

Вихідні дані для проектування

Вихідні дані для проектування гуртожитку сімейного типу

2. Рельєф місцевості має незначний ухил в північно-південному напрямку.
3. Нормативне снігове навантаження = 50 кН/кв.м. для II-го снігового району згідно СНИП 2.01.07-85.
4. Нормативний швидкісний тиск вітру для III-го району згідно п.2. $\omega = 0,38$. СНИП 2.01.07-85.
5. Зона вологості зовнішнього клімату згідно СНИП II-3-79 нормальна, $\varphi = 60\%$
6. Ґрунти основи піски пілуваті, середньої щільності, вологі, умовний розрахунковий опір ґрунту $R_0 = 0,15$ кПа. Інженерно-геологічні умови майданчика складні. Перший шар –насипний ґрунт, другий –суглинок туго пластичний, третій-пісок пілуватий, четвертий – глина напівтверда, п'ятий – пісок пілуватий, шостий-пісковик, скельний ґрунт.
7. Ґрунтові води знаходяться на відсутні 7м., тому на будівництво не впливають. На глибині – 8,0 м і на відстані 900 м знаходяться карстові води, тому вони на будівництво не впливають.
8. Розрахункова глибина промерзання згідно СНИП 2.02.01-83 становить – 0.8м.
9. Температура зовнішнього повітря:
 - абсолютна мінімальна = - 33°C;
 - середня найбільш холодної п'ятиденки = -19°C;
 - середня найбільш холодної доби = -23°C;
 - абсолютна максимальна = 36°C.
10. Переважаючі вітри західні і південно-західні.

1.1. Об'ємно-планувальне рішення

При проектуванні гуртожитку для сімейних студентів в основу архітектурно-планувальних і об'ємно-композиційних рішень надають дані про демографічний склад студентської сім'ї, побутові та санітарно-гігієнічні потреби.

Будинок гуртожитку запроектований 9-ти поверховий, з підвалом і технічним горищем, та одноповерховою вестибюльною частиною і складається з трьох житлових блоків, які з'єднані між собою двома комунікаційними вузлами, що складається з сходовою клітки і двох ліфтів вантажопідйомністю по 630кг. Об'ємно-планувальне рішення гуртожитку - коридорне.

Основною планувальною одиницею є житлова кімнатка з розмірами в осях 6.4х6.4м. В кожній квартирі передбачено житлову кімнату з спальнею, або дві окремі кімнати; кухню або кухню нішу, передпокій, повний суміщений санвузол, балкон, вбудовані меблі та обладнання.

В кожному з трьох блоків на поверсі запроектовано по 8 квартир, приміщення сміттєпроводу, технічне приміщення, коридор.

Приміщення загального користування запроектовані на першому та восьмому поверхах і в підвалі. В одноповерховій передбачено тамбур, вестибюль з зонами чекання та телефонами-автоматами, приміщення вахтера, ігрові кімнати для короткочасного перебування дітей.

До вестибюлю примикають: зал урочистих подій, буфет, тренажерний зал, адмінприміщення. На першому поверсі розташовані також кімнати відпочинку для дітей та дорослих з обладнанням, медпункт.

В підвалі запроектовані окремі господарські комори на кожному сім'ю, індивідуальна пральня, ремонтні майстерні, камера зберігання та технічні приміщення.

Робочі кімнати обладнані креслярськими і робочими столами.

У вітальні для дітей передбачено гойдалку, акваріум, дитячу гірку, шведську стінку. У вітальні для дорослих-столи для гри в шахи, журнальні столики, телевізор.

Буфет з'єднаний із залом урочистих подій. В склад буфету входять: торгівельне приміщення, кухня, мийка, комора для продуктів, кімната для приготування холодних страв, гардероб і туалет. Буфет оснащений торгово-

технологічним та не механічним устаткуванням. Південна холодна та гаряча вода, обладнана вентиляція та каналізація.

Ремонтні майстерні-сантехнічна, електромеханічна, столярна та слюсарна об'єкти обладнані відповідними стояками і обладнанням для ремонту.

Пральня складається з двох приміщень для прання, сушіння та прасування білизни. Для прання передбачені побутові пральні машини і машини для сушіння білизни. В приміщенні встановлено робочі столи. Підведена холодна та гаряча вода, обладнана вентиляція та каналізація.

1.2. Архітектурно-конструктивне рішення

Будинок гуртожитку запропонований з поперечними несучими та поздовжніми частково несучими стінами, рулонною покрівлею, збірним залізобетонним перекриттям і покриттям.

Фундаменти. Фундаменти запроектовані пальовими із забивних паль розміром 300x300мм. Голови паль об'єднуються між собою з допомогою залізобетонного розвертку висотою 600мм. Ростверк армується просторовими каркасами і сітками. В відповідності з вимогами СНіП 2.03 11-85 палі і ростверки запроектовані з бетону підвищеної щільності.

Стіни. Зовнішні і внутрішні стіни підземної частини запроектовані із фундаментних блоків ФСО по ГОСТ 13579-78. Блоки кладуться на свіжо розстелений шар розчину марки М100. Шви з обох боків робляться цим же цементним розчином. На зовнішніх стінках влаштовуються гідроізоляція у вигляді рідкого бітуму. Стіни підземної частини викладаються із звичайної глиняної цегли М75 на розчині М50. Товщина зовнішніх стін-510мм, внутрішніх-380мм.

Перекриття і покриття Перекриття і покриття виконуються з круглопустотних залізобетонних плит перекриття товщиною 220мм. Плити вкладаються по вирівняному шару розчину марки М100, шви між панелями-марки М100.

Сходи. Сходи виготовлені з типових залізобетонних маршів і площадок у відповідності з серіями 1.151.1-6 та 1.15271-8-ун.

Перегородки гіпсбетонні заводського виготовлення товщиною 80мм та цегляні армовані із цегли М75 на розчині М50. $\delta=120$ мм.

Перемички-збірні залізобетонні.

Вікна –дерев`яні, спарені, заводського виготовлення.

Двері –дерев`яні зовнішні –по серії 1.135.1, алюмінієві-вхідні, дерев`яні внутрішні-по ГОСТ4628-14.

Ліфти спарені, вантажно-пасажирські, вантажопідйомністю 630кг. Ліфтові шахти виконані з цегляної кладки(цегла марки М100 на цементнім розчині М75).

Конструктивна схема одноповерхової частини - однопролітна рама. Вона складається з двох колон 400х400мм та одно-пролітного двох-консольного ригеля 300х800мм, по котрому вкладаються залізобетонні складки покриття. Всередині будинку стіни штукатуряться пісчано – вапняним розчином $\delta=20$ мм, а фасад будинку-цементно-піщаним розчином $\delta=20$ мм.

1.3. Будівельна фізика

Теплотехнічний розрахунок стіни

Кліматичні дані місця будівництва: по СНіП □□-А,6-76 для м. Луцька :

- температура холодної п`ятиденки $t_{x.n} = -19^{\circ}\text{C}$
- температура холодної доби $t_{x.d} = -23^{\circ}\text{C}$
- абсолютна мінімальна температура $t_{абс.мін} = -34^{\circ}\text{C}$
- середня температура за опалювальний період $t_{сее.он} = 0.3^{\circ}\text{C}$
- середня температура холодного періоду $t_{x.пер} = -7^{\circ}\text{C}$
- зона вологості 2
- тривалість опалювального періоду $z_{он.пер} = 183\text{доби}$

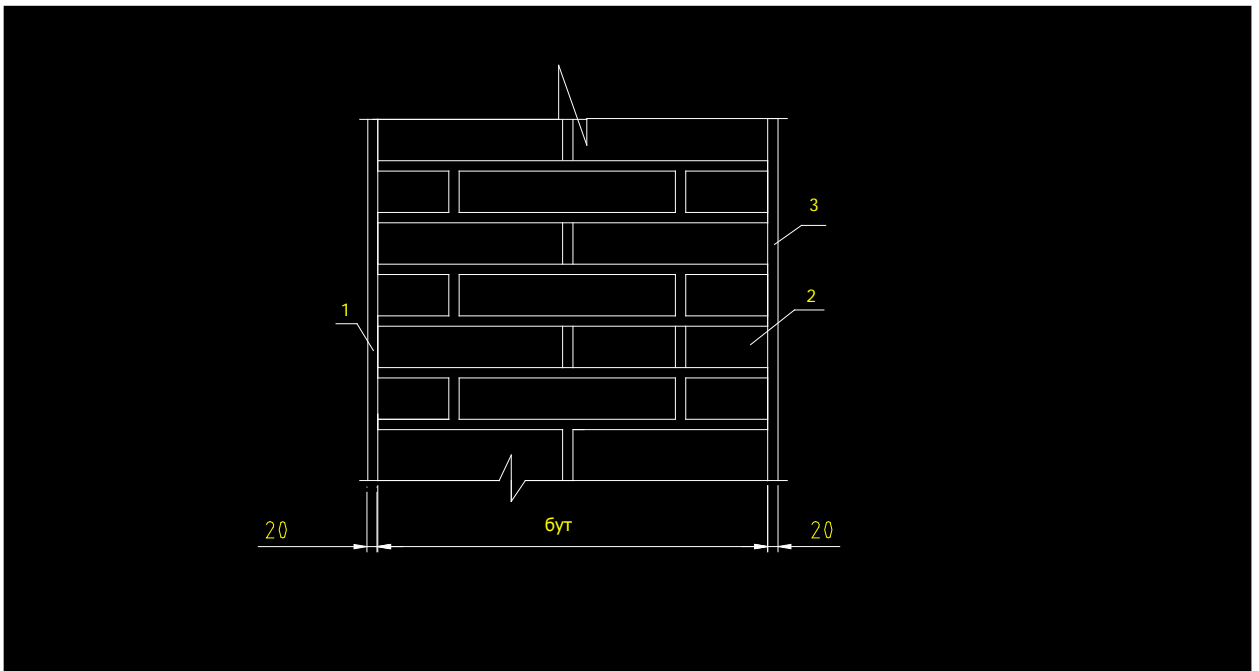


Рис. 1.1. Конструктивно прийняті розміри стіни

1- штукатурка – цементно-піщаний розчин

$$\lambda_1 = 0.8 \frac{K_{\text{кал}}}{M^2 \text{ } ^\circ C} \quad S_1 = 9.48 \frac{K_{\text{кал}}}{M^2 \text{ } ^\circ C}$$

2- цегляна кладка з цегли звичайної глинястої

$$\lambda_{\text{ут}} = 0.7 \frac{K_{\text{кал}}}{M^2 \text{ } ^\circ C} \quad S_{\text{ут}} = 8.68 \frac{K_{\text{кал}}}{M^2 \text{ } ^\circ C}$$

3- штукатурка- вапняно-піщаний розчин

$$\lambda_3 = 0.7 \frac{K_{\text{кал}}}{M^2 \text{ } ^\circ C} \quad S_3 = 8.68 \frac{K_{\text{кал}}}{M^2 \text{ } ^\circ C}$$

Попередньо задаємось величиною теплової енергії $D \ 4 < D < 7$

Зовнішня температура середовища

$$t_n = \frac{t_{x.n.} + L_{x.0.}}{2} = \frac{-19 + (-23)}{2} = -21 \text{ } ^\circ C$$

Визначаємо потрібний опір теплопередачі за формулою:

$$R_0^{mp} = \frac{n(t_b - t_u)}{\Delta t^n \alpha_b}; \quad \frac{M^2 \text{ } ^\circ C}{K_{\text{кал}}}$$

Δt^n - нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції

$$\Delta t^n = 7^\circ\text{C}$$

n - коефіцієнт для зовнішніх стін $n=1$

t_b - розрахункова температура внутрішнього повітря $t_b = 18^\circ\text{C}$

α_b - коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції

$$\alpha_b = 7.5 \frac{K_{\text{кал}}}{M^2 2^\circ\text{C}}$$

$$\text{Тоді: } R_0^{mp} = \frac{1(18 - (-21))}{7 \cdot 7.5} = 0.86 \frac{M^2 2^\circ\text{C}}{K_{\text{кал}}}$$

Визначаємо опір теплопередачі конструкції:

$$R_{ym}^{ек} = \sqrt{\frac{n_{ym}(t_b - t_{on.nep})z_{on.nep} \cdot mCm \cdot \ell_m}{\lambda_{ym} c_{ym} \cdot E_{un}}}; \frac{M^2 2^\circ\text{C}}{K_{\text{кал}}}$$

n_{ym} - коефіцієнт що враховує відношення термічного опору утеплювача до опору теплопередачі і рівний 0.85.

$t_{on.nep}$ - середня температура зовнішнього повітря за опалювальний період

$$t_{on.nep} = 0.3^\circ\text{C}$$

$$t_{on.nep} = 183 \cdot 24 = 4321 \text{ год} / \text{рік}$$

m - коефіцієнт що враховує додаткові втрати тепла на інфільтрацію зовнішнього повітря $m=1.05$

ℓ_m - коефіцієнт що враховує зміну вартості теплової енергії на перспективу

$$\ell_m = 1.3$$

c_{ym} - вартість матеріалу теплоізоляційного шару $C_{ym} = 27 \text{ грн} / \text{м}^2$

E_{un} - норматив для різноманітних витрат $E_{un} = 0.08 \text{ л} / \text{рік}$

$$R_{ym}^{ек} = \sqrt{\frac{0.85(18 - 0.3) \cdot 4321 \cdot 1.05 \cdot 13.5 \cdot 10^6 \cdot 1.3}{0.7 \cdot 27 \cdot 0.08}} = 0.742 \frac{M^2 2^\circ\text{C}}{K_{\text{кал}}} = 0.64 \frac{M^2 K}{Вт}$$

Визначаємо економічно-доцільний опір теплопередачі конструкції за формолою:

$$R_0^{ек} = \frac{1}{\alpha_b} + \frac{1}{\alpha_n} + R_{ум}^{ек} + \sum R_{к.с}; \frac{M^2 2^\circ C}{K_{кал}}$$

α_n - коефіцієнт теплопередачі для зимових умов зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції $\alpha_n = 20 \frac{K_{кал}}{M^2 2^\circ C}$

$\sum R_{к.с}$ - сума термічних опорів конструктивних шарів багатошарової огорожувальної конструкції.

$$\sum R_{к.с} = \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} = \frac{0.02}{0.8} + \frac{0.02}{0.7} = 0.053 \frac{M^2 2^\circ C}{K_{кал}}$$

$$R_0^{ck} = \frac{1}{7.5} + \frac{1}{20} + 0.742 + 0.053 = 0.978 \frac{M^2 2^\circ C}{K_{кал}} = 0.84 \frac{M^2}{Вт}$$

Товщина теплоізоляційного шару

$$\delta_y = R_{ум}^{ck} \cdot \lambda_{ум} = 0.742 \cdot 0.7 = 0.519 м$$

Приймаємо товщину утеплювача $\delta_{ум} = 0.51 м$, що відповідає товщині стіни в дві цегли.

Визначаємо дійсний опір теплопередачі огорожувальної конструкції при $\delta_{ум} = 0.51 м$

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_b} + R_1 + R_2 + \frac{\delta_{ум}}{\lambda_{ум}} + \frac{1}{\alpha_n}$$

$$R_0 = \frac{1}{1.75} + 0.25 + 0.028 + \frac{0.51}{0.7} + \frac{1}{20} = 0.964 \frac{M^2 2C}{K_{кал}} = 0.83 \frac{M^2}{Вт}$$

Порівнюємо дійсний опір теплопередачі огорожувальної конструкції R_0 з потрібним опором теплопередачі R_0^{mp} умова $R_0 \geq R_0^{mp}$ виконується ($0.964 > 0.86$).

Визначаємо фактичну величину теплової інерції D за формулою:

$$D = R_1 S_1 + R_{ум} S_{ум} + R_2 S_2, \text{ де}$$

$S_1; S_{ум}; S_2$ - розрахункові коефіцієнти теплезасвоєння матеріалів огорожувальної конструкції.

$$D = \frac{0.02}{0.8} 9.48 + \frac{0.51}{0.7} 8.67 + \frac{0.02}{0.7} 8.36 = 6.8$$

Оскільки $4 < D = 6.8 < 7$, то розрахунок закінчуємо

Загальна витрата тепла на будинок:

$$Q_0 = 702704 \frac{K_{\text{кал}}}{\text{год}} = 2603 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2}$$

1.4. Техніко-економічні показники

Площа забудови – 2100,0 м²

Будівельний об'єм – 67232,0 м³

Житлова площа – 3915,0 м²

Загальна корисна площа – 11343,0 м²

Коефіцієнти:

$$K_1 = \frac{\text{Житлова площа}}{\text{Загальна площа}} = \frac{3915,0 \text{ м}^2}{11343,0 \text{ м}^2} = 0,35$$

$$K_2 = \frac{\text{Об'єм споруди}}{\text{Житлова площа}} = \frac{67232,0}{3915,0} = 17,173$$

2.1. Обґрунтування вибору конструкцій

Будівля гуртожитку сімейного типу в м. Луцьку запропонована з поперечними несучими та поздовжніми частково несучими стінами.

Фундаменти запроектовані паєві із забивних для перенесення ваги будівлі з верхніх слабких шарів ґрунту на нижні міцні. Палі вибрані забивні січенням 300х300мм. Оголовки палей об'єднуються з допомогою залізобетонного роствертку висотою 600мм.

Перекрыття і покриття виконуються з кругло-пустотних залізобетонних плит перекрыття товщиною 220мм.

Сходи виготовлені з типових залізобетонних маршів і площадок.

В одноповерховій частині будівлі в якості несучої конструкції запроектована однопролітна двохконсольна рама. Вона складається з двох колон 400х400мм та ригеля 300х800мм. Конструкцією покриття одноповерхової будівлі є залізобетонний пустотний настил висотою 920 мм та шириною 1930мм.

2.2. Розрахунково-конструктивна частина

2.2.1. Розрахунок залізобетонного пустотного настилу покриття

Перетин настилу коробчастого типу розроблено з врахуванням технології його виготовлення. Висота настилу 92см.

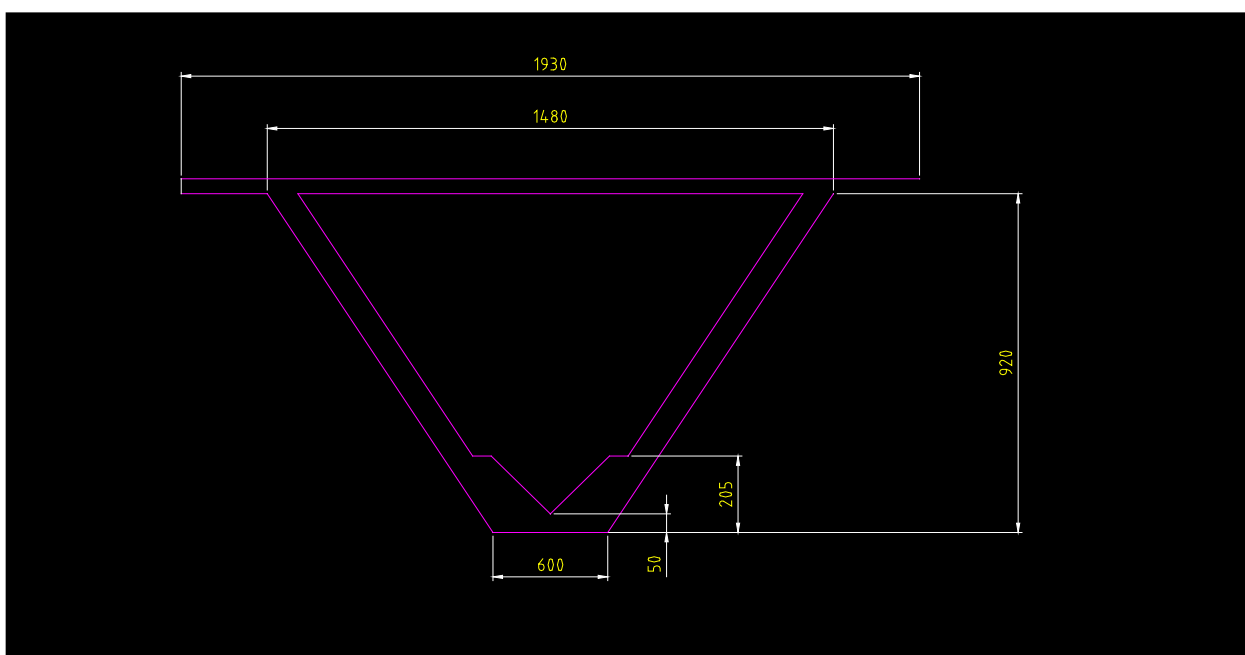


Рис. 2.1.

Технологія виготовлення настилу.

Пустотний настил виготовляється в чотири прийоми. Спочатку бетонується плита в плоскій формі. Вона розрізана по бетону. В місці розрізу її елементи з'єднані між собою гнучкими арматурними зв'язками. Після затвердіння бетон, настил піднімають з форми за технологічні петлі. При цьому він починає звертатися. Далі його поміщають в спеціальний кондуктор і надають проектну форму. Отримана форма фіксується в кондукторі зваркою закладених деталей по нижньому стику. Бетонування полицки і шпонок виконується в кондукторі.

Таблиця 2.1. Збір навантаження на 1 м^2 покриття.

