2.92)$$

де $d_{\text{вн.}}$, $\square_{\text{ст.}}$, $H_{\text{вн.}}$ - те ж, що і в формулі (2.32);

е) вага фундаментної балки визначається за формулою (2.66);

ж) вага ригелів

$N_{p.,кр.} = n \times N_p/2$, кН (при розкладанні ригелів поперек прольоту l_1); (2.93)

$$N_{p.,сер.} = nN_p, \quad \text{кН,} \quad (2.94)$$

де N_p - вага ригеля, кН, яка знаходиться за каталогом;

з) Вага колони знаходиться за каталогом або за приблизними формулами (2.62), (2.63).

Через те, що вага зовнішньої стіни, фундаментної балки, а також вага ригелів і плит перекриттів (рис. 2.4) передається на крайню колону з ексцентриситетом, вони будуть викликати наявність згинальних моментів на опорах. При приблизних розрахунках (без урахування перерозподілу зусиль за рахунок жорсткості каркаса) указані моменти можна визначати за формулами:

- момент від ваги зовнішньої стіни, засклення і фундаментної балки (рис.2.4):

$$M_{ст.кр.} = (N_{ст.кр.} + N_{скл.кр.} + N_{ф.б.кр.}) \times (d_{ст.} + d_{к.})/2, \quad \text{кН} \cdot \text{м}; \quad (2.95)$$

- моменти сил, які діють на консолі колони (див. рис. 2.9):

$$M_{к.кр.} = (N_{пер.кр.} + N_{р.кр.}) \times (h_{к.} + l_{конс.})/2, \quad \text{кН} \cdot \text{м}. \quad (2.96)$$

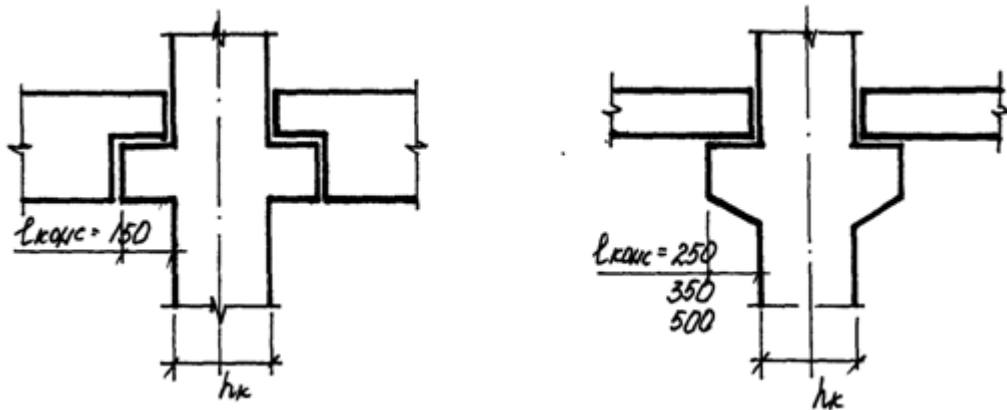


Рисунок 2.9 - Конструкції консолей

Горизонтальні постійні навантаження

а) тиск ґрунту на стіну підвалу знаходиться за формулами (2.32) і (2.33) з заміною відстані між осями вікон "b" на крок колон " l_2 ".

Вертикальні тимчасові навантаження

а) вага перегородок знаходиться за формулами (2.34) - (2.35);

б) снігове навантаження - за формулами (2.36) - (2.38);

в) тимчасове корисне навантаження на перекриття поверхів і горища знаходиться за формулами (2.39) - (2.42).

Від тимчасових навантажень на перекриття по аналогії з їх власною вагою на фундаменти буде передаватись згинальний момент (при консольному з'єднанні ригеля з колоною):

$$M_{k.кр.}^{тим.} = (N_{п-к.кр.} + N_{пер.кр.}^{тим.}) (h_k + l_{конс.}) / 2, \text{кН}\cdot\text{м.} \quad (2.97)$$

Горизонтальні тимчасові навантаження

а) навантаження від вітру знаходять згідно з рис. 2.10 і формулами (2.43) - (2.51).

Сумарний момент від вітрового навантаження M_v при приблизних розрахунках розподіляють між колонами поперечника умовно, пропорційно висоті перерізу колон (h_k). При рівній висоті перерізу колон

$$M_{v.кр.} = M_{v.сеп.} = M_v / n_{кол.}, \quad (2.98)$$

де $n_{кол.}$ - кількість колон в поперечнику.

Зібрані навантаження зводяться у таблицю 2.17.

Найбільш несприятливим поєднанням навантажень для фундаментів багатоповерхової каркасної будівлі буде поєднання з максимальним значенням поздовжньої сили, яке включає усі можливі види навантажень:

$$N_{кр.} = N_{i.кр.}^{пост.} + 0,95(N_{п-к.кр.} + N_{пер.кр.}^{тим.}) + 0,9N_{сн.кр.}, \text{кН}; \quad (2.99)$$

$$N_{сеп.} = N_{i.сеп.}^{пост.} + 0,95(N_{п-к.сеп.} + N_{пер.сеп.}^{тим.}) + 0,9N_{сн.сеп.}, \text{кН} \quad (2.100)$$

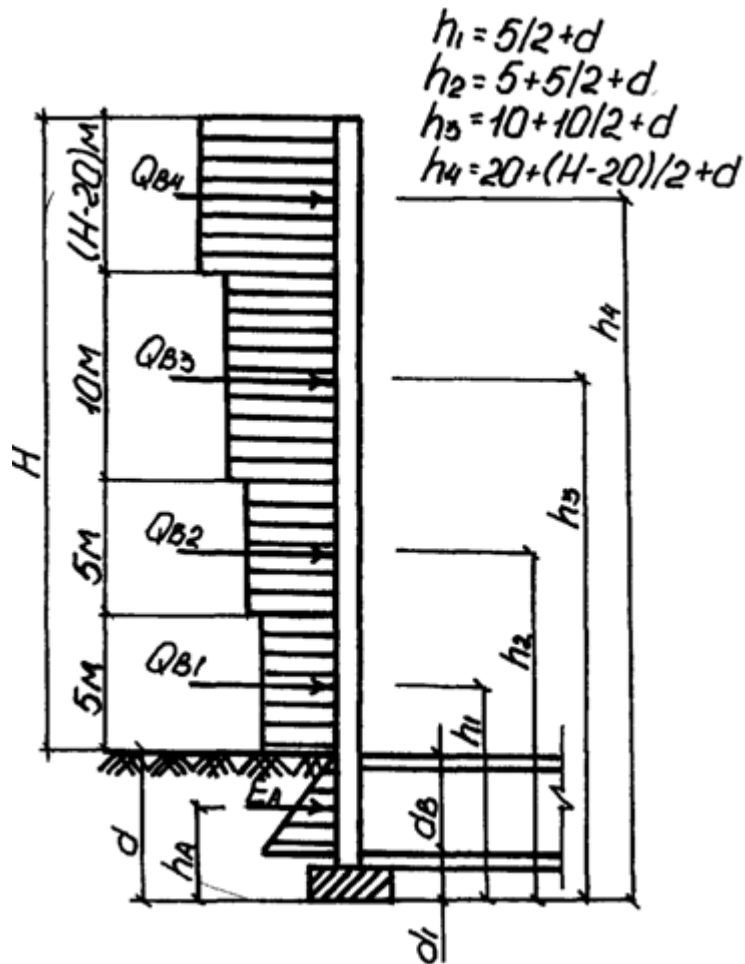


Рисунок 2.10 – Схема до визначення вітрового навантаження

Таблиця 2.17 - Зведена таблиця навантажень на фундаменти під крайню та середню колони

Вид навантажень	Одиниця виміру	Нормативне значення навантаження на фундамент		f	Розрахункове значення навантаження на фундамент	
		крайній	середній		крайній	середній
1	2	3	4	5	6	7
Постійні вертикальні						
Вага покриття	кН	$N_{пок}$ р.к.р.	$N_{п}$ окр.сер.	1,2	1,2	1,2N покр.сер.
Вага перекриття	кН	$N_{пер}$.кр.	$N_{п}$ ер.сер.	,1	1,1	1,1 $N_{пер.сер.}$
Вага зовнішньої стіни	кН	$N_{ст.к}$ р.	-	,2	1,2	- $N_{ст.кр.}$

Вага засклення	кН	$N_{скл}$ кр.	-	,2	1	1,2 $N_{скл.кр.}$	-
Вага внутрішньої стіни	кН	-	N_c т.сер.	,2	1	-	1,2N ст.сер.