№	Назва навантаження	Нормативне навантаження кН/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ	Розрахункове навантаження кН/м^2
1	а) <u>Постійне</u> Шар гравію втоплений в бітумну мастику 0.02×18.0	0.36	1.3	0.47
2	Шар руберойду на мастиці	0.2	1.3	0.26
3	Асфальтно-бетонна стяжка $\delta = 20 \text{ мм}$ 0.02×20.0	0.4	1.3	0.52
4	Утеплювач пінобетон $\delta = 100 \text{ мм}$ $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$ 0.1×6.0	0.6	1.2	0.72
5	Пароізоляція – 1 шар пергаміну	0.05	1.2	0.06
6	Власна вага настилу Всього постійне q	4.5 6.11	1.1 -	4.95 6.98
7	б) <u>Тимчасове</u> Снігове 0.5×3 p Повне q	1.5 7.61	1.4 -	2.1 9.08

Визначення зусиль

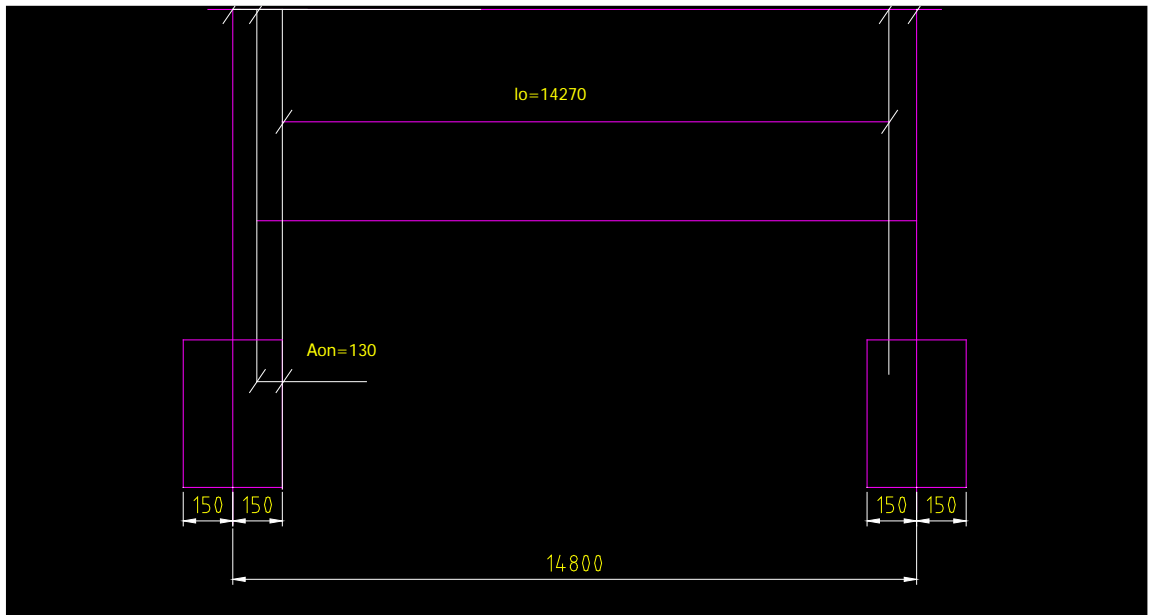


Рис. 2.2. Величину розташованого прольоту

$$l_0 = l_k - 2 \frac{A_{on}}{2} = 14400 - 2 \frac{130}{2} = 14270 \text{ мм} = 14.27 \text{ м}$$

Ширина настилу $v=2\text{м}$

Зусилля від нормативних навантажень

- від повного навантаження

$$M_n = \frac{7.61 \cdot 2 \cdot 14.27^2}{8} = 387.4 \text{ кНм}$$

$$Q_n = \frac{7.61 \cdot 2 \cdot 14.27}{2} = 108.4 \text{ кН}$$

- від довгодіючого тимчасового навантаження і постійного

$$q = 0.7 + 6.11 = 6.81 \text{ кН/м}$$

$$M_{n,l} = \frac{6.81 \cdot 2 \cdot 14.27^2}{8} = 346.7 \text{ кНм}$$

- від короткочасного тимчасового

$$M_{n,e,h} = \frac{0.8 \cdot 2 \cdot 14.27^2}{8} = 40.7 \text{ кНм}$$

Зусилля від розрахункових повних навантажень.

$$M = \frac{9.08 \cdot 2 \cdot 14.27^2}{8} = 462.2 \text{ кНм}$$

$$Q = \frac{9.08 \cdot 2 \cdot 14.27^2}{2} = 130.0 \text{ кН}$$

Розрахунок міцності нормальних перерізів.

Визначаємо розрахункову ширину полицки і приводимо розрахунковий переріз настилу до двотаврового. Консольні звідси не враховуємо, так як

$$h'_f = 0.4 \text{ см} < 0.05h = 0.05 \cdot 92 = 4.6 \text{ см}$$

$$b'_f = 2b_p + 2 \cdot 6l_f = 2 \cdot 9.5 + 2 \cdot 6 \cdot 8 = 115 \text{ см}$$

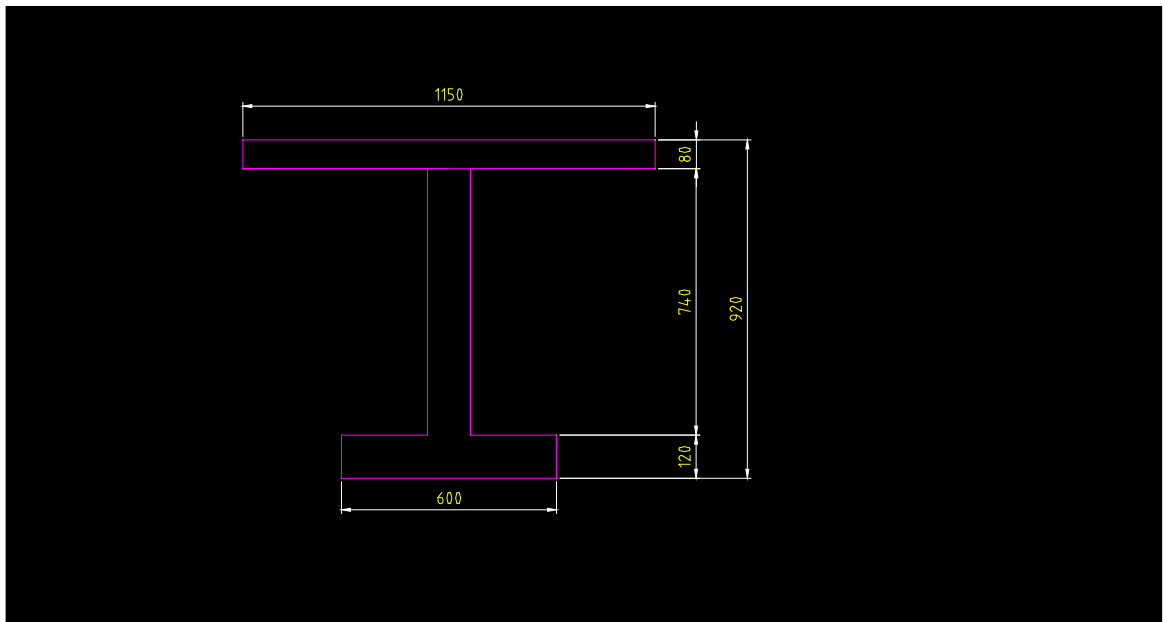


Рис. 2.2.

Приймаємо бетон класу В30 при $\gamma_{e2} = 0.9$;

$$R_{bt} = 1.55 \text{ кН/см}^2; R_{bt} = 0.11 \text{ кН/см}^2; R_{b,x6} = 2.2 \text{ кН/см}^2; R_{bt,hr} = 0.18 \text{ кН/см}^2;$$

$$E_b = 2.9 \cdot 10^3 \text{ кН/см}^2 - \text{настил підлягає тепловій обробці при атмосферному тиску.}$$

Напружена арматура класу А5

$$R_s = 81.5 \text{ кН/см}^2; R_{s,hr} = 98 \text{ кН/см}^2; E_s = 1.9 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$$

Напружена арматура $\phi 5$ ВрІ $R_{sw} 27 \text{ кН/см}^2$

$$\text{Робоча висота перерізу } h_0 = h - a = 92 - 4 = 88 \text{ см}$$

Визначаємо чи границя стисненої зони бетону знаходиться в межах полички виконанням умови:

$$M = 462.2 \text{ кНм} > R_s b'_f h'_f (h_0 - 0.5 h'_f) = 1.55 \cdot 115 \cdot 8 \cdot (88 - 0.5 \cdot 8) = 1197.8 \text{ кНм}$$

Границя стисненої зони проходить в поличці. Переріз розраховуємо як прямокутник шириною $b'_f = 115 \text{ см}$.

$$L_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{46220}{1.55 \cdot 115 \cdot 88^2} = 0.033 \rightarrow \xi = 0.034$$

$$\frac{\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp}}{R_s} = 0.6$$

В посібнику для проектування попередньо-напружених з/б конструкцій з важких і легких бетонів знаходимо граничне значення відносної висоти стисненої зони.

$$\xi_R = 0.49 > \xi = 0.034$$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи для напруженої арматури γ_{sb}

При $\xi = 0.034 < 0.5 \xi_{SR} = 0.5 \cdot 0.49 = 0.245$ можна прийняти що $\gamma_{sb} = 1.1$

Визначаємо площу перерізу напруженої арматури.

$$A_{sp} = \xi b'_f h_0 \frac{R_s}{\gamma_{sb} R_s} = 0.034 \cdot 115 \cdot 88 \frac{1.55}{1.1 \cdot 81.5} = 5.95 \text{ см}^2$$

Приймаємо 6ф14 А7 $A_{sp} = 9.23 \text{ см}^2$

Геометричні характеристики поперечного перерізу настилу

При визначенні характеристик враховуємо весь переріз настилу:

$$L = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1.9 \cdot 10^4}{2.9 \cdot 10^3} = 6.55$$

Площа приведенного перерізу:

$$A_{real} = 2(74 \cdot 92 + 26 \cdot 4 + 12 \cdot 7 \cdot 0.5 - 76 \cdot 44 \cdot 0.5 - 34 \cdot 41.7 - 13 \cdot 12 - 12.9 \cdot 59.2 - 43.8 \cdot 8.9 - 15.3 \cdot 89 \cdot 0.5 - 25.2 - 25.2 \cdot 41.7 \cdot 0.5 - 21 \cdot 12 \cdot 0.5 - 13 \cdot 3.5 \cdot 0.5) + 6.55 \cdot 9.23 = 3726 \text{ см}^2$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої границі:

$$S_{real} = 2(74 \cdot 92 \cdot 46 + 26 \cdot 4 \cdot 90 + 12 \cdot 7 \cdot 0.5 \cdot 84 - \\ - 76 \cdot 44 \cdot 0.5 \cdot 25.33 - 34 \cdot 41.7 \cdot 41.35 - 13 \cdot 12 \cdot 14.5 - \\ 12.9 \cdot 59.2 \cdot 68.65 - 43.8 \cdot 8.9 \cdot 79.55 - 15.3 \cdot 8.9 \cdot 0.5 \cdot 78.07 - \\ - 25.2 \cdot 41.7 \cdot 0.5 \cdot 48.3 - 21 \cdot 12 \cdot 16.5 - \\ - 13 \cdot 3.5 \cdot 0.5 \cdot 7.23) + 6.55 \cdot 9.23 \cdot 4 = 209126 \text{ см}^3$$

Віддаль від центру ваги приведенного перерізу до нижньої грані

$$Y_0 = \frac{S_{real}}{\Delta_{real}} = \frac{209126}{3726} = 56.13 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$I_{real} = 2\left(\frac{74 \cdot 92^3}{12} + 74 \cdot 92 \cdot 10.13^2 + \frac{26 \cdot 4^3}{12} + 26 \cdot 4 \cdot 33.87^2 + \right. \\ \left. + \frac{7 \cdot 12^3}{12} + 7 \cdot 12 \cdot 0.5 \cdot 27.87^2 - \right. \\ \left. \frac{44 \cdot 76^3}{36} - 76 \cdot 44 \cdot 30.8^2 \cdot 0.5 - \frac{34 \cdot 41.7^3}{12} - 34 \cdot 41.7 \cdot 14.78^2 - \right. \\ \left. - \frac{13 \cdot 12^3}{12} - 13 \cdot 12 \cdot 41.63^2 - \frac{59.2 \cdot 12.9^3}{12} - \right. \\ \left. 59.2 \cdot 12.9 \cdot 12.52^2 - \frac{43.8 \cdot 8.9^3}{12} - 43.8 \cdot 8.9 \cdot 23.42^2 - \right. \\ \left. - \frac{15 \cdot 8.9^3}{12} - 0.5 \cdot 15 \cdot 8.9 \cdot 21.94^2 - \right. \\ \left. \frac{25.2 \cdot 41.7^3}{36} - 25.2 \cdot 41.7 \cdot 0.5 \cdot 7.83^2 - \frac{21 \cdot 12^3}{36} - \right. \\ \left. - 21 \cdot 12 \cdot 0.5 \cdot 39.63^2 - \frac{13 \cdot 3.5^3}{36} - 13 \cdot 3.5 \cdot 0.5 \cdot 48.8^2 \right) + \\ + 6.55 \cdot 9.23 \cdot 52.13^3 = 4328183 \text{ см}^4$$

Моменти опору приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$\omega'_{real} = \frac{I_{real}}{Y_0} = \frac{4328183}{56.13} = 77110 \text{ см}^3$$

Відносно верхньої грані:

$$\omega'_{real} = \frac{I_{real}}{h - Y_0} = \frac{4328183}{92 - 56.13} = 120660 \text{ см}^3$$

Розрахунок міцності нормальних перерізів бокової грані
настилу від початкового обтиску.

Розрахунок ведемо виходячи з умови, що елементи коробчастого настилу при обтиску в плоскому положенні працюють самостійно. Тобто розглядаємо грань настилу окремо, як самостійний елемент.

Визначаємо геометричні характеристики.

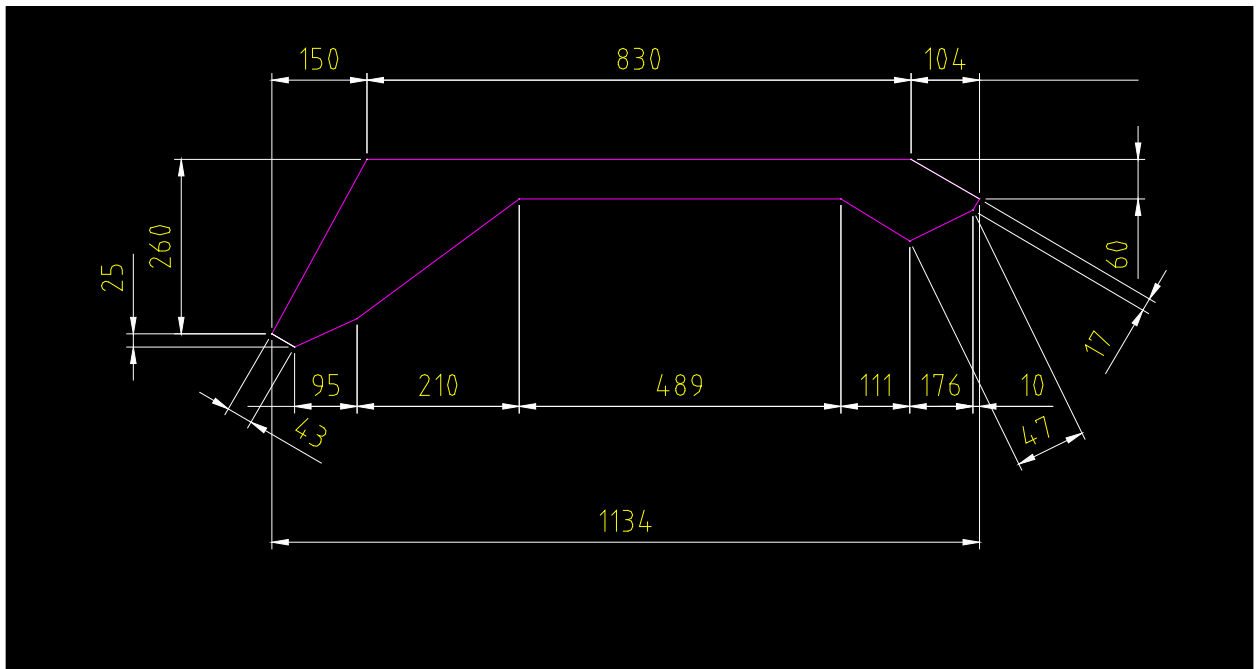


Рис. 2.3.

$$\begin{aligned}
 A_{real} &= 78.6 \cdot 6 + 28.5 \cdot 34.8 + 11.1 \cdot 6.4 \cdot 0.5 + \\
 &+ 4.7 \cdot 47.6 \cdot 0.5 + 1.7 \cdot 17.6 - 26 \cdot 15 \cdot 0.5 - 2.5 \cdot 4.3 \cdot 0.5 - \\
 &- 9.5 \cdot 9.5 \cdot 0.5 - 21 \cdot 12.1 \cdot 0.5 - 21 \cdot 9.5 - 10.4 \cdot 6 \cdot 0.5 + \\
 &+ 1.0 \cdot 1.7 \cdot 0.5 + 6.55 \cdot 4.62 = 1018.2 \text{ см}^2 \\
 S_{real} &= 78.6 \cdot 74.1 \cdot 6 + 28.5 \cdot 34.8 \cdot 17.4 \cdot 11.1 \cdot 6.4 \cdot 0.5 \cdot 91.1 + \\
 &+ 1.7 \cdot 17.6 \cdot 106.53 - 26 \cdot 15 \cdot 0.5 \cdot 5 - \\
 &- 2.5 \cdot 4.3 \cdot 0.5 \cdot 1.43 - 9.5 \cdot 0.5 \cdot 7.47 - 21 \cdot 12.1 \cdot 0.5 \cdot 20.8 - \\
 &- 21 \cdot 9.5 \cdot 24.3 - 10.4 \cdot 6 \cdot 0.5 \cdot 109.93 + \\
 &+ 1.0 \cdot 1.7 \cdot 0.5 \cdot 113.07 + 6.55 \cdot 4.62 \cdot 14.5 + 4.7 \cdot 17.6 \cdot 0.5 \cdot 106.53 = 51620 \text{ см}^3
 \end{aligned}$$

$$\chi_0 = \frac{S_{real}}{A_{real}} = \frac{51620}{1018.2} = 50.7 \text{ см}$$

$$\begin{aligned}
I_{real} &= \frac{6 \cdot 78.6^3}{12} + 6 \cdot 78.6 \cdot 23.4^2 + \frac{28.5 \cdot 34.8^3}{12} + \\
&+ 28.5 \cdot 34.8 \cdot 33.3^2 + \frac{6.4 \cdot 11.1^3}{2} + 6.4 \cdot 11.1 \cdot 0.5 \cdot 40.4^2 + \\
&+ \frac{1.7 \cdot 17.6^3}{12} + 1.7 \cdot 17.6 \cdot 55.83^2 - \frac{26 \cdot 15^3}{36} - \\
&- 26 \cdot 15 \cdot 0.5 \cdot 45.7^2 - \frac{2.5 \cdot 4.3^3}{12} - 2.5 \cdot 4.3 \cdot 0.5 \cdot 49.27^2 - \\
&- 9.5 \cdot 9.5 \cdot \frac{9.5 \cdot 21^3}{12} - 9.5 \cdot 21 \cdot 26.4^2 - \frac{6 \cdot 10.4^3}{12} - 6 \cdot 10.4 \cdot 0.5 \cdot 59.23^2 + \frac{1.7 \cdot 1.0^3}{12} + \\
&+ 1.7 \cdot 1 \cdot 0.5 \cdot 62.37^2 + 6.55 \cdot 4.62 \cdot 36.2^2 + \frac{4.7 \cdot 17.6^3}{12} + 4.7 \cdot 17.6 \cdot 0.5 \cdot 55.83^2 = \\
&= 1172123 \text{ см}^4
\end{aligned}$$

Натяг арматури здійснюється на опори стенда механічним способом.

Передавальна міцність бетону:

$$R_{bp} = 0.7 B = 0.7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа} = 2.1 \text{ кН/см}^2$$

Початкове напруження в арматурі приймаємо рівним:

$$\sigma_{sp} = 0.95 R_{s,ser} = 0.95 \cdot 98 = 93.1 \text{ кН/см}^2$$

Визначаємо перші втрати напружень (до обтиску бетону)

1. Від реакції напружень арматури:

$$\sigma_1 = 0.1 \sigma_{sp} - 2 = 0.1 \cdot 93.1 - 2 = 7.31 \text{ кН/см}^2$$

2. Від температурного перепаду:

$$\sigma_2 = 0.1 \Delta t = 0.1 \cdot 65 = 6.5 \text{ кН/см}^2$$

3. Від деформації анкерних закріплень:

$$\Delta \ell = 1.25 + 0.15d = 1.25 + 0.15 \cdot 20 = 4.25 \text{ мм}$$

$$\sigma_3 = \frac{\Delta \ell}{e} E_s = \frac{4.25}{14400} 1.9 \cdot 10^4 = 5.21 \text{ кН/см}^2$$

4. Від швидкоплинної повзучості:

$$P_I = A_{SPI} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 4.62(93.1 - 7.31 - 6.5 - 5.21) = 342 \text{ кН}$$

$$\ell_{0I} = I_{sp} = I_0 - a = 50.7 - 4 = 46.7 \text{ см}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{P_i}{A_{real}} + \frac{P_i \ell_{0I} I_{cp}}{I_{real}} = \frac{342}{1018.2} + \frac{342 \cdot 46.7 \cdot 46.7}{1172123} = 0.97 \text{ кН/см}^2$$

$$\frac{\sigma_{lp}}{R_{bp}} = \frac{0.97}{2.1} = 0.462 < 0.8$$

$$\sigma_0 = 3.4 \frac{\sigma_{lp}}{R_{bp}} = 3.4 \cdot 0.462 = 1.57 \text{ кН/см}^2$$

Разом перші втрати:

$$\sigma_{eos} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_0 = 7.31 + 6.5 + 5.21 + 1.57 = 20.59 \text{ кН/см}^2$$

Сила обтиску з врахуванням перших витрат

$$P_I = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{eos}) = 4.62(93.1 - 20.59) = 335 \text{ кН}$$

ексцентриситет: $e_{0I} = I_{sp} = 46.7 \text{ см}$

Розрахункове зусилля обтиску для перевірки міцності в стадії виготовлення.

$$N_p = (\sigma_{sp1} - 33) A'_{sp} = (72.51 - 33) = 182.5 \text{ кН, де}$$

$$\sigma_{sp1} = 93.1 - 20.59 = 72.51 \text{ кН/см}^2$$

В розтягнутій зоні приймаємо 2ф5 Вр1

$$a = 8 \text{ см} (A_s = 0.393 \text{ см}^2)$$

Висота стисненої зони:

$$\chi = \frac{N_p + R_s A_s}{R_b^p b} = \frac{182.5 + 36 \cdot 0.393}{1.21 \cdot 6} = 27.1 \text{ см}$$

$$\text{Оскільки } \xi = \frac{\chi}{n_0 - a} = \frac{27.1}{113.4 - 8} = 0.257 < \xi_R = 0.49$$

міцність перевіряємо умовою:

$$R_b^p \cdot b (h_0 - 0.5) = 1.21 \cdot 27.1 \cdot 6 (105.4 - 0.5 \cdot 27.1) = 18070 \text{ кНсм} = 180.7 \text{ кНм}$$

$$180.7 \text{ кНм} > N_p e = 182.5 \cdot 90.9 = 165.9 \text{ кНм, де}$$

$$e = h_0 - a'_p = 105.4 - 14.5 = 90.9 \text{ см}$$

Міцність в стадії виготовлення забезпечена.

Перевіряємо стискуюче напруження в бетоні на рівні крайнього стисненого волокна.

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{real}} + \frac{P_1 y_0 l_{01}}{I_{real}} = \frac{335}{1018.2} + \frac{335 \cdot 50.7 \cdot 46.7}{1172123} = 1.01 \text{ кН/см}^2$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{1.01}{2.1} = 0.48 < 0.95$$

Міцність найбільш обтисненої грані в стадії виготовлення забезпечена.

Визначаємо другі втрати напружень

1. Від усадки бетону:

$$\sigma_9 = 3.5 \text{ кН/см}^2$$

2. Від повзучості бетону:

$$\sigma_9 = 12.8 \frac{\sigma_{lp}}{\sigma_{bp}} = 12.8 \cdot 0.48 = 6.18 \text{ кН/см}^2$$

Разом другі втрати:

$$\sigma_{eos2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 3.5 + 9.68 \text{ кН/см}^2$$

Повні втрати:

$$\sigma_{eos} = \sigma_{eos1} + \sigma_{eos2} = 20.59 + 9.68 = 62.83 \text{ кН/см}^2$$

Зусилля обтиску:

$$P_2 = 62.83 \cdot 9.23 = 580 \text{ кН}$$

$$\text{ексцентриситет } e_{02} = I_{sp} = 56.13 - 4 = 52.13 \text{ см}$$

Розрахунок настилу по похилих перерізах.

$$Q_{max} = 130 \text{ кН} \quad \text{Визначаємо коефіцієнт, що враховують}$$

обтиск стисненої полиці бетону.

$$\varphi_f = 2 \frac{0.75(3h'_f)h'_f}{bh_0} = 2 \frac{0.75 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 8}{12 \cdot 88} = 0.272 < 0.5$$

$$\varphi_n = 0.1 \frac{P_2}{R_{bt}bh_0} = 0.1 \frac{580}{0.11 \cdot 12 \cdot 88} = 0.499 < 0.5$$

Приймаємо $1 + \varphi_f + \varphi_n = 1.7$

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt}bh_0^2 = 2 \cdot 1.7 \cdot 0.11 \cdot 12 \cdot 88^2 = 30666 \text{ кНсм}$$

$$q = q + \frac{p}{2} = 2 \left(6.98 + \frac{2.1}{2} \right) = 16.06 \text{ кН/м} = 0.1606 \text{ кН/см}$$

$$a_{b1} = 2 \sqrt{M_b q_1} = 2 \sqrt{30666 \cdot 0.1606} = 140.36 \text{ кН}$$

Так, як $\frac{a_{b1}}{0.6} = \frac{140.36}{0.6} = 234 \text{кН} > Q_{max} = 130 \text{кН}$, Інтенсивність хомутів

визначаємо по формулі:

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_b^2}{4Mb} = \frac{130^2 - 234^2}{4 \cdot 30666} < 0$$

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно ф5Вр1, $A_{sw} = 0.393 \text{см}^2$

Крок хомутів біля опори $S = 20 \text{см} < \frac{h}{3} = \frac{92}{3} = 30.7 \text{см}$

Тоді $q_{sw} = \frac{0.323 \cdot 27}{20} = 0.53 \text{кН/см}$

Розрахунок по утворенню нормальних тріщин.

Конструкція експлуатується в закритому приміщенні і відноситься до третьої категорії тріщинуватості.

Розрахунок виконуємо з умови:

$$M_n \leq M_{crl}, \text{де}$$

$$M_{crl} = R_{bt,ser} W_{pl} + P_2(\ell_{0P.V}) - \text{момент} - \text{тріщинуватості}$$

$$W_{pl} = \gamma W_{real} = 1.25 \cdot 77110 = 96388 \text{см}^3$$

$$\gamma = 1.25 - \text{таблиця 3,8}$$

$$b'_f / b = 200 / 12 = 16.7 > 8$$

$$h'_f / n = 12 / 92 = 0.13 < 0.3$$

Максимальне напруження в стиснутій зоні бетону (стадія експлуатації).

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{real}} + \frac{M_2 - P_2 e_{0P}}{W_{real}} = \frac{580}{3726} + \frac{38740 - 580 \cdot 52.13}{77110} = 0.23 \text{кН/см}^2$$

$$\text{Тоді } \varphi = 1.6 - \frac{\sigma_b}{R_{bser}} = 1.6 - \frac{0.23}{2.2} = 1.5 > 1$$

Приймаємо $\varphi = 1.0$

$$g = \varphi \frac{W_{real}}{A_{real}} = 1.0 \frac{77110}{3762} = 20.7 \text{см}$$

Перевіряємо умову:

$$M_n = 387.4 \text{кНм} < 0.18 \cdot 96388 + 580(52.13 + 20.7) = 59591 \text{кНсм} = 595.9 \text{кНм}$$

Таким чином в стадії експлуатації нормальні тріщини не утворюються.

Розрахунок по утворенню похилих тріщин.

Розглянемо перетин 1-1 біля опори і 2-2 на відстані довжини зони передачі напружень l_p від торця настилу. В обох випадках перевірку головних напружень проводимо у центрі ваги перетинів ($I_0 = 56.13 \text{см}$).

Визначаємо довжину зони передачі напружень, маючи на увазі, що:

$$l_p = \left(W_p \frac{\sigma_{tp}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d = \left(0.25 \frac{81.5}{2.1} + 10 \right) 14 = 276 \text{мм} = 27.6 \text{см}$$

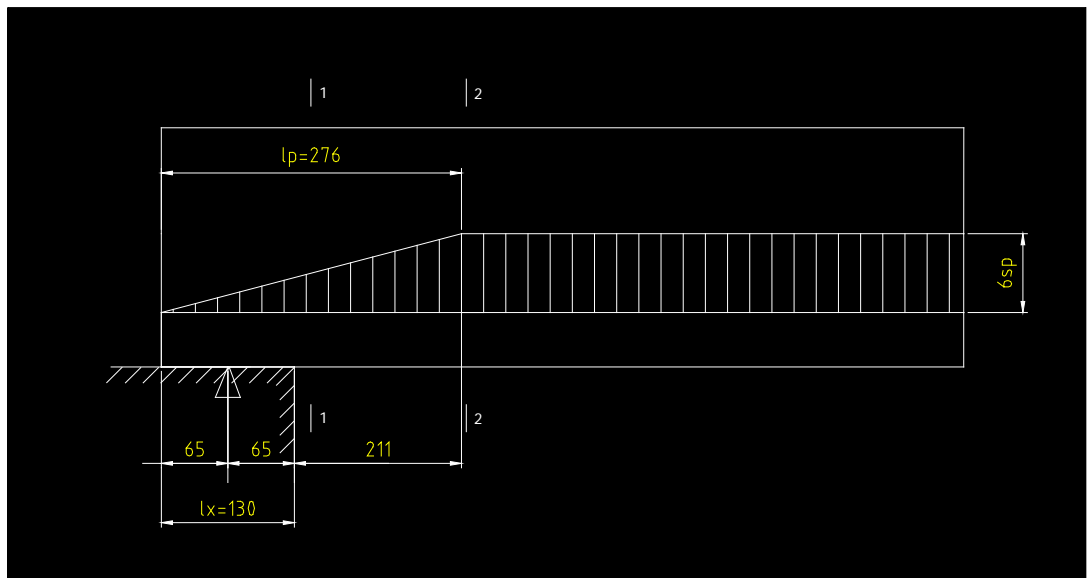


Рис. 2.4.
Перетин 1-1

$$l_x = 13 \text{см}$$

$$P_{2,1} = P_2 \frac{l_x}{l_p} = 580 \frac{13}{27.6} = 273 \text{кН}$$

Визначаємо нормальні напруження σ_x на рівні центра ваги перетину.

$$\sigma_{x1} \frac{P_{2,1}}{A_{real}} = \frac{273}{3762} = 0.073 \text{кН/см}^2$$

Визначаємо дотичні напруження. Для цього знайдемо статичний момент приведеної площі частини перерізу нижче центру ваги всього перерізу і відносно осі, що проходить через його центр ваги.

$$S_{real} = 56.13 \cdot 62.4 \cdot 28.065 - 56.13 \cdot 32.4 \cdot 0.5 \cdot 37.42 - 35.63 \cdot 34 \cdot 17.815 - 13 \cdot 12 \cdot 41.63 - 35.63 \cdot 20.57 \cdot 0.5 \cdot 11.88 - 21 \cdot 12 \cdot 0.5 \cdot 39.63 - 13 \cdot 3.5 \cdot 0.5 \cdot 48.8 = 25739 \text{ см}^3$$

$$\tau_{xy,1} = \frac{Q_{max} S_{real}}{I_{real} b} = \frac{130 \cdot 25739}{1172123 \cdot 12} = 0.054 \text{ кН/см}^2$$

Визначаємо головні розтягуючі і стискуючі напруження, приймаючи $\sigma_y = \sigma_{y,e}$

$$\sigma_{mt} = \pm \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\frac{(\sigma_x + \sigma_y)^2}{4} + \tau^2} \cdot y = \pm \frac{0.073 + 0.061}{2} + \sqrt{\frac{(0.073 + 0.061)^2}{4} + 0.054^2} = (\pm 0.067 + 0.054) \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{mt} = -0.067 + 0.054 = -0.013 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{mc} = 0.067 + 0.054 = 0.121 \text{ кН/см}^2$$

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b,ser}}}{0.2 + \alpha_\beta \beta} = \frac{1 - \frac{0.121}{2.2}}{0.2 + 0.01 \cdot 30} = 1.89 > 1.0$$

Приймаємо $\gamma_{b4} = 1.0$

Перевіряємо умову тріщиноутворення:

$$\sigma_{mt} = 0.013 \text{ кН/см}^2 < \gamma_{b4} R_{bt.ser} = 1.0 \cdot 0.18 = 0.18 \text{ кН/см}^2$$

В перерізі біля грані опри похилі тріщини не утворюються

Перетин 2-2

$$l_x = l_p = 27.6 \text{ см}; P_2 = 580 \text{ кН}$$

$$\sigma_{x2} = \frac{580}{3726} = 0.156 \text{ кН/см}^2, \tau_{xy} = 0.054 \text{ кН/см}^2$$

$$\alpha_2 = \frac{21.1}{92} = 0.23; \beta = 0.61; \varphi_4 = 0.4$$

$$\sigma_{y,loc2} = 0.4 \frac{108.4}{12 \cdot 92} = 0.04 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{mt} = \pm \left(\frac{0.156 + 0.04}{2} + \sqrt{\frac{(0.156 + 0.04)^2}{2} + 0.054^2} \right) = (\pm 0.098 + 0.079) \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{mt} = -0.098 + 0.078 = 0.019 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{mc} = 0.098 + 0.078 = 0.177 \text{ кН/см}^2$$

$$\varphi_{b4} = \frac{1 - \frac{0.177}{2.2}}{0.2 + 0.01 \cdot 30} = 1.84 > 1.0$$

$$\sigma_{mt} = 0.019 \text{ кН/см}^2 < R_{bt,ser} \gamma_{b4} = 0.18 \text{ кН/см}^2$$

Похи́лі тріщини не утворюються

Розрахунок на прогинах

Визначаємо прив'язку на ділянках без тріщин в розтягнутій зоні.

Кривизна від короткодійючого навантаження

$$\left(\frac{1}{V} \right)_1 = \frac{M_{sh}}{\varphi_{b1} E_b I_{real}} = \frac{4070}{0.85 \cdot 2.9 \cdot 10^3 \cdot 1172123} = 0.381 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Кривизна від довгодійючого навантаження:

$$\left(\frac{1}{V} \right)_2 = \frac{M_e \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{real}} = \frac{34670 \cdot 2}{0.85 \cdot 2.9 \cdot 10^3 \cdot 1172123} = 6.5 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Кривизна обумовлена вигинанням елемента від короткочасної дії зусилля початкового обтиску:

$$\left(\frac{1}{V} \right)_3 = \frac{P_{lop}}{\varphi_{b1} E_b I_{real}} = \frac{580 \cdot 52.13}{0.85 \cdot 2.9 \cdot 10^3 \cdot 1172123} = 2.83 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Сумарна кривизна:

$$\left(\frac{1}{V}\right) = \left(\frac{1}{V}\right)_1 + \left(\frac{1}{V}\right)_2 - \left(\frac{1}{V}\right)_3 = (0.381 + 6.5 - 2.83) \cdot 10^{-6} = 4.051 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Прогин :

$$f = \left(\frac{1}{V}\right) P_m \cdot l^2 = 4.051 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48 \cdot 1427^2} = 0.86 \text{ см} [f] = \frac{l}{400} = \frac{1427}{400} = 3.57 \text{ см}$$

Таким чином прогин настилу без урахування вигину елемента внаслідок усадки і повзучості бетону від зусилля початкового обтиску не перебільшує допустимих значень.

Розрахунок пустотного настилу.

Для розрахунку виділяємо смугу шириною 1м і розраховуємо її як раму, завантажену рівномірним навантаженням по полиці і зрівноваженою за рахунок дотичних напружень бокових граней.

Будуємо епюру від одиничних зусиль і зовнішнього навантаження в основній системі.

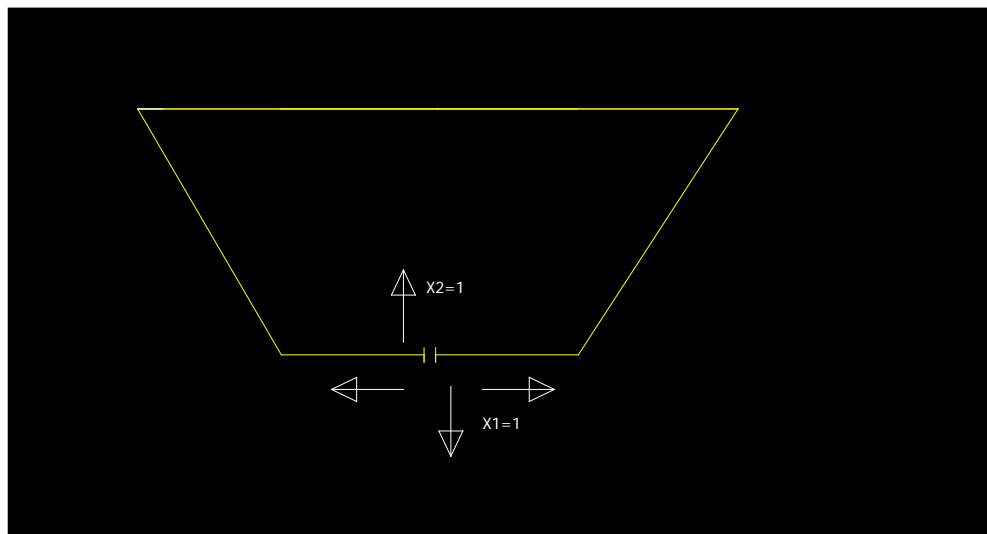


Рис. 2.5. Основна система

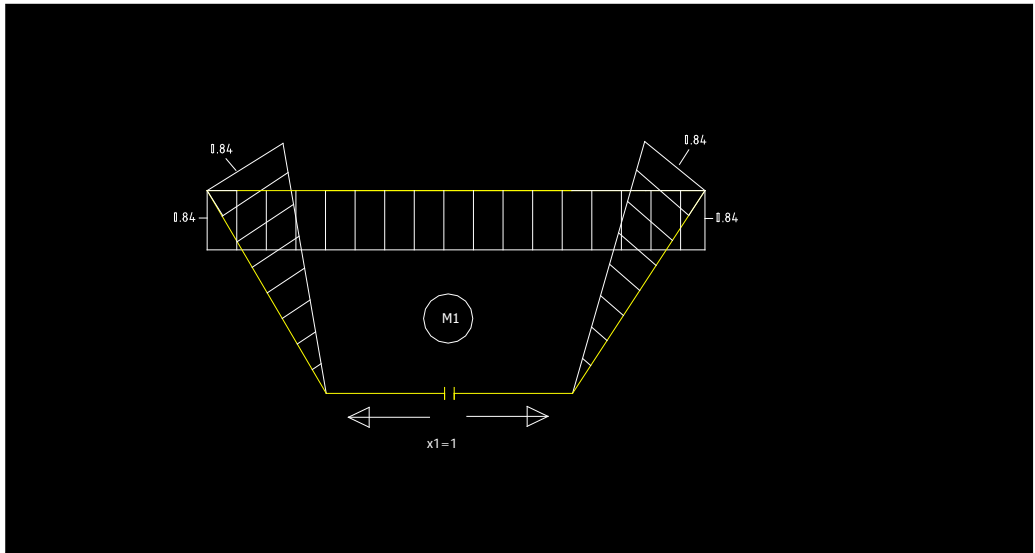


Рис.2.6.

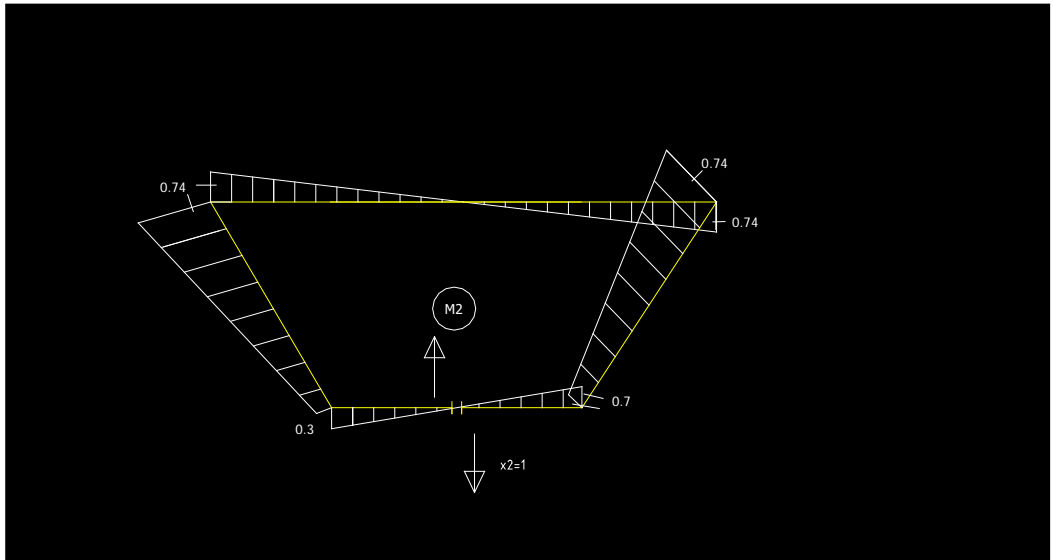


Рис. 2.7.

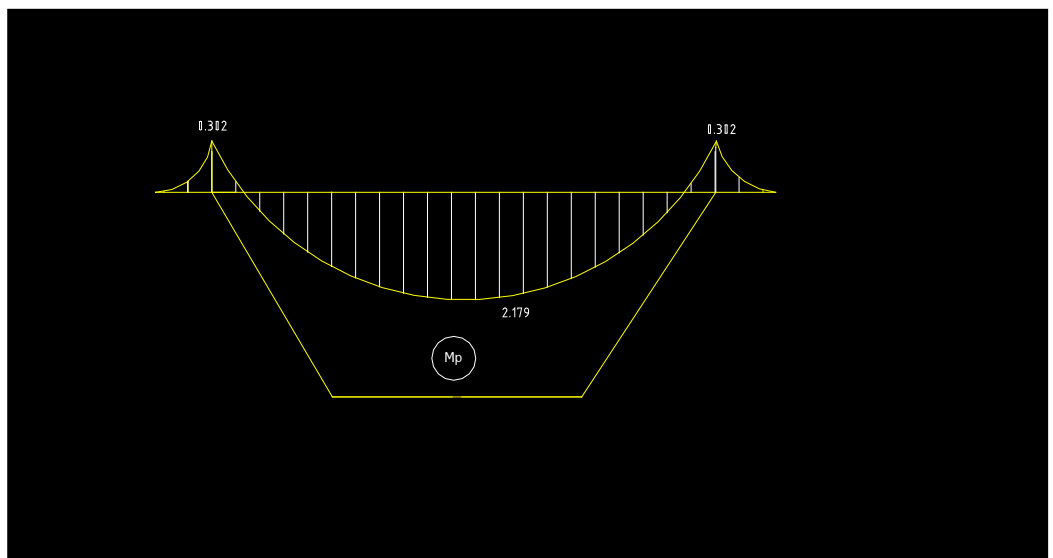


Рис. 2.8.

Складаємо систему канонічних рівнянь

$$x_1 \sigma_{11} + x_2 \sigma_{12} + \Delta_{1p} = 0$$

$$x_2 \sigma_{21} + x_2 \sigma_{22} + \Delta_{2p} = 0$$

Переміщення δ_{12} і δ_{21} рівні нулю. Система рівнянь приймає вигляд:

$$x_1 \delta_{11} + \Delta_{1p} = 0$$

$$x_2 \delta_{22} = 0$$

$$x_2 = 0$$

$$\delta_{11} = 1.48 \cdot 0.84 \cdot 0.84 \frac{1}{EI} + 2 \frac{0.84 \cdot 0.95}{2} \frac{2}{3} 0.84 \frac{1}{EI} = 1.491 \frac{1}{EI};$$

$$\Delta_{1p} = \frac{2 \cdot (2.179 + 0.307) 1.48 \cdot 0.84}{3} \frac{1}{EI} - 0.307 \cdot 1.48 \cdot 0.84 \frac{1}{EI} = 1.679 \frac{1}{EI}$$

$$1.491 x_1 + 1.679 = 0$$

$$x_1 = -\frac{1.679}{1.491} = -1.126 \text{ кН}$$

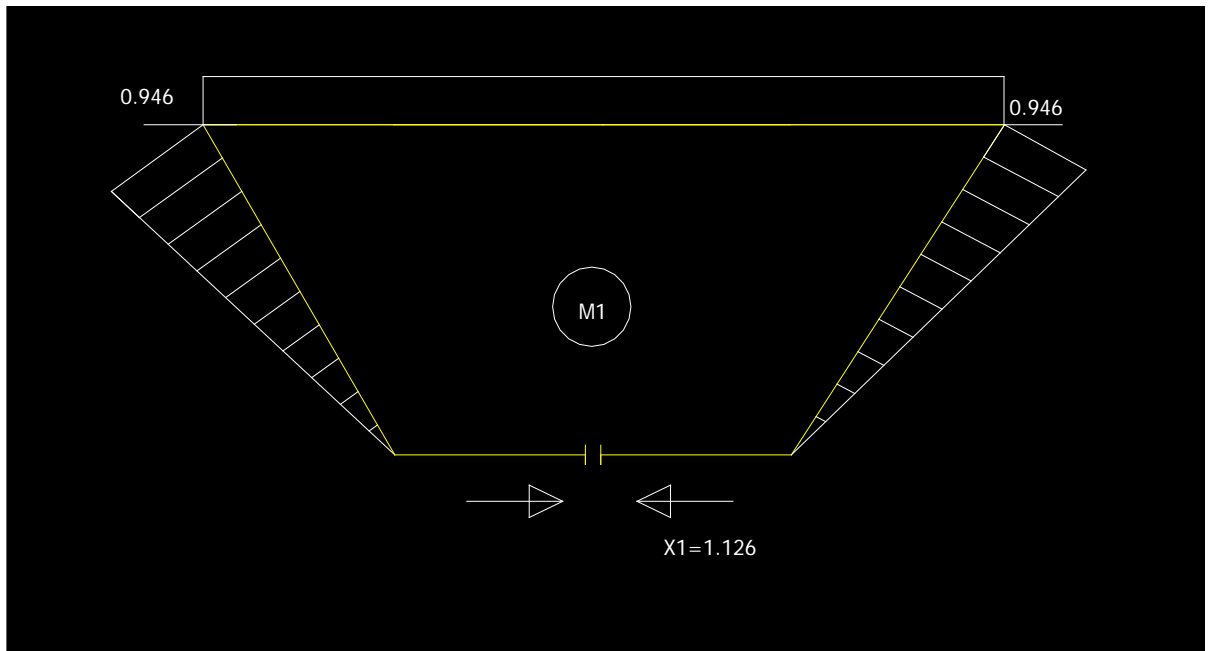


Рис. 2.9.