Продовження таблиці 2.17

1	2	3	4	5	6	7	
Вага фундаментної балки	кН	$N_{ф.б.}$ р.	-	,1	1	1,1 $N_{ф.б.р.}$	-
Вага ригеля	кН	$N_{р.к.}$ р.	N_p сер.	,1	1	1,1 $N_{р.к.р.}$	1,1 $N_{р.сер.}$
Вага колон	кН	$N_{к.к.}$ р.	N_k сер.	,1	1	1,1 $N_{к.к.р.}$	1,1 $N_{к.сер.}$
Тимчасові вертикальні							
Вага перегородок	кН	$N_{п-к.к.}$	$N_{п-к.сер.}$,2	1	1,2 $N_{п-к.к.р.}$	1,2 $N_{п-к.сер.}$
Вага снігу	кН	$N_{сн.кр.}$	$N_{сн.н.сер.}$,4	1	1,4 $N_{сн.кр.}$	1,4 $N_{сн.сер.}$
Корисне навантаження на перекриття	кН	$N_{пер.тим.}$	$N_{п.тим.}$	3.7[2]	1	$N_{пер.кр.тим.}$	$N_{пер.сер.тим.}$
Постійні згинальні моменти							
Момент від ваги зовнішньої стіни, засклення та фундаментної балки	кН·м	$M_{ст.кр.}$	-	,2	1	1,2 $M_{ст.кр.}$	-
Момент від тиску грунту на стіну підвалу	кН·м	$M_{грунту}$	-	,15	1	1,15 $M_{грунту}$	-
Момент сил, діючих на консолі колон	кН·м	$M_{к.к.р.}$	$M_{к.к.сер.}$,1	1	1,1 $M_{к.к.р.}$	1,1 $M_{к.к.сер.}$
Тимчасові згинальні моменти							
Момент від вітрового навантаження	кН·м	$M_{в.р.}$	$M_{в.сер.}$,4	1	1,4 $M_{в.}$	1,4 $M_{в.}$

Момент сил, діючих на консолі колон	к Н·м	$N_{к.кр.}^{тим}$	$N_{к.кр.}^{т}$	1 ,2 (1,3)	\square_f $N_{к.кр.}^{тим}$	\square_f $N_{к.сер.}^{тим}$
-------------------------------------	----------	-------------------	-----------------	---------------	----------------------------------	-----------------------------------

Для визначення відповідного максимального значення згинального моменту накреслимо схему дії згинальних моментів для фундаментів крайньої і середньої колон (рис. 2.11).

Для середньої колони, якщо моменти сил, які діють на консолі колон справа і зліва рівні, то сумарний згинальний момент дорівнює моменту від вітру (за абсолютною величиною)

$$M_{сер.,x} = M_B.$$

Для крайньої колони треба визначити максимальне за абсолютною величиною значення згинального моменту з двох можливих комбінацій зусиль:

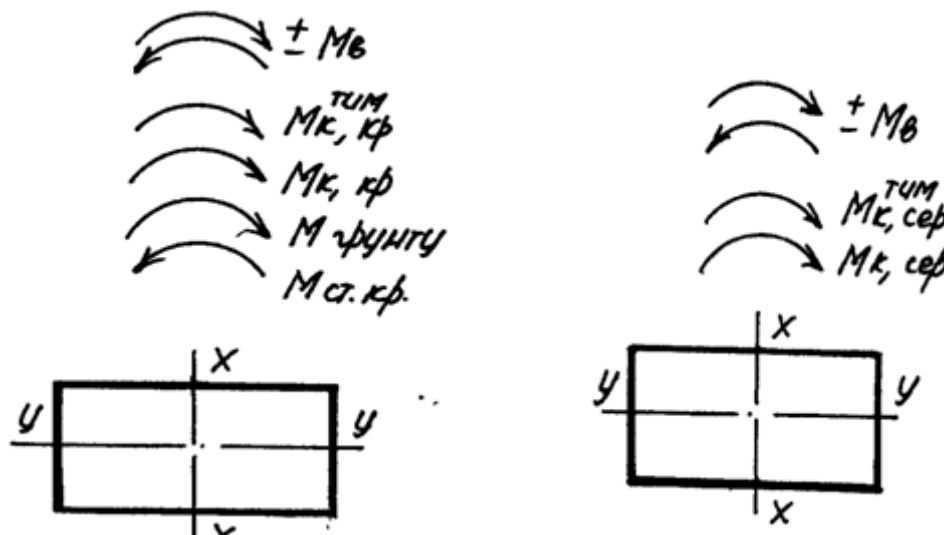


Рисунок 2.11 – Схема дії вигинальних моментів на фундаменти крайньої та середньої колон

1) вітер зліва (рис. 2.11):

$$M_{кр.,x} = -M_{ст.,кр.} + M_{грунту} + M_{к.кр.} + 0,95M_{к.кр.}^{тим.} + 0,9M_B, \text{кН}\cdot\text{м}; \quad (2.101)$$

2) вітер справа

$$M_{кр.,x} = -M_{ст.,кр.} + M_{грунту} + M_{к.кр.} + 0,95M_{к.кр.}^{тим.} - 0,9M_B, \text{кН}\cdot\text{м}$$

(2.102)