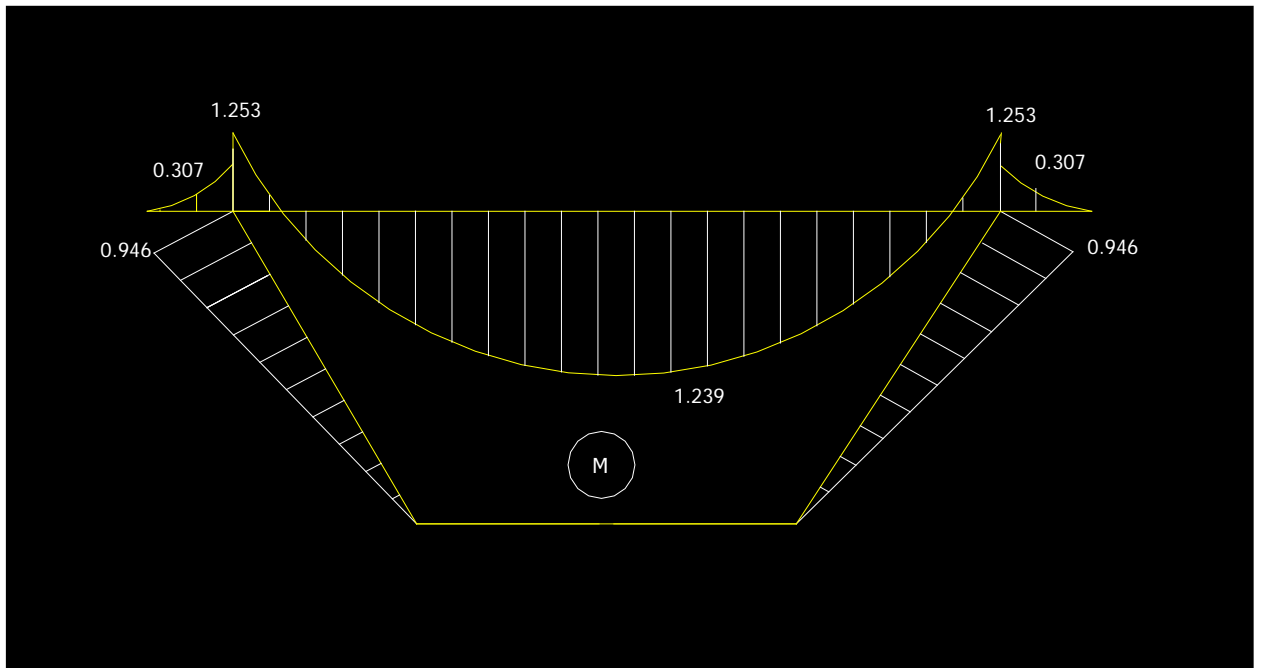


Рис. 2.10. Сумарна епюра моментів

Підбір арматури полицки настилу і бокових граней.

Поличка $M_{max} = 1.253 \text{ кНм};$

$$h_o = h - a = 8 - 1.5 = 6.5 \text{ см}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{125.3}{1.55 \cdot 100 \cdot 6.5^2} = 0.019 \rightarrow \xi = 0.019$$

$$A_s = \xi b h_o \frac{R_b}{R_s} = 0.019 \cdot 100 \cdot 6.5 \frac{1.55}{36} = 0.54 \text{ см}^2$$

Приймаємо на 1 м ширини полицки 5Ø5 Вр I $A_s = 0.982 \text{ см}^2$ (крок стержнів 200 мм)

Гран $M_{max} = 0.946 \text{ кНм};$

$$h_o = 6 - 1.5 = 4.5 \text{ м}$$

$$\alpha_m = \frac{94.6}{1.55 \cdot 100 \cdot 4.5^2} = 0.03 \rightarrow 0.03$$

$$A_s = 0.03 \cdot 100 \cdot 4.5 \frac{1.55}{36} = 0.58 \text{ см}^2$$

Приймаємо на 1 м ширини грані 5Ø5 Вр I $A_s = 0.982 \text{ см}^2$ (крок стержнів 200 мм)

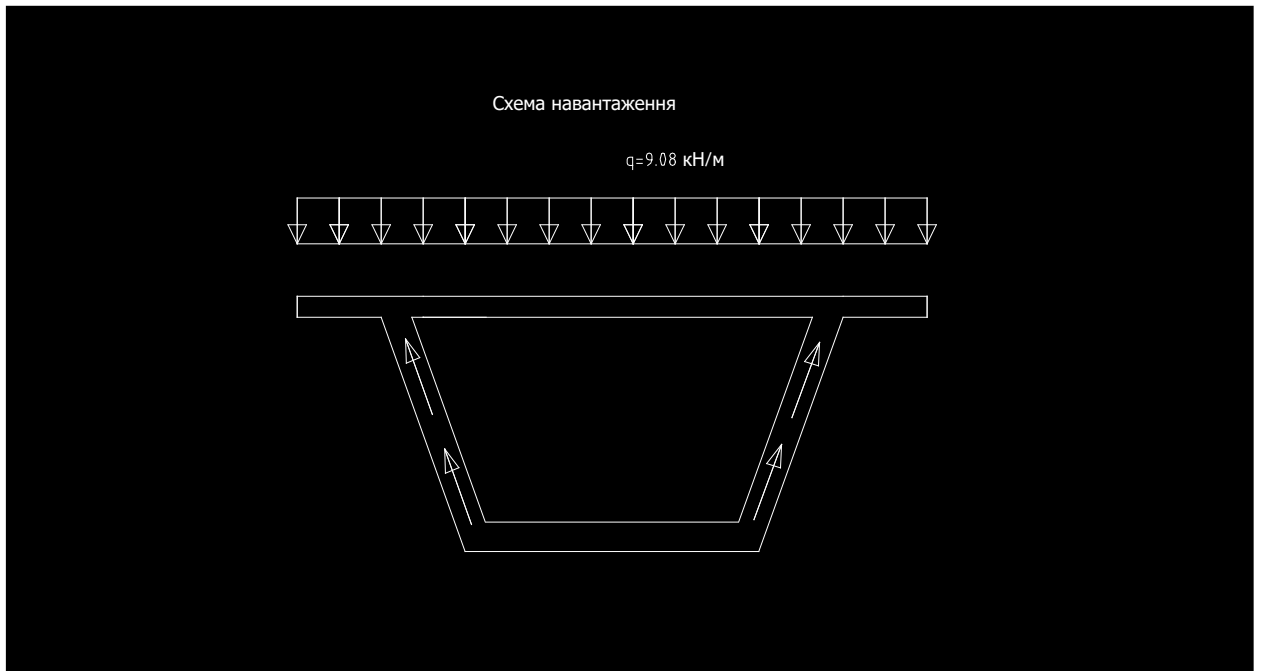


Рис. 2.11. Схема навантаження

Приймаємо EI однаковим для всіх елементів.

Раму розраховуємо методом сил.

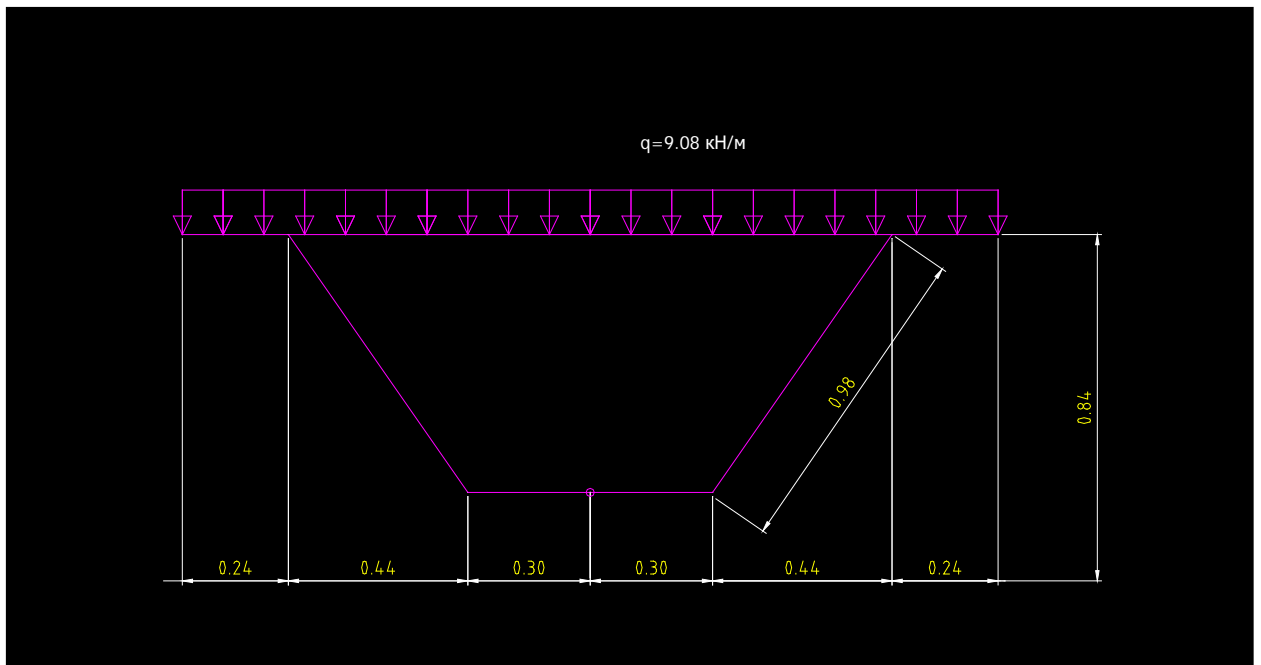


Рис. 2.12.

2.2.2. Розрахунок залізобетонної однопролітної двохконсольної балки.

Переріз балки приймаємо 300x800мм

Таблиця 2.2. Збір навантаження на 1м.п. балки.

№	навантаження	Нормативне Навантаження кН	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахунок навантаження кН
1.	а) постійне від конструкції покриття 6.11 · 10.22 6.98 · 10.22	62.44	-	71.34
2.	Від власної ваги балки 0.3 · 0.8 · 25 Всього постійне q б) тимчасове	6.0	1.1	6.6
3.	Снігове 0.5 · 10.22 p Повне q	5.11	1.4	7.15
		73.55	-	85.1

Примітка: навантаження від покриття на 1м² грузової площі див. табл.

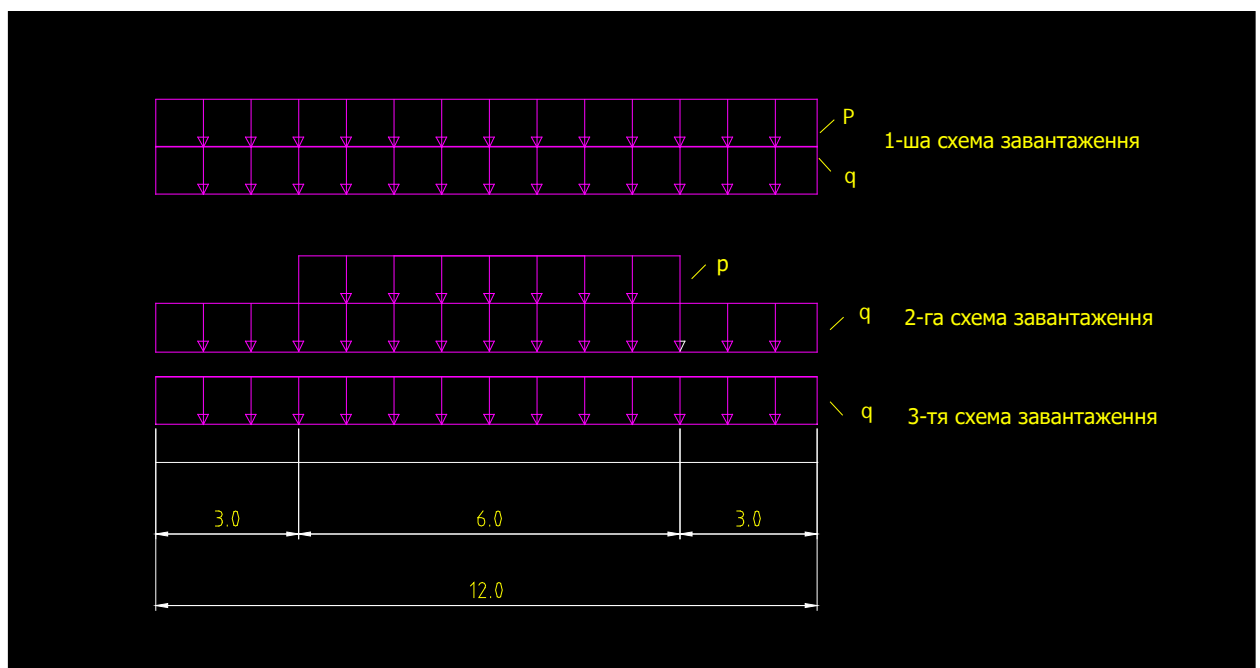


Рис. .2.13. Розрахункова схема балки



Рис. 2.14. Згинаюча еюра згинальних моментів

$$1\text{-ша схема} \rightarrow M_{max}^{on} = (q + p) \cdot \frac{l_k^3}{2} = \frac{85.1 \cdot 3^3}{2} = 382.95 \text{ кНм}$$

$$2\text{-га схема} \rightarrow M_{min}^{on} = q \cdot \frac{l_k^3}{2} = \frac{77.94 \cdot 3^2}{2} = 350.73 \text{ кНм}$$

$$3\text{-тя схема} \rightarrow M_{max, l/2} = 32.22 \text{ кНм}$$

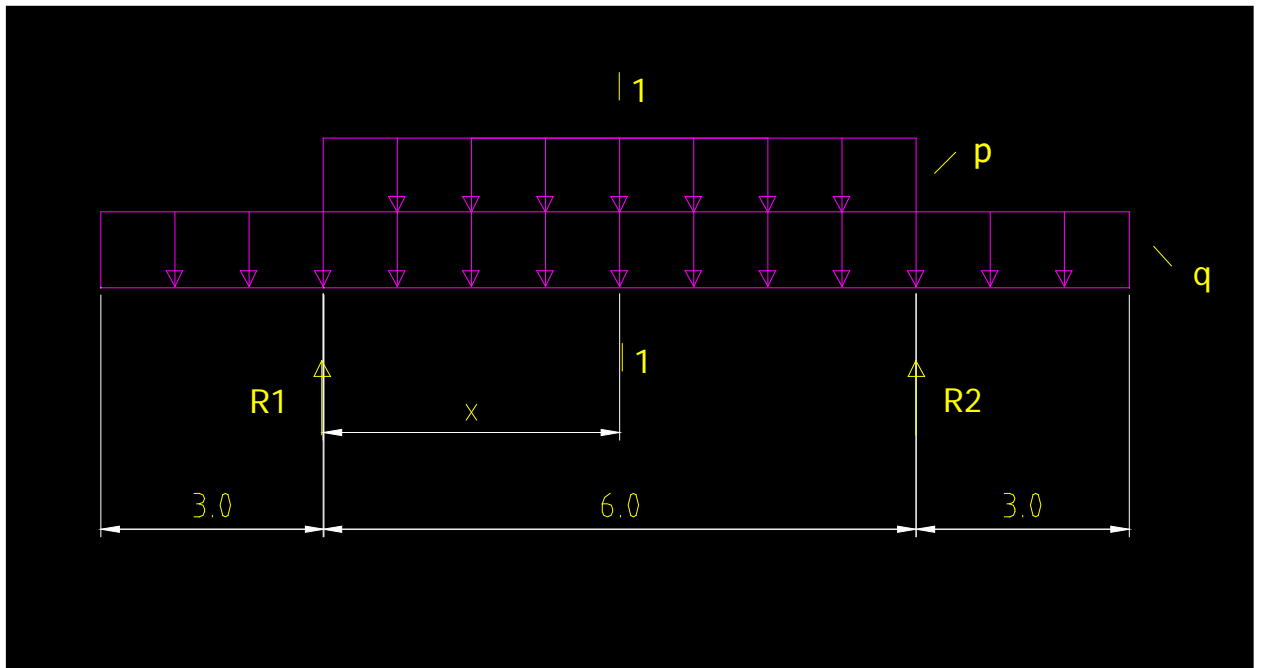


Рис. 2.15.

Розрахунок балки по утворенню нормальних тріщин.

Конструкція експлуатується в закритому приміщенні і відноситься до 3-ї категорії тріщинуватості. Розрахунок ведемо при $\gamma_f = 1.0$

Згинаючі моменти від повного навантаження

$$M_n = \frac{73.55 \cdot 3^2}{2} = 331.0 \text{кНм}$$

від постійного

$$M_{n, lod} = \frac{68.44 \cdot 3^2}{2} = 308.0 \text{кНм}$$

від короткочасного

$$M_{n, col} = \frac{5.11 \cdot 3^2}{2} = 23.0 \text{кНм}$$

Розрахунок ведемо по формулі:

$$M_n \leq M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} ; \partial e$$

$$W_{pl} = \gamma W_{real} = 1.75 \cdot 32000 = 56000 \text{см}^2$$

$$W_{real} = \frac{bh^2}{6} = \frac{30 \cdot 80^2}{6} = 32000 \text{см}^3$$

$$M_n = 331 \text{кНм} > 0.2 \cdot 56000 = 11200 \text{кНсм} = 112 \text{кНм}$$

Значить виникають нормальні тріщини

Розрахунок поперечної арматури

Приймаємо поперечну арматуру 3Ø8 А I , $A_s = 1.51 \text{ см}^2$, тоді інтенсивність при $S=20 \text{ см}$ буде рівна

$$q_{sw} = \frac{R_{cw} A_s}{S} = \frac{17.5 \cdot 1.51}{20} = 1.31 \text{ кН/см}$$

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0.6 \cdot 0.125 \cdot 30 \cdot 75 = 168.8 \text{ кН}$$

$$\text{оскільки } \frac{Q_{b,min}}{2h_0} = \frac{168.8}{2 \cdot 75} = 1.125 \text{ кН/см} < q_{sw} = 1.32 \text{ кН/см}$$

тоді значення M_b не коректуємо.

$$q_1 = q + \frac{p}{2} = 77.94 + \frac{7.15}{2} = 81.52 \text{ кН/см} = 0.8152 \text{ кНм}$$

Оскільки $0.56 q_{sw} = 0.56 \cdot 1.32 = 0.74 \text{ кН/см} < q = 0.8152 \text{ кН/см}$ значення c знайдемо по формулі:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 \cdot q_{sw}}} = \sqrt{\frac{42188}{0.8152 \cdot 1.32}} = 140.6 \text{ см}$$

$$\text{Тоді } Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{42188}{140.6} = 300 \text{ кН} > Q_{max} = 255.3 \text{ кН}$$

В середині прольоту приймається $S=40 \text{ см}$ з деяким записом для забезпечення тріщиностійкості.

Несуча здатність перетину при 6Ø20 А-III

$$x = \frac{R_s A_s}{b R_b} = \frac{35.6 \cdot 48.85}{30 \cdot 2} = 11.46 \text{ см}$$

$$M_{нер} = R_b b x (h_0 - 0.5 x) = 2 \cdot 30 \cdot 11.46 \cdot (76 - 0.5 \cdot 11.46) = 47630 \text{ кНсм} = 476.3 \text{ кНм} > 382.95 \text{ кНм}$$

Несуча здатність перетину при 3Ø20 А-III

$$A_s = 9.42 \text{ см}^2; h_o = 76 \text{ см}$$

$$x = \frac{36.5 \cdot 9.42}{30 \cdot 2} = 5.73 \text{ см}$$

$$M_{\text{пер}} = 2 \cdot 30 \cdot 5.73(76 - 0.5 \cdot 5.73) = 251.4 \text{ кНм}$$

Проліт:

$$M = 32.22 \text{ кНм}$$

$$h_o = 80 - 3 = 77 \text{ см}$$

$$A_s = \frac{M}{R_s(h_o - a')} = \frac{3222}{22.5(77 - 3)} = 1.99 \text{ см}^2$$

Приймаємо 3Ø20 А-І $A_s = 2.36 \text{ см}^2$

$$x = \frac{R_b A_s}{b R_b} = \frac{22.5 \cdot 2.36}{30 \cdot 2} = 0.89 \text{ см}$$

$$M_{\text{пер}} = R_b b x (h_o - 0.5 x) = 2 \cdot 30 \cdot 0.89(77 - 0.5 \cdot 0.89) = 40.88 \text{ кНм}$$

$$R_1 = R_2 = q \cdot (3 + 3) + p \cdot 3 = 77.94 \cdot 6 + 7.15 \cdot 3 = 489.09 \text{ кН}$$

$$M_{1-1} = R_1 x - q(3 + x) \cdot \frac{(3 + x)}{2} - p x \cdot \frac{x}{2};$$

$$\text{якщо } x = \frac{l}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ м}$$

$$M_{\text{max}, l/2} = 489.09 \cdot 3 - 77.94 \cdot 6 \cdot \frac{6}{2} - 7.15 \cdot 3 \cdot \frac{3}{2} = 32.22 \text{ кНм}$$

$$3\text{-тя схема} \rightarrow M_{\text{min}, l/2} = 0$$

$$Q_{\text{max}} = 85.1 \cdot 3 = 255.3 \text{ кН}$$

Дані для проектування:

Приймаємо бетон класу В40 при:

$$\gamma_{b2} = 0.9; R_b = 2 \text{ кН/см}^2; R_{bt} = 0.125 \text{ кН/см}^2; R_{b,ser} = 2.9 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_{bt,ser} = 0.21 \text{ кН/см}^2; E_b = 3.25 \cdot 10^3 \text{ кН/см}^2$$

поздовжня робота арматури класу А-ІІІ, $R_s = 36.5 \text{ кН/см}^2$

Поперечна арматура класу А-І, $R_{sw} = 25.5 \text{ кН/см}^2$

Визначення площі поздовжньої арматури.

Опори: $M_{max} = M_{on} = 382.95 \text{ кНм}$

$$h_0 = h - a = 80 - 5 = 75 \text{ см}$$

Коефіцієнт

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{38295}{2 \cdot 30 \cdot 75^2} = 0.113 \rightarrow \xi = 0.12$$

Площа арматури:

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0.12 \cdot 30 \cdot 75 \cdot \frac{2}{36.5} = 14.8 \text{ см}^2$$

Приймаємо 6Ø20 А-III $A_s = 18.85 \text{ см}^2$

Розрахунок по розкриттю нормальних тріщин.

Розрахунок ведемо по формулі:

$$\alpha_{crc} = \delta \varphi_e \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3.5 - 100 \mu)^{\sqrt[3]{d}};$$

при $\frac{M_{cd}}{M_n} = \frac{308}{331} = 0.93 > \frac{2}{3} = 0.667,$

перевіряємо тривалість розкриття тріщин від дії моменту $M_{n,cd} = 308 \text{ кНм}$.

$$\delta = 1; \mu = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{18.85}{30 \cdot 75} = 0.0084$$

$$\varphi_e = 1.6 \cdot 1.5 \mu = 1.6 - 1.5 \cdot 0.0084 = 1.474$$

$\eta = 1.0$ для арматури класу А-III

$$\sigma_s = R_s \frac{M}{M_n} = 36.5 \frac{476.3}{487.74} = 35.64 \text{ кН/см}^2,$$

$$M_n = M_{tot,d} \frac{A_{s,tot}}{A_{sd}} = 382.95 \frac{18.85}{14.8} = 487.74 \text{ кНм}$$

$$Q_{crc} = 1 \cdot 1.774 \cdot 1 \frac{35.64}{2 \cdot 104} 20(3.5 - 100 \cdot 0.0084) \cdot \sqrt[3]{20} = 0.284 \text{ мм} < Q_{crc} = 0.3 \text{ мм}$$

Розрахунок по утворенню похилих тріщин.

Розрахунок ведемо по формулі:

$$Q_n \leq \varphi b_3 R_{bt,ser} b h_0, de$$

$$Q_n = 73.55 \cdot 3 = 220.65 \text{ кН}$$

$$Q_n = 220.65 < 0.6 \cdot 0.21 \cdot 30 \cdot 75 = 283.5 \text{ кН}$$

Отже похилі тріщини не утворюються

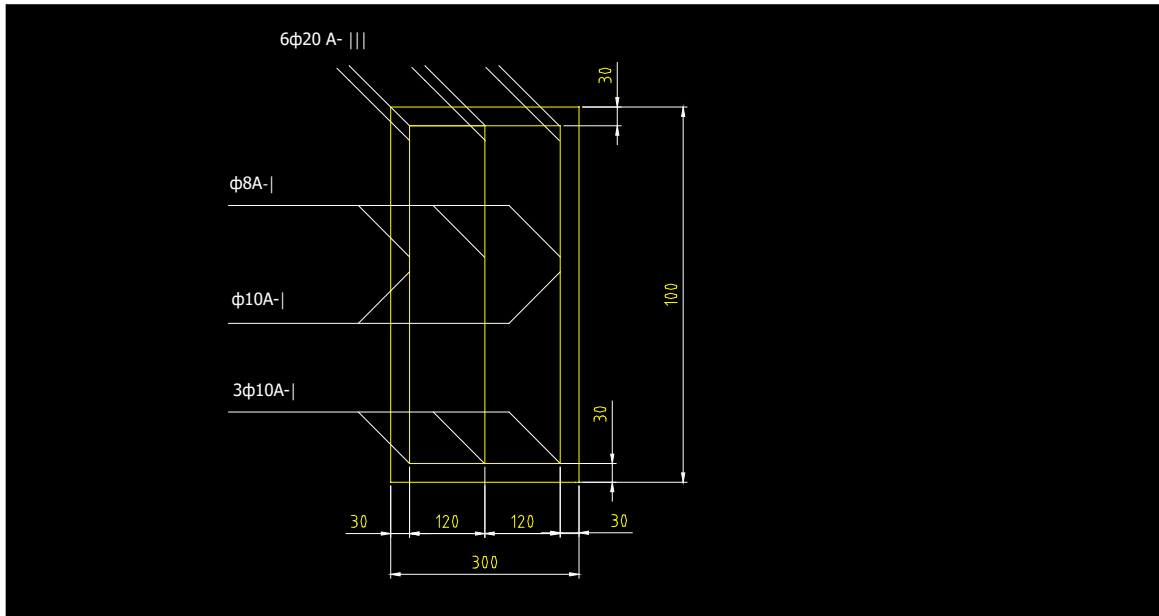


Рис. .2.16. Січення балки.

2.2.3. Розрахунок залізобетонної колони

Колона прийнята січенням 300х300мм. Вона виготовляється з бетону класу В15
робоча арматура класу АІІ $R_s = 36.5 \text{ кН/см}^2$

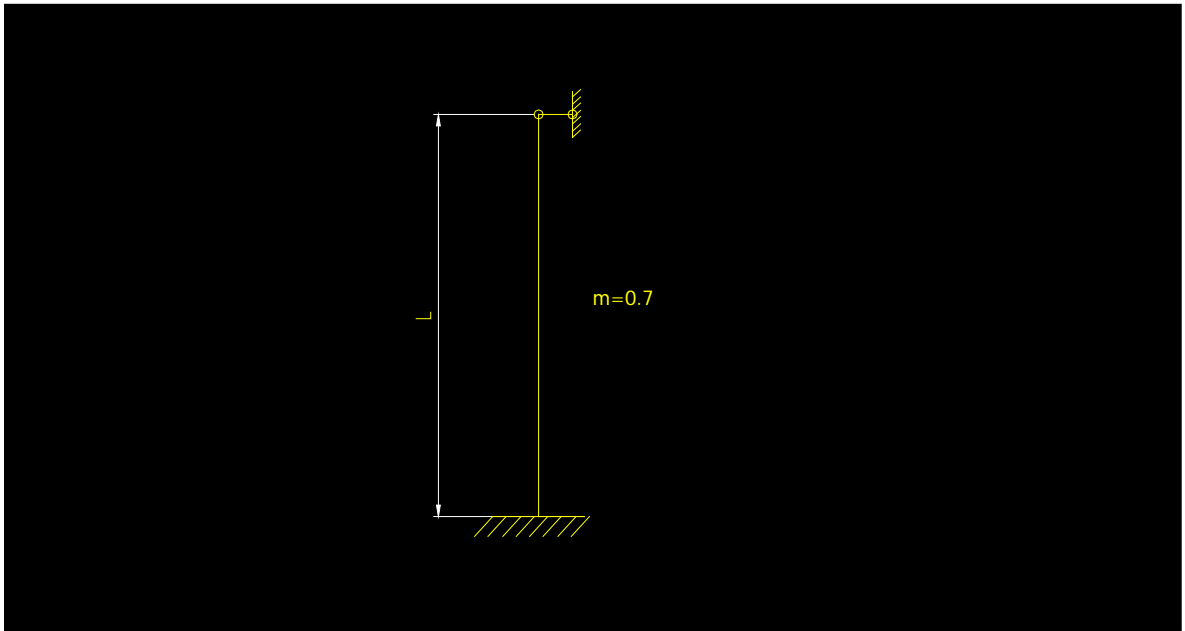


Рис. 2.17. Розрахункова схема

Конструктивна довжина колони $L=625\text{см}$.

Розрахункова довжина колони:

$$l_0 = \mu \cdot e = 0.7 \cdot 625 = 438\text{см}$$

$$n \cdot l_0 = 438\text{см} < 20h = 20 \cdot 40 = 800\text{см}$$

і розрахунок ведемо по формулі:

$$N \leq \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,tot})$$

Розрахункові зусилля:

$$N = 510.9\text{кН};$$

$$N_{ld} = 468.76;$$

$$l_0 = 438\text{см}.$$

випадковий ексцентриситет:

$$e_a = \frac{h}{30} = \frac{30}{30} = 1.00 > e_0 = 0.136\text{см}$$

$$e_a = \frac{e}{600} = \frac{438}{600} = 0.73 > e_0 = 0.136\text{см}$$

$$e_a = 1\text{см} > e_0 = 0.136\text{см}$$

приймаємо $e_0 = e_a = 1.00\text{см}$

$$M_I = N \frac{h_0 - Q'}{2} = 510.9 \frac{0.26 - 0.04}{2} = 56.2\text{кНм}$$

$$M_{II} = N_{ed} \frac{h_0 - Q'}{2} = 468.76 \frac{0.26 - 0.04}{2} = 51.56\text{кНм}$$

$$\text{Коефіцієнт } \varphi_e = 1 + \beta \frac{M_{ld}}{M} = 1 + 1 \frac{51.56}{56.2} = 1.917$$

$\beta = 1$ – для важкого бетону

$$\begin{aligned} \delta_e &= \frac{e_o}{h} = \frac{1}{30} = 0.033 < \delta_{e,min} = 0.5 - 0.01 \frac{e_o}{h} - 0.1 R_b = \\ &= 0.5 - 0.01 \frac{625}{30} = 0.1 \cdot 0.765 = 0.282 \end{aligned}$$

Приймаємо $\delta_e = 0.282, \mu = 0.005$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^4}{2.05 \cdot 10^3} = 9.75$$

критична сила:

$$\begin{aligned} N_{crc} &= \frac{1.6 E_b b h}{\left(\frac{e_o}{h}\right)^2} \left[\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + \mu \alpha \left(\frac{h_o - Q'}{h}\right)^2 \right] = \\ &= \frac{1.6 \cdot 2.05 \cdot 10^3 \cdot 30 \cdot 30}{\left(\frac{438}{30}\right)^2} \left[\frac{0.11}{0.1 + 0.282} + 0.005 \cdot 9.75 \left(\frac{26 - 4}{30}\right)^2 \right] = 2021.34 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crc}}} = \frac{1}{1 - \frac{510.9}{2021.34}} = 1.34$$

ексцентриситет з врахуванням прогину елемента:

$$e = \eta e_o + 0.5h - Q' = 1.34 \cdot 1 + 0.5 \cdot 30 - 4 = 12.34 \text{ см}$$

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{510.9}{0.765 \cdot 30 \cdot 26} = 0.856 \rightarrow \xi_R = 0.564$$

$$W = 0.85 - 0.08 R_b = 0.85 - 0.08 \cdot 0.765 = 0.789$$

$$\xi_R = \frac{W}{1 + \frac{R_s}{R \sigma_{s,w}} \left(1 - \frac{W}{1.1}\right)} = \frac{0.789}{1 + \frac{36.5}{50} \left(1 - \frac{0.789}{1.1}\right)} = 0.654$$

визначаємо коефіцієнт ξ :

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s\xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{0.856(1 - 0.654) + 2 \cdot 0.239 \cdot 0.654}{1 - 0.654 + 2 \cdot 0.239} = 0.738, \text{ де}$$

$$\alpha_s = \mu \frac{R_s}{R_b} = 0.005 \frac{36.5}{0.765} = 0.239$$

Для визначення потрібної площі арматури визначимо:

$$\alpha_{m1} = \frac{Ne}{R_b b h_0^2} = \frac{510.912.34}{0.765 \cdot 30(26)^2} = 0.4064$$

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - 0.5\xi)}{1 - \delta} = \frac{0.765 \cdot 30 \cdot 26 \cdot 0.4064 - 0.736(1 - 0.5 \cdot 0.738)}{1 - 0.154} = -1.12 \text{ см}^2$$

Арматуру приймаємо конструктивно $2\emptyset 12$ А-III $A_s = A'_s = 2.26 \text{ см}^2$

Коефіцієнт армування:

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b h_0} = \frac{2.26 + 2.26}{30 \cdot 26} \approx 0.005$$

Поперечну арматуру приймаємо $\emptyset 6$ АІ з кроком $S=30$ см

Колона прийнята перерізом 300×300 мм. Виготовляється з бетону класу В15, при

$$\gamma_{b2} = 0.9; R_b = 0.765 \text{ кН/см}^2$$

$$\text{Поздовжня робоча арматура класу А-III } R_s = 36.5 \text{ кН/см}^2.$$

Вихідні дані

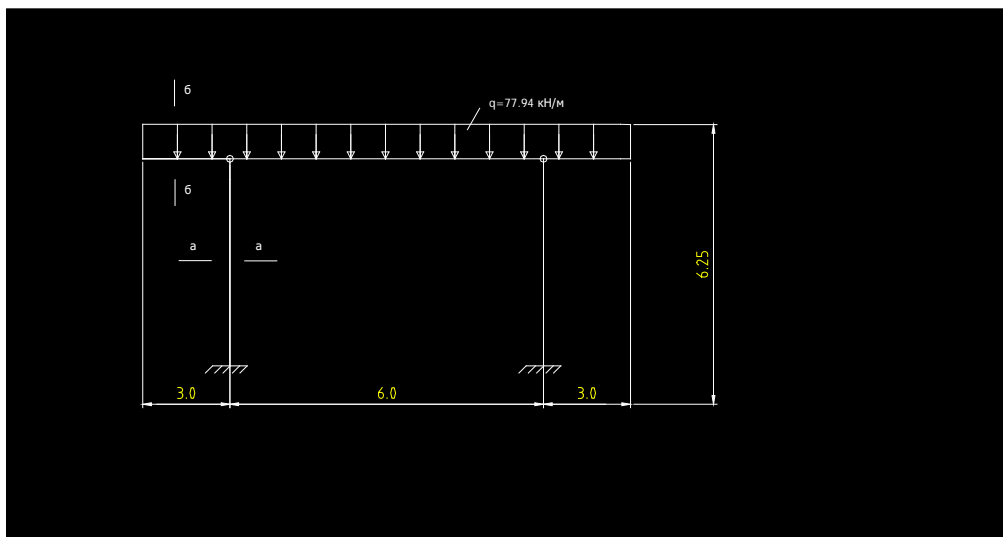


Рис. .2.18. Схема 1.

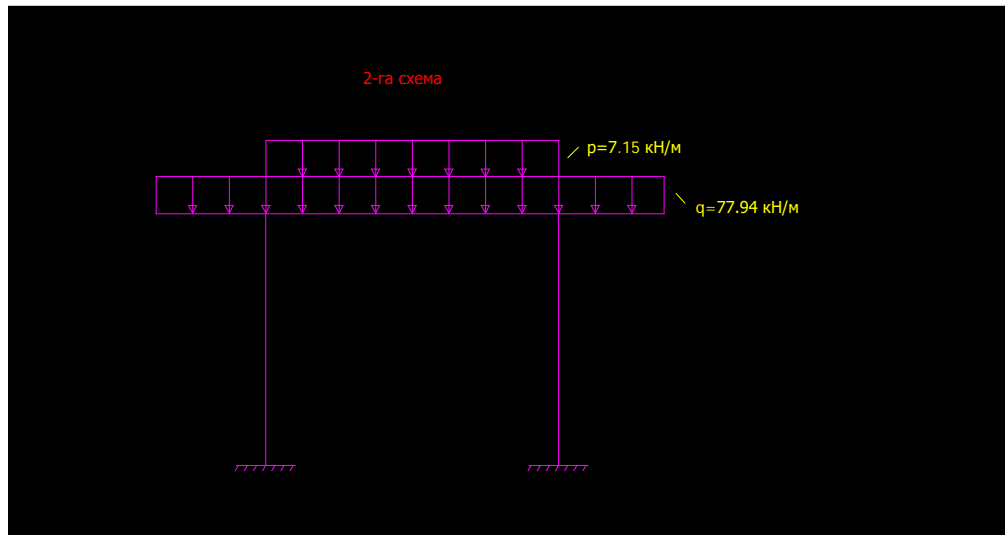


Рис. .2.19. Схема 2

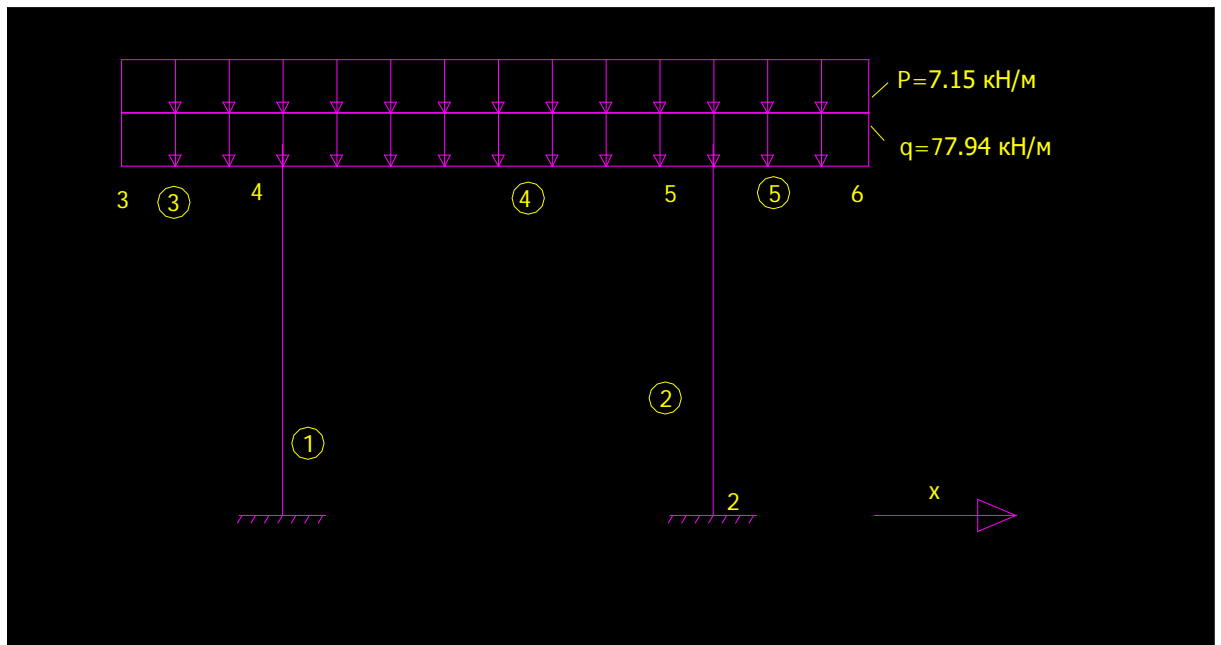


Рис. 2.20. Схема 3.

Колона

Клас бетону-B15

Робоча арматура -А-III

Одно пролітна двох-консольна балка

Клас бетону-B40

Робоча поздовжня арматура -А-III

Робоча поперечна арматура - А-I

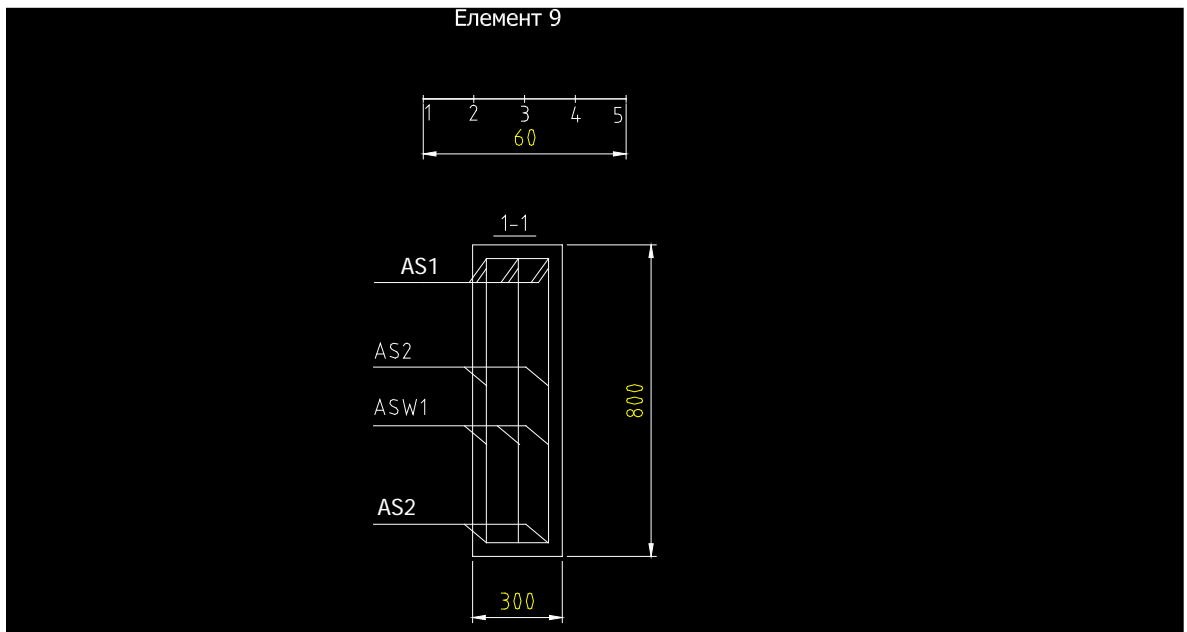


Рис. 2.21. Елемент 9.

3.1 Розрахунок фундаментів

Палі виготовляють з бетону класу В25. Умовній відмітці *0.000* рівня чистої підлоги першого поверху відповідає абсолютна відмітка 339.

Основою усіх палей служить шар твердої глини. Розрахункове навантаження на одну палю $N=450\text{кН}$.

Грунтові води агресивні вуглекислотою по відношенню до бетону. В зв'язку з цим передбачається захист поверхні палей шляхом прошивки в ваннах з гарячим бітумом або обмазкою бітумом за два рази.

Забивка палей виконується від осі „А” до осі „М” для попередження можливого зсуву схилу (згідно інженерно-геологічних пошукових робіт, які проводились на ділянці, коефіцієнт стійкості схилу $k=1.5$).

Абсолютна відмітка усіх палей після забивки-335.45, відносна-3.55.

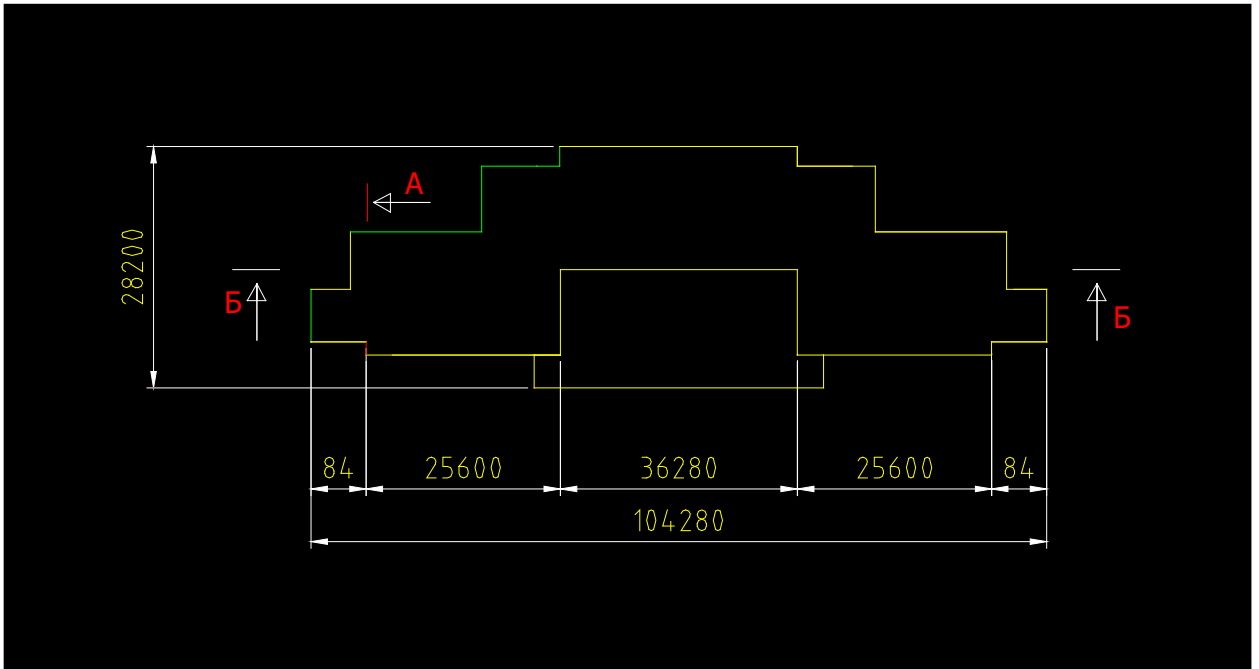


Рис. 3.1. Схема фундаментів

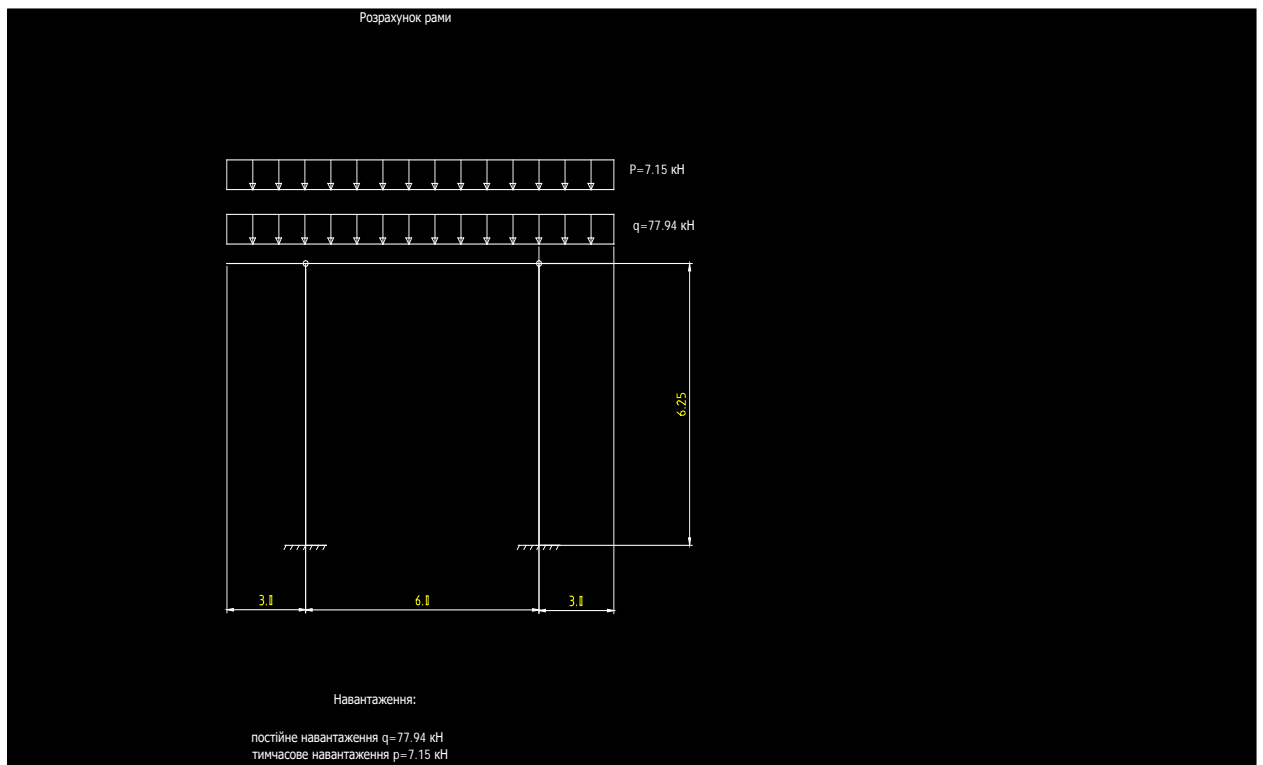


Рис. 3.2. Розрахункова схема рами

Номер та назва шарів ґрунту:

1-Насипний ґрунт, звалка глинистих ґрунтів, заторфований з будівельним сміттям 3-15%;

2-суглинок твердий з гніздами піску і субпіску;

3-пісок пилюватий вологий, щільний, жовто-сірий;

4-глина тверда із щебенем, піском і вапняк 20-25% з прошарком піску і супіску;

5- пісок пилюватий щільний, вологий і водонасичений;

6-піксовик-скелестий ґрунт.

Таблиця 3.1. Збір навантажень на 1 м^2 грузової площі перекриття

№	Вид навантаження	$q_n, \text{Н/м}^2$	γ_f	$q, \text{Н/м}^2$
1.	Паркет $t=20\text{мм}$; $\gamma=600 \text{ Н/м}^3$	120	1.1	132
2.	Мастика	60	1.1	55
3.	Цементна стяжка $t=30\text{мм}$; $\gamma=18 \text{ Н/м}^3$;	540	1.2	648
4.	Гіпсо-цементна панель $t=50\text{мм}$; $\gamma=13 \text{ Н/м}^3$;	650	1.2	780
5.	Гранул $t=50\text{мм}$; $\gamma=8 \text{ Н/м}^3$;	400	1.2	480
6.	з/б панель перекриття $t = 220\text{мм}$;	3000	1.1	3300
6.	Перегородка	750	1.1	825
8.	Тимчасове навантаження	1500	1.3	1950
		7010		8170

Збір навантажень на фундамент під несучу середню поперечну стіну.

$$q = 8.17 \cdot 6.4 \cdot 11 = 575.2 \text{ кН} - \text{навантаження _від _перекриття}$$

$$q = 0.38 \cdot 1032.5 \cdot 18 \cdot 1.2 = 226.8 \text{ кН} - \text{власна вага стіни}$$

$$\text{всього } q = 575.2 + 226.8 = 842 \text{ кН}$$

Збір навантаження на фундамент під стіну крайньої осі

$$q = 8.17 \cdot 3.2 \cdot 11 = 287.6 \text{ кН} - \text{навантаження від перекриття}$$

$$q = 0.51 \cdot 1 \cdot 32.5 \cdot 18 \cdot 1.2 = 358 \text{ кН} - \text{власна вага стіни}$$

$$\text{всього } q = 287.6 + 358 = 645.6 \text{ кН}$$

Визначення несучої здатності палі $L=12\text{м}$ в т.с.3 1

Відмітка низу розвертку $339-3.9=335.1\text{м}$

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = 335.1 - 323.4 = 11.7 \text{ м}$$

$$q_s = \frac{5690 + 5560 + 5620 + 5490 + 5680 + 7640 + 7570 + 7640 + 7850}{9} = 6530 \text{ кПа}$$

q_s - середнє значення опору ґрунту під наконечником зонду для участку на 1d вище і на 4d нижче загострення палі $\beta_1 = 0.65 - 0.06 = 0.59$

β_1 - перехідний коефіцієнт від опору ґрунту під зондом при його зануренні до опору ґрунту під забивною палею.

$$R_s = 6530 \cdot 0.59 = 3853 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 3853 \cdot 0.09 = 346.5 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{1}{11.7 \cdot 0.0112} = 7.6 \text{ кН/м}^2$$

$$f = 7.6 \cdot 1.5 = 11.5 \text{ кН/м}^2$$

β_2 - перехідний коефіцієнт, що приймається по таблиці $\beta_2 = 1.5$

$$F''_u = 11.5 \cdot 1.2 \cdot 11.7 = 161.5 \text{ кН}$$

$$F = \frac{346.5 + 161.5}{1.4} = 362.8 \text{ кН, при } \gamma_g = 1.4$$

несуча здатність палі $L=12\text{м}$. нижній кінець палі знаходиться на відмітці 323.4м. глибина розташування загострення палі від поверхні землі $h=336.5-323.4=13.2\text{м}$

$$q_s = \frac{1028 + 11900 + 12160 + 12020 + 12160 + 12090 + 12820 + 12570}{8} = 12012.5 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.45 - 0.04 = 0.41$$

$$R_s = 12012.5 \cdot 0.41 = 4925 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 4925 \cdot 0.09 = 443.3 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{2}{13.20 \cdot 0.0112} = 13.5 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.5$$

$$f = 13.5 \cdot 1.5 = 20.25 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 20.25 \cdot 1.2 \cdot 13.2 = 320.8 \text{ кН}$$

$$F = \frac{443.3 + 320.8}{1.4} = 545.8 \text{ кН}$$

перевірка палі L=10м

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 325.4м. Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = \frac{336.6 - 6390 + 6670 + 6950 + 7010 + 10490 + 9310}{8} = 7430 \text{кПа}$$

$$\beta_1 = 0.55$$

$$R_s = 7430 \cdot 0.55 = 4080 \text{кН/м}^2$$

$$F'_u = 4090 \cdot 0.09 = 367.8 \text{кН}$$

$$f_3 = \frac{1.49}{11.2 \cdot 0.0112} = 11.9 \text{кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.5$$

$$f = 11.9 \cdot 1.5 = 17.8 \text{кН/м}^2$$

$$F''_u = 17.8 \cdot 1.2 \cdot 9.7 = 207.2 \text{кН}$$

$$F_u = \frac{367.8 + 207.2}{1.4} = 41$$

Визначення несучої здатності палі L=12м.

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 323.7м

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = 335.4 - 323.7 = 11.7 \text{м}$$

$$q_s = \frac{9200 + 9130 + 9520 + 9730 + 10290 + 10210 + 10490 + 11590}{8} = 10010 \text{кПа}$$

$$\beta_1 = 0.45$$

$$R_s = 10010 \cdot 0.45 = 4506 \text{кН/м}^2$$

$$F'_u = 4506 \cdot 0.01 = 405.5 \text{кН}$$

$$f_3 = \frac{2}{11.7 \cdot 0.0112} = 13.7 \text{кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.5$$

$$f = 20.6 \cdot 11.7 \cdot 1.2 = 28.9 \text{кН}$$

$$F_u = \frac{405.5 + 289}{1.4} = 496 \text{кН}$$

Визначення несучої здатності палі L=12м.

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 323.4м.

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = 336.9 - 323.4 = 13.5 \text{ м}$$

$$q_s = 7010 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.6$$

$$R_s = 7010 \cdot 0.6 = 4206 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 4206 \cdot 0.09 = 378.5 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{2.69}{13.5 \cdot 0.012} = 17.8 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.5$$

$$f = 17.8 \cdot 1.5 = 26.7 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 26.7 \cdot 1.2 \cdot 11.7 = 374.9 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{378.5 + 374.9}{1.4} = 538.1 \text{ кН}$$

Визначення несучої здатності палі L=12м. Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 323.4м. Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = 336.8 - 323.4 = 13.4 \text{ м}$$

$$q_s = \frac{11950 + 12710 + 12510 + 11820 + 11250 + 13270 + 13620 + 14240}{8} = 12670 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.45$$

$$R_s = 12670 \cdot 0.45 = 5702 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 5702 \cdot 0.09 = 243.2 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{2.8}{13.4 \cdot 0.0112} = 18.6 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.5$$

$$f = 18.6 \cdot 1.5 = 27.9 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 27.9 \cdot 1.2 \cdot 11.7 = 391.7 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{243.2 + 391.7}{1.4} = 453.5 \text{ кН}$$

Визначення несучої здатності палі L=12м.

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 323.4м.

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = 337 - 323.4 = 13.6 \text{ м}$$

$$q_s = 12600 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.4$$

$$R_s = 12600 \cdot 0.4 = 5040 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 5040 \cdot 0.09 = 453.6 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{3}{13.6 \cdot 0.0112} = 19.7 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.5$$

$$f = 19.7 \cdot 1.5 = 29.6 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 29.6 \cdot 1.2 \cdot 11.7 = 414.9 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{453.6 + 414.9}{1.4} = 600.3 \text{ кН}$$

Визначення несучої здатності палі L=12м. в тс3 13

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 323.4м.

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = 337 - 323.4 = 13.6 \text{ м}$$

$$q_s = \frac{11460 + 11320 + 11320 + 11390 + 11810 + 12230 + 12440 + 12700}{8} = 11800 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.43$$

$$R_s = 11800 \cdot 0.43 = 5078 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 5078 \cdot 0.09 = 457 \text{ кН}$$

$$\beta_2 = 1.5$$

$$f = 21.4 \cdot 1.5 = 32.2 \text{ кН}$$

$$F''_u = 32.2 \cdot 1.2 \cdot 11.7 = 452.1 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{457 + 452.1}{1.4} = 649.3 \text{ кН}$$

Визначення несучої здатності палі L=12м. в тс3 4

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 323.4м.

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = 337.3 - 323.4 = 13.9 \text{ м}$$

$$q_s = \frac{7710 \cdot 9590 + 10070 + 10910 + 11420}{5} = 9900 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.45$$

$$R_s = 9900 \cdot 0.45 = 4455 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 4455 \cdot 0.09 = 400.9 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{3.09}{13.9 \cdot 0.0112} = 19.8 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.5$$

$$f = 19.8 \cdot 1.5 = 29.7 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 29.7 \cdot 1.2 \cdot 11.7 = 416.9 \text{ кН}$$

$$F'_u = \frac{400.9 + 416.9}{1.4} = 583.5 \text{ кН}$$

Несуча здатність палі L=12м в тс3 11

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 323.4м

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = 337 - 323.4 = 13.6 \text{ м}$$

$$q_s = \frac{1000 + 9450 + 9930 + 9790 + 10290 + 11010 + 17700}{7} = 10910 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.45$$

$$R_s = 10910 \cdot 0.45 = 4909.5 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 4909.5 \cdot 0.09 = 441.8 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{3.46}{13.6 \cdot 0.0112} = 22.7 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.5$$

$$f = 22.7 \cdot 1.5 = 34.05 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 34.05 \cdot 1.2 \cdot 11.7 = 478.1 \text{ кН}$$

$$F'_u = \frac{441.8 + 478.1}{1.4} = 657 \text{ кН}$$

Несуча здатність палі L=12м в тс3 11

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 323.4м

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = 337.3 - 323.4 = 13.9 \text{ м}$$

$$q_s = 16000 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.34$$

$$R_s = 16000 \cdot 0.34 = 5440 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 5440 \cdot 0.09 = 489.6 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{4.35}{13.9 \cdot 0.0112} = 27.8 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1$$

$$f = 27.8 \cdot 1 = 27.8 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 27.8 \cdot 1.2 \cdot 11.7 = 389.8 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{489.6 + 389.8}{1.4} = 628.1 \text{ кН}$$

Приймаємо палю $L=10\text{м}$

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 325.4м.

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h=337.3-325.4=11.9\text{м}$$

$$q_s = 16000 \text{ кПа}$$

$$R_s = 16000 \cdot 0.34 = 5440 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 5440 \cdot 0.09 = 489.6 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{4.35}{13.0 \cdot 0.0112} = 27.8 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1$$

$$f = 27.8 \cdot 1 = 27.8 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 27.8 \cdot 1.2 \cdot 9.6 = 320.3 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{489.6 + 320.3}{1.4} = 578.5 \text{ кН}$$

Визначення несучої здатності палі $L=10\text{м}$. в тс3 14

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 325.4м.

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = 337.3 - 325.4 = 11.9 \text{ м}$$

$$q_s = 16000 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.34$$

$$R_s = 1600 \cdot 0.34 = 5440 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 5440 \cdot 0.09 = 489.6 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{4.2}{11.9 \cdot 0.0112} = 31.5 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.0$$

$$f = 31.5 \cdot 1.0 = 31.5 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 31.5 \cdot 1.5 \cdot 9.6 = 363 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{451.9 \cdot 363}{1.4} = 582.1 \text{ кН}$$

Визначення несучої здатності палі $L=10\text{м}$. в тс3 5

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 325.4м.

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h=337.2-325.4=11.8\text{м}$$

q_s - зондування не дійшло до відмітки

$$F_u = 31.5 \cdot 1.2 \cdot 9.6 = 363 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{451.9 \cdot 363}{1.4} = 582.1 \text{ кН}$$

Визначення несучої здатності палі $L=10\text{м}$ в тс3 5

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 325.4м

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h=337.2-325.4=11.8\text{м}$$

q_s - зондування не дійшло до відмітки

Приймаємо палю $L=8\text{м}$

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 325.4м

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h=337.2-327.5=9.7\text{м}$$

$$q_s = 38150 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.2$$

$$R_s = 38150 \cdot 0.2 = 7630 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 7630 \cdot 0.09 = 686.7 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{1.82}{9.7 \cdot 0.0112} = 16.8 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.5$$

$$f = 16.8 \cdot 1.5 = 25.2 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 25.2 \cdot 1.2 \cdot 7.6 = 229.8 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{686.7 + 229.8}{1.4} = 654.7 \text{ кН}$$

Визначення несучої здатності палі L=10м в тс3 17

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 327.4

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = 337.1 - 327.4 = 9.7 \text{ м}$$

$$q_s = \frac{6040 + 7500 + 5075 + 8700 + 24460 + 30230}{6} = 13670 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.34$$

$$R_s = 13670 \cdot 0.34 = 4647.8 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 4647.8 \cdot 0.09 = 418.3 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{3}{9.7 \cdot 0.0112} = 27.6 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.0$$

$$f = 27.6 \cdot 1.0 = 27.6 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 27.6 \cdot 1.2 \cdot 7.6 = 251.8 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{418.3 + 251.8}{1.4} = 478.7 \text{ кН}$$

Визначення несучої здатності палі L=8м в тс3 18

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 327.4

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

h=337.5-

327.4=10.1м, зондування не пройшло паля L=6м

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 327.4

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h=337.5-329.4=8.1\text{м}$$

$$q_s = \frac{5560 + 5970 + 5830 + 5760 + 5690 + 11670 + 22930}{7} = 9060\text{кПа}$$

$$\beta_1 = 0.45$$

$$R_s = 9060 \cdot 0.45 = 4077\text{кН/м}^2$$

$$F'_u = 4077 \cdot 0.09 = 366.9\text{кН}$$

$$f_3 = \frac{2.69}{8.1 \cdot 0.0112} = 29.7\text{кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.25$$

$$f = 29.7 \cdot 1.25 = 37.1\text{кН/м}^2$$

$$F''_u = 37.1 \cdot 1.2 \cdot 5.6 = 249.1\text{кН}$$

$$F_u = \frac{366.9 + 249.1}{1.4} = 439.9\text{кН}$$

Визначення несучої здатності палі $L=6\text{м}$ в тс3 7

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 327.4

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h=337.8-329.4=8.4\text{м}$$

$$q_s = \frac{5420 + 6110 + 5970 + 5900 + 6670 + 6740 + 6550 + 7290 + 7490}{9} = 6500\text{кПа}$$

$$\beta_1 = 0.6$$

$$R_s = 6500 \cdot 0.6 = 3900\text{кН/м}^2$$

$$F'_u = 3900 \cdot 0.09 = 351\text{кН}$$

$$f = 24.8 \cdot 1.5 = 37.2\text{кН/м}^2$$

$$F''_u = 37.2 \cdot 1.2 \cdot 5.6 = 249.9\text{кН}$$

$$F_u = \frac{351 + 249.9}{1.4} = 429.3\text{кН}$$

паля $L=8\text{м}$

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 327.4

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h=337.8-327.4=10.4\text{м}$$

$$q_s = \frac{12090 + 18760 + 20500 + 23000}{4} = 18580 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.34$$

$$R_s = 18580 \cdot 0.34 = 6317.2 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 6317.2 \cdot 0.09 = 568.5 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{2.77}{10.4 \cdot 0.0112} = 23.8 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.35$$

$$f = 23.8 \cdot 1.35 = 32.1 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 32.1 \cdot 1.2 \cdot 7.6 = 292.8 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{568.5 + 292.8}{1.4} = 615.2 \text{ кН}$$

Визначення несучої здатності палі L=8м в тс3 6

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 327.4

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = 337.4 - 327.4 = 10 \text{ м}$$

$$q_s = \frac{11180 + 12050 + 13480 + 15990 + 16470 + 16540 + 16400 + 16740}{8} = 14850 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.35$$

$$R_s = 14850 \cdot 0.35 = 5200 \text{ кН/м}^2$$

$$f_3 = \frac{3.46}{10 \cdot 0.0112} = 30.9 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.25$$

$$f = 30.9 \cdot 1.25 = 38.6 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 38.6 \cdot 1.2 \cdot 7.6 = 352.5 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{468 + 352.5}{1.4} = 585.8 \text{ кН}$$

Визначення несучої здатності палі L=8м в тс3 8

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 327.4

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі

$$h = 337.5 - 327.4 = 10.1 \text{ м}$$

$$q_s = \frac{10560 + 10700 + 11120 + 12510 + 13550 + 14590 + 16890}{7} = 12850 \text{ кПа}$$

$$\beta_2 = 0.4$$

$$R_s = 12850 \cdot 0.4 = 5138 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 5138 \cdot 0.09 = 462.4 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{3.52}{10.1 \cdot 0.0112} = 31.3 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.25$$

$$f = 31.3 \cdot 1.21 = 38.9 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 38.9 \cdot 1.2 \cdot 7.6 = 354.7 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{462.4 + 354.7}{1.4} = 583.7 \text{ кН}$$

Визначення несучої здатності палі $L=8\text{м}$ в тс3 19

Нижній кінець палі знаходиться на відмітці 327.4

Глибина розташування загострення палі від поверхні землі $h=337.3-327.4=9.9\text{м}$

$$q_s = \frac{11810 + 10560 + 9520 + 9860 + 10210 + 11120 + 11670 + 10630}{8} = 10670 \text{ кПа}$$

$$\beta_1 = 0.45$$

$$R_s = 10670 \cdot 0.45 = 4801.5 \text{ кН/м}^2$$

$$F'_u = 4801.5 \cdot 0.09 = 432 \text{ кН}$$

$$f_3 = \frac{3.53}{9.9 \cdot 0.112} = 31.8 \text{ кН/м}^2$$

$$\beta_2 = 1.25$$

$$f = 31.8 \cdot 1.25 = 39.8 \text{ кН/м}^2$$

$$F''_u = 39.8 \cdot 1.2 \cdot 7.6 = 363 \text{ кН}$$

$$F_u = \frac{363 + 432}{1.4} = 567.9 \text{ кН}$$

3.2. Розрахунок розвертку.

а) $b_{gr} = 50\text{см}; h_{gr} = 60\text{см}$

Кладка з блоків $b = 50\text{см}$

$$L = 1.0 \text{ м}; g_0 = 358 \text{ кН/м}$$

$$l_p = 1.05 \text{ м}; L_{\text{нол}} = 1.05 \cdot 0.7 = 0.74 \text{ м}$$

$$L_n = L - d = 1.0 - 0.3 = 0.7 \text{ м}$$

$$I_{gr} = \frac{b_{gr} h_{gr}^3}{12} = \frac{0.5 \cdot 0.6^3}{12} = 9 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$E_{gr} = 21 \cdot 10^5 \text{ Н/см}^2$$

$$E_b = 0.5 E_0$$

$$E_0 = \alpha R_u$$

$$R_u = kR = 2 \cdot 270 = 540 \text{ Н/см}^2$$

$$E_0 = 1500 \cdot 540 = 810000 \text{ Н/см}^2$$

$$E_b = 0.5 \cdot 810000 = 405000 \text{ Н/см}^2$$

довжини півної епюри навантаження

$a =$

$$3.14 \sqrt[3]{\frac{E_{gr} I_{gr}}{E_b b_b}} = 3.14 \sqrt[3]{\frac{21 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^{-3}}{405000 \cdot 0.5}} = 3.14 \sqrt[3]{\frac{21 \cdot 9}{4050 \cdot 0.5}} = 3.14 \sqrt[3]{0.093} = 1.41 \text{ м}$$

так $a = 1.41 \text{ м} > L_n = 0.7 \text{ м}$

$$M_{on} = \frac{q l_p^2}{12} = \frac{358 \cdot 0.74^2}{12} = 16.3 \text{ кНм}$$

$$M_{np} = \frac{q l_p^2}{24} = \frac{358 \cdot 0.74^2}{24} = 8.2 \text{ кНм}$$

$$Q = \frac{q l_p}{2} = \frac{358 \cdot 0.74}{2} = 132.5 \text{ кН}$$

Приймаємо бетон класу В-10, $R_b = 6 \text{ МПа}$

$$A_0 = \frac{M_{on}}{R_b b h_0^2} = \frac{1630000}{600 \cdot 50 \cdot 53^2} = 0.019$$

$$h_0 = 60 - 7 = 53 \text{ см}$$

$$V = 0.99$$

$$A_s = \frac{1630000}{37500 \cdot 0.99 \cdot 53} = 0.83 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4Ø12 А-III з $A_s = 4.52 \text{ см}^2$

$$Q_{as} = 2\sqrt{\phi G_2 R_s b h_0^2 q_{sv}} = 2\sqrt{2 \cdot 600 \cdot 50 \cdot 101.7} = 248 \text{ кН}$$

$$q_{sv} = \frac{R_{sv} A_{sv} h}{V} = \frac{1800 \cdot 4.52 \cdot 0.6}{2} = 101.7 \text{ Н/см}$$

$$\phi_{b_2} = 2 - \text{для - тяжкого - бетону}$$

б) $b_{gr} = 1.4 \text{ м}; h_{gr} = 60 \text{ см}$

палі розташовані в два ряди- $L=1.0 \text{ м}$

$$I_{gr} = \frac{b_{gr} h_{gr}^3}{12} = \frac{1.4 \cdot 0.6^3}{12} = 25 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$\alpha = 3.14 \sqrt[3]{\frac{21 \cdot 10^5 \cdot 25 \cdot 10^{-3}}{405000 \cdot 0.5}} = 3.14 \sqrt[3]{0.259} = 2 \text{ м}$$

$$L_n = 1 - 0.3 = 0.7 \text{ м}$$

$$l_p = 0.7 \cdot 1.05 = 0.74 \text{ м}$$

$$M_{on} = \frac{q_0 b_p}{12} = \frac{842 \cdot 0.74^2}{12} = 3845 \text{ кНм}$$

$$Q = \frac{842 \cdot 0.74}{12} = 311.5 \text{ кН}$$

$$A_0 = \frac{3845000}{600 \cdot 140 \cdot 53^2} = 0.16; V = 0.975$$

$$A_s = \frac{3845000}{37500 \cdot 0.975 \cdot 53} = 2.23 \text{ см}^2$$

Приймаємо 6Ø12 А-III, $A_s = 6.79 \text{ см}^2$

в) $b_{gr} = 1.1 \text{ м}; h_{gr} = 60 \text{ см}$

$$L = 1.46; L_n = 1.1 - 0.3 = 0.8 \text{ м}$$

$$l_p = 1.05 \cdot 1.1 = 1.16 \text{ м}$$

$$I_{gr} = \frac{b h^3}{12} = \frac{1.1 \cdot 0.6^3}{12} = 19.8 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$\alpha = 3.14 \sqrt[3]{\frac{21 \cdot 10^5 \cdot 19.8 \cdot 10^{-3}}{405000 \cdot 0.5}} = 1.852 > L_n = 1.1 \text{ м}$$

$$M_{on} = \frac{645.6 \cdot 1.16^2}{12} = 72.4 \text{ кНм}$$

$$Q = \frac{645.6 \cdot 1.16}{2} = 374.4 \text{ кН}$$

$$A_0 = \frac{7240000}{600 \cdot 110 \cdot 53^2} = 0.03; V = 0.985$$

$$A_s = \frac{7240000}{37500 \cdot 0.985 \cdot 53} = 3.7 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5Ø12 А-III, $A_s = 5.65 \text{ см}^2$

Варіант розвертку I

$$b_{gr} = 50 \text{ см}; h_{gr} = 50 \text{ см}; L = 1.5 \text{ м}$$

$$l_p = 1.05 \cdot 1.2 = 1.26 \text{ м}$$

$$L_n = 1.5 - d = 1.5 - 0.3 = 1.2 \text{ м}$$

$$I_{gr} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.5 \cdot 0.5^3}{12} = 52 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$E_{gr} = 21 \cdot 10^5 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$E_b = 0.5 E_0$$

$$E_0 = \alpha R_u$$

$$R_u = kR = 2 \cdot 270 = 540 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$E_0 = 1500 \cdot 540 = 810000 \text{ Н} / \text{см}^2$$

$$E_b = 0.5 \cdot 810000 = 405000 \text{ Н} / \text{см}^2$$

$$\alpha = 3.14^3 \sqrt{\frac{E_{gr} I_{gr}}{E_b b_b}} = 3.14^3 \sqrt{\frac{21 \cdot 10^5 \cdot 52 \cdot 10^{-3}}{405000 \cdot 0.5}} = 1.16 < L_n = 1.2 \text{ м}$$

$$\frac{L_n}{2} = \frac{1.2}{2} = 0.6 < 1.16 \text{ м} < L_n = 1.2 \text{ м}$$

$$M_{on} = \frac{390 \cdot 1.16 (2 \cdot 1.26 - 1.16)}{16} = 512 \text{ кНм}$$

$$A_0 = \frac{5120000}{750 \cdot 50 \cdot 43^2} = 0.157; V = 0.965$$

$$A_s = \frac{5120000}{37500 \cdot 0.965 \cdot 43} = 3.29 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4Ø14 А-III, $A_s = 6.16 \text{ см}^2$

Варіант розвертку II

$$b_{gr} = 40 \text{ см}; h_{gr} = 50 \text{ см}; L = 1.5 \text{ м}$$

$$L_n = 1.5 - 0.3 = 1.2 \text{ м}$$

$$b_p = 1.05 \cdot 1.2 = 1.26 \text{ м}$$

$$I_{gr} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.4 \cdot 0.5^3}{12} = 4.3 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$E_{gr} = 21 \cdot 10^5 \text{ Н/см}^2$$

$$E_s = 0.5 \cdot 810000 = 405000 \text{ Н/см}^2$$

$$\alpha = 3.143 \sqrt[3]{\frac{21 \cdot 10^5 \cdot 4.2 \cdot 10^{-3}}{405000 \cdot 0.4}} = 1.16 \text{ м}$$

$$\frac{L_n}{2} = \frac{1.2}{2} = 0.6 < 1.16 \text{ м} < L_n = 1.2 \text{ м}$$

$$M_{on} = \frac{390 \cdot 1.16 (2 \cdot 1.26 - 1.16)}{12} = 512 \text{ кНм}$$

$$A_0 = \frac{5120000}{750 \cdot 40 \cdot 43^2} = 0.09; V = 0.95$$

$$A_s = \frac{5120000}{39500 \cdot 0.95 \cdot 0.43} = 3.6 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4Ø14 А-III, $A_s = 6.16 \text{ см}^2$

$$Q_0 = \frac{ql_o}{2} = \frac{390 \cdot 1.26}{2} = 245.2 \text{ кН}$$

Несуча здатність перерізу розвертку при дії поперечної сили забезпечена.

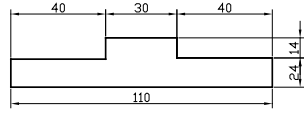
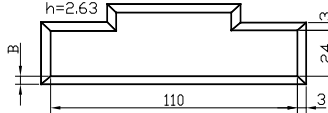
Розділ 3

Технологія та організація будівництва

3.1. Визначення номенклатури та об'ємів робіт.

Таблиця 3.1. Відомість підрахунку обсягів робіт на будівництво гуртожитку.

№	Назва робіт	Одиниці вимірювання	Формула підрахунку	Кількість
1	2	3	4	5

1.	<u>I Підготовчий період</u> Влаштування тимчасових доріг.	100м	$l = 290м$	2.9
2.	Влаштування тимчасової лінії електропередач.	100м	$l = 400м$	4.0
3.	Влаштування тимчасового водопостачання.	100м	$l = 54м$	0.54
4.	Влаштування тимчасової Каналізації	100м	$l = 56м$	0.56
5.	Влаштування тимчасових будівель	$100м^2$	$S = 421.5м^2$	4.215
6.	<u>II - Нульовий цикл</u> Зрізка рослинного шару бульдозером (t=30мм)	$1000м^2$	 $V = (110 \cdot 24 + 30 \cdot 14) \cdot 0.3 = 918 м^2$	0.918
7.	Розробка ґрунту в котловані екскаватором до відмітки-3.90	$1000м^3$	 $V = 9405 м^3$	9.405
8.	Перевезення ґрунту автосамоскидами	$м^3$	$V = 5405м^3$	5405
9.	Забивання паль	Шт.		1208
1	2	3	4	5
10	Вирубка голів паль	Шт.		1208
11	Бетонування розвертку	$1 м^3$		496.6
12	Кладка стін підвалу з	$м^3$		5706.3

	фундаментних блоків			
13	Бетонування монолітних колон одноповерхової частини	m^3		12
14	Вертикальна гідроізоляція стін підвалу	m^2		1051
15	Обернена засипка ґрунту екскаватором і бульдозером	m^3	$V = 9405 - 5405 = 4000$	4000
16.	<u>III-наземна частина споруди.</u> Монтаж плит перекриття над підвалом	Шт.	$n=287$	287
17.	Замонолічування швів	1м.шв.	$l = 6.4 \cdot 112 + 3.2 \cdot 9.7 + 6 \cdot 40 = 1267$	1267
18.	Монтаж ригелів одноповерхової частини	Шт.	$n=6$	6
19.	Кладка стін зовнішніх $t=510\text{мм}$	m^3	$V=40437.5 m^3$	40437.5
20.	Кладка внутрішніх стін $t=380\text{мм}$	m^3	$V=44422.2\text{м}$	44422.2
21.	Кладка перегородок $t=120\text{мм}$	m^3	$V=594 m^3$	594
22.	Монтування балконів	Шт.	$n = 12 \cdot 8 = 96$	96
23.	Монтаж плит перекриття	Шт.	$n = 231 \cdot 9 = 2079$	2079

24.	Замонолічування швів	1м.шв	$l = 408.4 \cdot 9 = 3675.6$	3675.6
25.	Монтаж сходових площадок	Шт.	$n = 44$	44
1	2	3	4	5
26.	Монтаж сходових маршів	Шт.	$n = 44$	44
27.	<u>IV - Віконні і дверні заповнення</u> Встановлення вікон із дерева	100м ²	$S = 1836.3\text{м}^2$	18.36
28.	Встановлення дверних панелей	100м ²	$S = 1194\text{м}^2$	11.94
29.	<u>V – Покрівельні роботи</u> Влаштування 3-шарового гідроізоляційного руберойду із захисним шаром	100м ²	$S = 2961\text{м}^2$	29.6
30.	Влаштування цементної стяжки М50 t=30мм	100м ²	$S = 2961\text{м}^2$	29.6
31.	<u>VI – Підлоги</u> а) підвалу Підстилаючий шар бетону М100 t=200мм	1000м ²	$S = 1702\text{м}^2$	1.7
32.	Цементна підлога t=30мм Б) по перекриттю	1000м ²	$S = 1702\text{м}^2$	1.7

33.	Вирівнюючий шар із керамзит бетону t=35мм	1000м ²	S = 11408м ²	11.41
34.	Влаштування стяжки М50 t=30мм	1000м ²	S = 11408м ²	11.41
35.	Паркетна підлога t=15мм	1000м ²	S = 7597м ²	7.592
36.	Керамічне покриття t=10мм	1000м ²	S = 3811м ²	3.8
37.	Вирівнююча стяжка t=15мм	1000м ²	S = 1426м ²	1.43
38.	Влаштування пароізоляції-1 шар рубероїду на бітумній мастиці	1000м ²	S = 1426м ²	1.43
1	2	3	4	5
39.	Влаштування утеплювача t=50мм	1000м ²	S = 1426м ²	1.43
40.	Влаштування стяжки t=30мм	1000м ²	S = 1426м ²	1.43
41.	<u>VII - Внутрішні оздоблювані роботи.</u> Оскління вікон подвійним склом	1000м ²	S = 1836 · 2 = 3672м ²	36.76
42.	Фарбування дверей масляними фарбами	100м ²	S = 1194 · 2 = 2388м ²	23.88
43.	Штукатурка стін і перегородок t=20мм	100м ²	S = 26035м ²	26.04
44.	Побілка стін	100м ²	S = 26035м ²	26.04

45.	Облицювання глазурованою плиткою стін в санвузлах і кухнях	100м ²	$S = 2894м^2$	28.9
46.	<u>VII - зовнішні</u> <u>оздоблювальні роботи</u> Штукатурка стін фасаду t=20мм	100м ²	$S = 8300м^2$	83
47.	Набриск фасаду □ х інші оздоблювані роботи	100м ²	$S = 8300м^2$	83
48.	Влаштування обмостки навколо будинку	100м ²	$S = 279.1м^2$	2.79

3.2. Вибір методів виконання робіт.

До основних видів належать будівельно-монтажних робіт належать:

- земляні роботи;
- кладка цегляних стін;
- монтаж залізобетонних конструкцій.

Земляні роботи.

До початку робіт необхідно в'яснити на місці забудови наявність діючих підземних комунікацій. Майданчик будівництва до початку робіт і в процесі будівництва повинен бути надійно огорожений від впливу поверхневих вод.

Земляні роботи виконуються в технологічній послідовності, яка забезпечує виконання робіт в задані терміни і при максимальній механізації всіх операцій.

Послідовність виконання робіт прийнята наступна:

- зрізка рослинного шару і вертикальне планування майданчика;

- копання котловану;
- зворотня засипка пазух і ущільнення ґрунту.

Ґрунт при копанні котловану розробляється одноковшовим екскаватором ДЄ-505 з оберненою лопатою ємністю ковша 0.5 м³.

Зачистка ґрунту до проектної відмітки проводиться бульдозером Д-259, а зворотня засипка-бульдозером Т-100. Ґрунт зворотньої засипки складається у відвал на будівельному майданчику, а зайвий ґрунт вивозиться автосамоскидами за межі будівельного майданчика.

Монтаж збірних залізобетонних конструкцій.

Монтаж залізобетонних конструкцій проводиться двома баштовими кранами КБ 160-2.

До початку монтажних робіт повинні бути виконані такі роботи: влаштовані фундаменти, підготовлені площадки для складування залізобетонних конструкцій.

Монтаж конструкцій ведеться в послідовності, котра забезпечує стійкість і геометричну незмінність споруди.

Монтаж виконується повністю на одній, а потім на другій захватці.

Спеціальні будівельні роботи.

Роботи по монтажу систем опалення, водопостачання і каналізації згідно СНіПу на ці роботи ведуться з готових вузлів пофарбованих за один раз.

Приготування фарбувальних сполук і нанесення їх на різні поверхні ведуться механізованим способом.

Для виконання спеціальних робіт використовуються рухомі штукатурні станції, розчинонасоси, шліфувальні пристрої, електрофарбопульти, рухомі малярні станції.

При виконанні штукатурних робіт температура повітря в середині приміщення повинна бути не нижчою +5°C, а температура штукатурного розчину не нижче +8°C.

Внутрішні малярійні роботи виконуються в утепленому приміщенні.

Влаштування покрівель ведеться в суху погоду при температурі зовнішнього повітря не нижче 20°C.

3.3. Підбір монтажних кранів

В будинку гуртожитку монтажу підлягають збірні залізобетонні плити перекриття і покриття, колони і ригелі, а також сходові площадки і марші.

Розрахунок монтажу плит покриття для найбільш не вигідного положення (на відмітці 31.77м).

Для монтажу потрібна мінімальна відстань від рівня стоянки до верху підйому гака

$$H_c = h_0 + h_1 + h_2 + h_3 + h_4, \text{де}$$

$$h_1 - \text{занос на висоті } h_1 - 0.5\text{м,}$$

$$h_2 - \text{висота елемента у підйомному положенні } h_2 = 0.22\text{м,}$$

$$h_3 - \text{висота вантажопідйомного пристрою } h_3 = 2.1\text{м,}$$

$$h_4 - \text{висота поліспасти } h_4 = 1.7\text{м}$$

$$H_c = 31.77 + 0.5 + 0.22 + 2.1 + 1.7 = 36.3\text{м}$$

Необхідний виліт гака при потрібній висоті підймання

$$L_{\text{впл}} = 16 + 8 = 24\text{м}$$

16 м - ширина гуртожитку

8 м - відстань від осі руху крана до крайньої стіни.

Необхідна вантажопідйомність при монтажі плит покриття вагою 3.7т.

По цим параметрам близько відповідають два крана:

- баштовий кран КБ 160-2 з стрілою 25м,

- баштовий кран КБ 300 з стрілою 30м.

Проводимо порівняння вибраних кранів по економічних показниках.

Час монтажу конструкцій плит перекриття і покриття згідно сіткового графіку 27днів.

Витрати на експлуатацію кранів зайнятих при монтажі конструкцій визнаємо за формулою: $C_i = S_i \cdot t \cdot T_i$

S_c – собівартість маш-год роботи крану

t - тривалість зміни (8год)

$$C_{\text{кб}300} = 58.2 \cdot 8 \cdot 27 = 12571.2 \text{ грн.}$$

$$C_{\text{кб}160-2} = 52.8 \cdot 8 \cdot 27 = 11426.4 \text{ грн}$$

питомі капіталовкладення визначаються за формулою: $K_i = \frac{Q_i}{N_i}$

Q_i - інвентарно-розрахункова вартість крана

N_i -кількість машино-змін роботи крана в році.

$$K_{кб160-2} = \frac{34780}{335} = 103.8 \text{ грн}$$

$$K_{кб300} = \frac{44000}{375} = 117.3 \text{ грн}$$

приведені витрати по варіантах:

$$П_{кб160-2} = 11426.4 + 0.12 \cdot 103.8 \cdot 27 = 11762.7 \text{ грн}$$

$$П_{кб300} = 12571.2 + 0.12 \cdot 117.3 \cdot 27 = 12951.3 \text{ грн}$$

Як видно, приведені затрати по баштовому крану КБ 160-2 менші від КБ 300. Його приймаємо за основу для монтажу конструкції.

3.4. Розробка технологічних карт на виконання будівельних процесів.

Кладка цегляних стін.

Кладку цегляних стін потрібно вести у відповідності з робочими кресленнями і вимогами СНіПіб.

Цегла і розчин завозяться на майданчик автотранспортом. Кладку цегляних стін виконують за поточно-роздільним методом по тризахватній схемі.



Рис. 3.1.

Коли на першій захватці ведеться кладка, то на другій-монтаж конструкцій і плит перекриття, а на третій-підготовка до кладки стін: ставляться риштування, подається матеріал для мурування.

Трьохзахватна система дає можливість використовувати два крани на будівельному майданчику. Коли один баштовий кран на другій захватці веде монтаж плит перекриття, то другий кран в цей же час на першій захватці подає цеглу і розчин, веде монтаж перемичок, а на третій захватці влаштовує риштування і подає цеглу для подальшої кладки стін.

Поверх розбивають на два яруси по 1.25м кожний. Кладку першого ярусу проводять з перекриття, другого- з риштувань висотою 1.2м.

В зимовий період організація робіт для мурування здійснюється по методу заморожування розчину. Цегла повинна бути очищена від снігу і льоду, а розчин-розігрітий.

Таблиця 3.2. Зведена відомість потреби в напівфабрикатах, матеріалах і виробих

№	Назва матеріалу	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1.	Мастика бітумна	т.	20.5
2.	Арматура	т.	21.9
3.	Дошки	т.	18.3
4.	Рулонні матеріали	м ²	22260
5.	Цегла	тис.шт	31617.9
6.	Паркет	м ²	8214
7.	Плитка	м ²	7617
8.	Скло віконне	м ²	1836
9.	Фарба	кг	1280
10.	Оліфа	кг	119.5
11.	Пакля	кг	29.58
12.	Бетон	м ³	1136
13.	Розчин цементний	м	19654.4
14.	Розчин вапняний	м ³	696.7
15.	Палі залізобетонні	м ³	869.8
16.	Плити перекриття	м ²	16784.3
17.	Блоки фундаментів	м ³	5706.3

18.	Віконні переплети	m^2	1836
19.	Дверні блоки	m^2	1194

Влаштування рулонної покрівлі

До початку робіт по влаштуванню покрівлі повинні бути виконані наступні роботи: закінчені всі будівельні та монтажні роботи, покриття повинно бути звільнено від будівельних матеріалів та сміття, влаштовано огороження покрівлі та пожежні сходи, доставлені в зону виробництва необхідний інвентар та інструменти, робочі повинні бути ознайомлені з технологією та організацією робіт і технікою безпеки.

До початку робіт покриття повинно бути ретельно очищене від сміття та пилюки. Після очистки покриття підрівнюють литою цементною стяжкою. Після нанесення стяжка повинна підсохнути.

По поверхні основи з цементного розчину згідно СНіП II-26-76 передбачається бітумна оgruntовка. Вона повинна бути рідкою, однорідною, без зайвих домішків. Нанесення грунтовки допускається не скоріше ніж через 4 години після влаштування цементної стяжки. Термін висихання грунтовки-не більше 12 год. Грунтовка готується централізовано і завозиться на майданчик автогідранатором, звідки перекачується в рухому покрівельну установку ПКУ-35М. Грунтовка від установки по мастикопроводу подається на покрівлю в бак малогабаритної пересувної установки СО-122. Грунтовку наносять форсункою. Товщина шару повинна бути не більше 1мм.

Знепилення поверхні основи проводять за допомогою стиснутого повітря від компресорної установки ПКУ-35М.

Після сушки основи проводять обклеюку водостоків та перепадів висот додатковими шарами руберойду. Рулонні матеріали наклеюють з перенахльосткою в поперечному та поздовжньому напрямках, зі зміщенням в наступних шарах. Величина нахльостки по ширині полотна у нижньому шарі-70мм, у верхніх-100мм, по довжині в усіх шарах не менше 100мм.

Вимоги до якості

Рулонна покрівля повинна виконуватись окремими захватками та наклеюватись у напрямку від понижених місць до підвищених. Перехрест окремих шарів рулонного ковра не допускається. Влаштування покрівлі з рулонних матеріалів повинно проводитись із застосуванням засобів механізації.

Рулонний килим може наклеюватись як з почерговою наклейкою кожного шару, так і одночасно в декілька шарів.

Усі шари наклеюються одночасно зі зміщенням наступного шару по відношенню до нижчележачого на 1/3 ширини шару.

Подальша наклейка повинна проводитися цілими рулонами. Рулонні покрівельні матеріали, які мають посипку, перед наклейкою гарячими мастиками, повинні бути очищені від цієї посипки.

Покрівельний килим повинен відповідати наступним вимогам: відхилення фактичного ухилу від проектного не повинно перевищувати 0,5%; з поверхні покрівлі повинен бути організований повний відвід дощових вод по внутрішніх водостоках; приклейка рулонних, яка перевіряється повільним відривом одного шару від іншого, повинна бути міцною, розрив повинен проводитись по рулонному матеріалу. Відшарування рулонного матеріалу від основи не допускається.

Техніка безпеки

При влаштуванні покрівлі мають місце небезпека, пов'язана з роботою на висоті, токсичністю, великою горючістю матеріалів.

Допуск робітників на покриття дозволяється після перевірки надійності основи, справності риштувань, пішохідних мастиків і огороження. Робітники повинні мати спецодяг, запобіжні пояси.

Перед початком робіт повинен бути проведений інструктаж по техніці безпеки.

Перед роботою перевірити справність підйомних механізмів на місці проведення робіт.

При сильному вітрі (більше 6 балів), в туман, при дощі роботи зупиняються.

3.5. Складання календарного плану

та сіткового графіка виконання робіт.

Визначення нормативної тривалості будівництва об'єкту.

Тривалість будівництва об'єкту визначається на підставі СНіП 04.03-85 “Строительные нормы и правила. Нормы продолжительности строительства” згідно з площею

- тривалість будівництва $T_{\text{буд.}}=720$ днів
- загальна трудомісткість – 23413,4 люд-дні
- продуктивність праці – 96%
- трудомісткість на 1 м^2 - 0,31 чол-дні

Обсяги будівельно-монтажних та інших робіт визначаємо згідно креслень з розділу “Архітектура” та записуємо в таблицю 3.3.

3.6. Проектування будгенплану об'єкта.

Розрахунок площі складів

Розрахунок площі складів приведемо на основні будівельні матеріали з врахуванням виду транспорту по їх південною.

Кількість матеріалу, що належить зберіганню на складі визначається за формулою: $P = \frac{Q\alpha}{T}n \cdot K$, де К-коефіцієнт нерівномірності використання матеріалу (К=1.3),

α - коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів ($\alpha = 1.1$)

n- норма запасу матеріалу в днях і залежить від виду транспорту і для автомобільного транспорту при відстані до 40км складає від 3 до 12днівю

Q- загальне використання матеріалу,

T- період витрати матеріалу.

Загальна площа під складу з врахуванням витрат визначається за формулою:

$$S = \frac{P}{V\beta}, \text{ де}$$

V-кількість матеріалу на 1 м^2 площі складу,

β - коефіцієнт використання складу з врахуванням проходів.

Для закритих опалювальних складів $\beta=0.4/0.7$, для відкритих складів майданчика $\beta=0.4/0.6$, навісів $\beta=0.5/0.6$

Складанню належать матеріали для яких відсутня можливість використання їх в діло безпосередньо з транспортних засобів. В нашому випадку можливість використання монтажу з транспортних засобів відсутня.

Таблиця 3.4. Розрахунок площі складів

№	Назва матеріалів та виробів	Одиниці виміру	Використ кількість	Термін вклад	Норми запасу	Кість матер. Потр.збер,	Коеф.матеріалу	Коеф. викорис	Заг. площа	Місце зберігання
1	Паркет	м ²	8214	28	8	3356	60	0.7	78	Закр опал
2	Плитки	м ²	7617	28	8	3112	100	0.7	44.4	Закр опал
3	Фарби	кг	1280	37	10	494	200	0.7	3.5	Закр опал
4	Оліфа	кг	119.5	37	10	46	100	0.7	0.6	Закр опал
5	Пакля	кг	2958	37	10	1143	120	0.7	13.6	Закр опал
6	Плінтуси	м	40	28	8	15	100	0.7	0.2	Закр опал
7	Бітум	кг	2050	68	6	26	200	0.7	0.2	Закр опал
8	Руберйд, толь	м ²	2226	28	10	1136	200	0.6	9.5	закр
9	Дротяна сітка	м ²	250.6	20	10	179	110	0.6	2.7	Закр опал
10	Арматура	т	21.9	20	10	15.6	1.7	0.6	18.6	Навіс
11	Дошки	м	8.3	25	10	3.8	1.7	0.6	3.7	Закр

										опал
12	Фундаментні блоки	м ³	5706.3	20	8	3263	8	0.6	680	Відкр
13	Палі	шт	1208	18	8	768	11	0.6	116	Закр опал
14	Плити перекриття	м ²	2366	43	5	393	10	0.6	65.6	Закр опал
15	Цегла	тис. шт	19654	28	5	424667	2.5	0.6	2831	Закр опал
16	Сходи	м ²	40	40	5	7.2	10	0.6	1.2	Закр опал

Таблиці 3.5. Відомість підбору площі складів.

№	Тип складу і шифр проекту	Розміри в плані, м ²	Площа м ²	Матеріали які належать зберіганню.
1.	Закритий опалювальний склад 420-06-16	6x39	228	Плитка, паркет лакофарбові матеріали
2.	Навіс 400-06-57	12x20	240	Покрівельні матеріали, арматура, дошки, віконні і дверні заповнення.
3.	Відкритий склад	20x124	2480	Палі, фундаментні блоки, плити перекриття, перемички, цегла

Розрахунок приміщень адміністративно-побутового призначення.

Господарські будівлі визначають із розрахунку кількості працюючих. Кількість робітників у них визначено в процентиному співвідношенні від максимальної кількості робітників у графіку руху робочої сили. Їх кількість в даному випадку складає 60 чоловік.

Тоді: -робітники в другу зміну 30%-18 чоловік;

-ЗТР і службовці 12%-7чоловік;

-НОП і охорона 3%-1чоловік;

Таблиці 3.6. Розрахункові площі тимчасових будівель

№	Назва будівлі	Розрахунок числа обл. персоналу	Показник на одного	Площа по розмірах м ²	Розміри в плані, м	Тип будівлі і шифр проекту	Прийнята площа	кількість
□.Санітарно-побутові								
1.	Гардероби з душовим	78	0.6	468	2.7x11	420-1-9	59.4	2
2.	Умивальники	60	0.065	4	2.7x9	420-04-6	24.3	1
3.	Приміщ. для приймання їжі	60	1	60	2.7x9	420-1-10	29.7	1
4.	Приміщ. для обогр.	60	0.1	6	2.9x16	420-1-11	43.4	1
5.	Туалет	60	0.014	0.8	3x6		18	1
□□ Адміні-стративні								
6.	Контора	6	4	24	2.7x9	420-01-3	24.3	1
7.	Диспечерська	2	7	14	2.7x9	420-01-3	24.3	1

Таблиця 3.7. Розрахунок потреби потужності трансформатора.

№	Назва споживачів електроенергії	Одиниці виміру	Кількість	Потужність на одиниці виміру, кВт	Загальна потужність
Будівельні машини і механізми					
1.	Кран КБ 160-2	шт	2	58	116
2.	Насос СО-50	шт	1	7	7
3.	Вібратор ІВ-24	шт	4	1.5	6
4.	Трансформатор для зварки	шт	2	1.2	2.4
5.	Штукатурний агрегат С5-79	шт	2	28	56
	□. Потужність силових споживачів P_c	-	-	-	187.4
	споживачів для механічних потреб				
6.	Встановлення електропрогрівачів	шт	1	100	100
	□□. Потужність технологічних споживачів	-	-	-	100
7.	Внутрішнє освітлення $P_{ов}$	m^2	384.6	0.015	5.8
8.	Зовнішнє освітлення $P_{он}$	m^2	400	0.7	0.62
	□□□. Потужність освітлення	-	-	-	6.42

Сумарна потужність трансформатора:

$$W = \alpha \left(\sum \frac{K_{ic} P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{K_{rc} P_i}{\cos \varphi} + \sum K_{3c} P_{ов} + \sum P_{он} \right)$$

α - коеф. який враховує потреби в енергії $\alpha = 1.1$

$\cos \varphi$ - коеф. потужності.

$$W = 1.1 \left(\frac{0.86 \cdot 187.4}{0.65} + \frac{0.5 \cdot 100}{0.65} + 0.8 \cdot 5.8 + 0.62 \right) = 331.4 \text{ кВт}$$

приймаємо СКТП-350-10 потужністю 350кВт

Розрахунок потреби води

Сумарні розрахункові витрати води визначають за формулою:

$$Q_{заг} = Q_{пр} + Q_{зос} + Q_{пож}$$

$Q_{пр} + Q_{зос} + Q_{пож}$ - витрати води на виробничі, господарсько-побутові і протипожежні потреби.

Витрати води на виробничі потреби $Q_{пр} (л/с)$:

$$Q_{пр} = 1.2 \sum \frac{Q_{ср} R_1}{b \cdot 3600}$$

1, 2 – коеф. що враховує витрати води

$Q_{ср}$ - середній виробничий розхід в зміну $Q_{ср} = 500 м$

R_1 - коеф. нерівномірності $R_1 = 1.6$

b - число робочих годин в зміну.

$$Q_{пр} = 1.2 \frac{500 \cdot 1.6}{b \cdot 3600} = 0.03 л/с$$

Витрати води на господарсько-побутові потреби $Q_{зос} = \frac{n_p}{3600} \left(\frac{n_1 K_2}{8.2} + n_3 K_3 \right)$

n_p - найбільше число робітників в зміну $n_p = 60$

n_1 - норма витрат води на 1 чоловіка в зміну ($n_1 = 2.7 л$)

n_2 - норма витрат води на прийняття одного душу ($n_2 = 30 л$)

K_2 - коефіцієнт нерівномірності використання води

K_3 - коефіцієнт що враховує відношення користування душовими до найбільшої кількості робітників в зміну $K_3 = 0.4$

$$Q_{зос} = \frac{60}{3600} \left(\frac{2.7 \cdot 0.8}{8.2} + 30 \cdot 0.4 \right) = 0.2 л/с$$

Витрати води на протипожежні потреби визначаємо із розрахунку одночасної дії двох пожежних гідрантів по 5л/с на один ступінь.

$$Q_{пож} = 5 \cdot 2 = 10 л/с$$

Загальні секундні потреби води

$$Q_{заг} = 0.03 + 0.2 \cdot 10 = 10.23 л/с$$

Визначаємо діаметр водопровідних труб:

$$D = \sqrt{\frac{4Q_{\text{заг}} \cdot 1000}{9\Pi}}$$

ϑ - швидкість руху води $\vartheta = 1.5 \text{ м/с}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 10.23 \cdot 1000}{3.14 \cdot 1.5}} = 93.2 \text{ мм}$$

Приймаємо водопровідну трубу $\text{Ø}100\text{мм}$

Вибір механізмів

Для доставки матеріалів на будівельний майданчик використовуємо вантажні автомобілі. Для розвантаження та подачі матеріалу використовуємо кран марки КБ 503,2

Відомість потреби в машинах, обладнанні і пристосуваннях

Відомість потреби в машинах, обладнанні і пристосуваннях

<i>Найменування</i>	<i>Марка</i>	<i>Кіл.</i>	<i>Коротка технічна характеристика</i>
1	2	3	4
Ящик для розчину	р.ч.4241.422	10	Ємкість 0,25м3
Інвентарні блокові підмостки	ПК,Главмострой	20	5500х2500
Футляр для цегли	ГОСТ19144-73	2	580х1090х775
Строп чотиригілковий	ПИ,Промсталь-конструкция	1	Вивантаження та розкладка різних конструкцій
Кельма	ГОСТ 9533-81	10	Розрівнювання розчину
Молоток-кірочка	ГОСТ 11042-83	10	Склоку та тезка цеглин
Рейка-порядовка	Р.ч. 3293.09.000	6	Перевірка прямолінійності рядів кладки
Відвіс будівельний	ОТ-400, ГОСТ 7948-80	10	Перевірка вертикальності цегляної кладки
Рулетка	РС-10ГОСТ7588-80	10	Вимірювання лінійних величин
Лом монтажний ЛМ-24	ГОСТ 1405-83	3	Рихтовка елементів
Лопата	ЛР ГОСТ 3620-76	10	Розстилка розчину
Растворный лоток	РЛ ГОСТ 3620-76	10	Розстилка розчину
Нівелір	НВ-1ГОСТ10528-86	1	Забезпечення точності монтажу
Теодоліт	Т-10 ГОСТ16528-86	2	Забезпечення точності монтажу
Шнур причальний	ГОСТ 18408-73*	12	Забезпечення горизонтальності рядів

			кладки
Скоби	Р.Ч. 240.241.00	8	Зачалювання шнура при кладці стін
Рівень	типа УСА-700	10	Забезпечення горизонтальності рядів кладки
Пояс монтажний	ГОСТ 12.4.089-86	10	Страховка робітників при роботі на висоті
Каска	ГОСТ 12.4.087-84	17	Захист
Спецодяг	ГОСТ 12.4.016-83	17	Захист
Сапоги)	ГОСТ 5375-79	17па р	Захист
Рукавиці	ГОСТ 12.4.020-82	17па р	Захист

Калькуляція витрат на влаштування перекриття

Калькуляція трудових витрат та заробітної плати на влаштування покриття

Калькуляція трудових затрат.

Таблиця 5.1.

№ пп	Найменування норм і розц.	Назва робіт	Од. вим	Об'єм роботи	Норма час. В люд. год на один. вим.	Розцінка в грн. коп. на один. вим.	Кількість люд. год. на весь обсяг	Зарплата	Склад ланки (бригад)
1	2	3	5	6	7	8	9	10	4
1	Е1-9 п.а	Розвантаження цегли керамічної з автомобіля краном	1 пакет	8379	<u>0,14</u> 0,28	1,0444 2,0888	1173 2346	8654 17208	Машиніст крана 5р-1 Такелажник 2р-2 чел.
3	Е1-6 т.2 п.2б	Подача при висоті підймання до 50 м	1000 шт	3184	0,54	4,0284	1720	1262,75	Такелажник 2р-2чел.
4	Е1-6 т.2 п.8б	Подача розчину в ящиках при висоті підймання до 50 м	1м ³	2010	1,1	8,206	480,3	16080,28	Такелажник 2р-2чел.
5	Е3-3 п.6	Мурування стін зовнішніх і внутрішніх з розшивкою швів	1м ³	8379	6,03	30,261	50525	251321,5	Муляр
									5р-1чел.
									3р-1чел
6	Е3-12 п.2	Влаштування перегородок в ½	1м ²	14783	1,22	5,3658	1803	7196,84	Муляр
									4р-1

цегли									чел
									2р-1 чел.
7	ЕЗ-16 п.2	Монтаж сбірних залізобетонних перемичок вагою до 0,5 т.	1 проє м	142	0,45	3,6585	62,9 5	518,75	Муляр
									4р-1 чел.
									3р-1чел
									2р-1чел
8	ЕЗ-20	Влаштування і разбірка інвентарних підмостей	10м ³	49, 2	1,44	10,9008	64,8	536,32	Плотник 4р-1чел
									2р-1чел
									подсоб.р аб
									1р-1чел
									3р-1чел
									2р-1чел
									маш.кр. бр-1

57346,99 278537,73

Норма часу на одиницю конструкції

$N_{вр} = 57346,99 / 8379 = 2,82$ люд-год

$P = 278537,73 / 8379 = 71,43$ грн

Технологія будівельного процесу

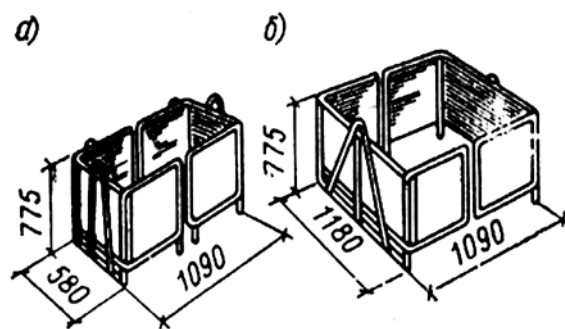
Процес зведення кам'яної кладки являє собою комплекс робіт, при виконанні яких створюється закінчена конструкція чи споруду. Роботи ці поділяються на основні та допоміжні. До основних відносяться: кладка каменів і розчину з необхідним переміщенням матеріалів, інструментів і пристосувань у межах робочого місця, а до допоміжних установка риштування та огорож, транспортування кладочних матеріалів на робочі місця.

До початку робіт по влаштуванню зовнішніх та внутрішніх стін повинні бути виконані наступні роботи:

– доставлені на об'єкт будівельні машини, інвентар, інструмент і пристосування;

– заготовлений цегла, розчин на перекриттях біля місць виконання робіт.

Доставку на об'єкт цегли здійснюють пакетами в спеціально обладнаних бортових машинах. Розчин доставляють растровозами. Для подачі розчину на робоче місце застосовують ящики. Подачу цегли в робочу зону здійснюють за допомогою футляра.

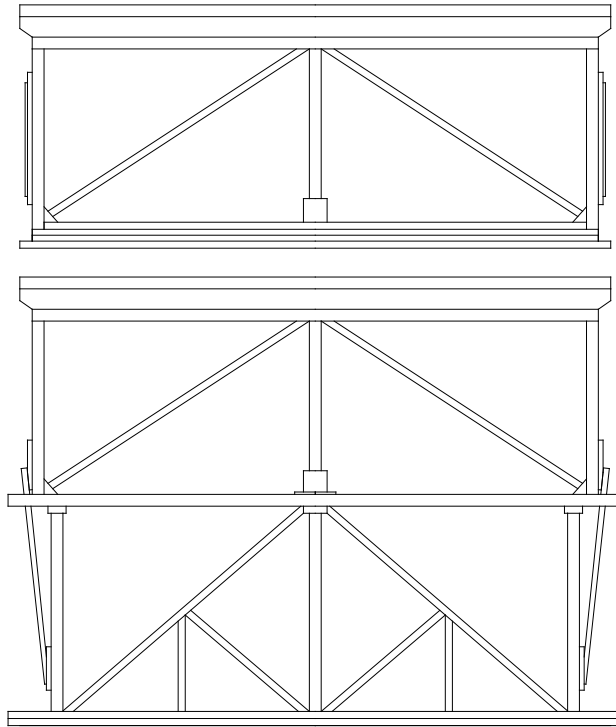


Футляри для подачі цегли і газосилікатних блоків на робоче місце

а) чотирехстенчатий футляр на один піддон, б) те ж на два піддону

При виробництві цегляної кладки стін використовують інвентарні блокові помості (див. рис 19). Інвентарні блокові підмостки зазвичай розраховані на установку їх ува ряди по висоті, що дозволяє зводити кладку до 5м.

При кладці стін з прорізами цеглу укладають проти простінків, а ящики з розчином - проти отворів. Запас цегли і розчину повинен бути на 40-45 хв роботи. Подають їх на робоче місце у міру витрачання.



Інвентарні блокові підмостки Главмосстроя

Роботи зі зведення стін ведуться потоково-розчленованим методом. Для цього бригаді мулярів виділяють частину будівлі - захватку, яка розбивається на ділянки, що закріплюються за окремими ланками. Кількість ділянок на захватці приймається за кількістю ланок у бригаді з урахуванням чисельності ланки і кваліфікації каменярів.

Контроль якості робіт

Під якістю кладки розуміють відповідність її проектом і вимогам СНіП. У процесі роботи проводиться систематичний поопераційний контроль кладки за допомогою контрольно-вимірних приладів і пристроїв. Так, горизонтальність рядів перевіряється правилом і рівнем не рідше 2 разів на кожному ярусі кладки. Вертикальність граней і кутів кладки з цегли і каменів визначають за допомогою схилю і рівня через кожні 0,5-0,6 м (двічі по висоті ярусу). Виявлені відхилення від вертикалі, що перевищують допустимі, повинні бути усунені в процесі зведення ярусу. Не рідше 3 разів за висотою поверху шляхом вилучення контрольних цеглин перевіряється правильність перев'язки швів. Товщину швів визначають за її середній величині через кожні 5-6 рядів кладки. Величини допустимих відхилень для кам'яних конструкцій.

Якість використовуваних матеріалів контролюють при надходженні їх на об'єкт. Встановлюється відповідність їх характеристик зазначеним у супровідних документах.

Контроль якості робіт повинен здійснюватися на підставі даних вхідного, операційного та приймального контролю.

Номенклатура показників якості

Найменування контрольованого показника	Вид контролю			
	1	2	3	4
Відповідність якості матеріалів для пристрою кам'яних і армокам'яних конструкцій вимогам проектної та нормативної документації	вхідний	суцільний	вимірювальний	
Зміщення осей конструкцій від розбивочних осей	операційний	суцільний	вимірювальний	
Відповідність оцінок і розмірів опорних поверхонь вимогам проектної документації	операційний	суцільний	вимірювальний	
Відповідність перев'язки швів вимогам проектної та нормативно-технічної документації	операційний	суцільний	візуальний	
Товщина швів кладки	операційний	суцільний	вимірювальний	
Відхилення від горизонтальності рядів кладки	операційний	суцільний	візуальний	
Відповідність висоти зведення вільностоячі стін вимогам нормативно-технічної документації	операційний	суцільний	вимірювальний	

Відхилення від горизонтальності і відповідність відміток верха кладки вимогам проектної документації	приймальний	суцільний	вимірювальний
Товщина конструкцій	операційний	суцільний	вимірювальний
Ширина простінків	операційний	суцільний	вимірювальний
Відхилення від вертикальності поверхонь і кутів конструкцій	операційний	суцільний	вимірювальний
Отклонение от прямолинейности (ровность) вертикальной поверхности кладки	операційний	суцільний	вимірювальний

Техніка безпеки

Одним з основних умов безпечного ведення робіт є правильна організація робочого місця муляра і його праці.

При виробництві кам'яних робіт необхідно суворо дотримуватися правил техніки безпеки, регламентовані ДБН А.3.2-2-2009 «Техніка безпеки».

Каменяр повинен працювати в рукавицях або напальчника, що оберігають шкіру рук.

Висоту кожного ярусу кладки встановлюють з таким розрахунком, щоб рівень кладки після кожного переміщення був не менш ніж на два ряди каменю вище рівня підмостків або перекриття.

Кладку слід вести лише з міжповерхових перекриттів і інвентарних помостів. Підмости встановлюють на очищені, вирівняні поверхні. Підмости для кам'яної кладки повинні задовольняти технічним умовам і вимогам техніки безпеки.

Підмости не можна перевантажувати матеріалами понад розрахункового навантаження, встановленої для даної конструкції риштувань. Слід уникати скупчення матеріалів в одному місці. Щодня після закінчення роботи риштування і помости очищають від сміття. Між робочим настилом і стіною

будівлі, що будується влаштовується зазор, але величина його не повинна перевищувати 5 див.

Підмости обгороджують поруччям заввишки не менше 1м, що складаються з поручня, одного проміжного горизонтального елемента і бортовий дошки висотою не менше 15см.

Забороняється зводити стіни, стоячи на них.

При зведенні кладки в небезпечних зонах каменярі повинні використовувати запобіжні пояси, прикріплюючись з їх допомогою до стійких частин будинку або споруди.

Кладку стін висотою більше двох поверхів слід проводити з обов'язковим пристроєм перекриттів або тимчасового настилу відповідної міцності і жорсткості, а також сходових маршів і майданчиків з огорожею.

На робоче місце каміння у вигляді пакетів, покладених на піддони з футлярами, що виключають можливість їх випадіння, слід подавати вантажопідйомними механізмами. Всі предмети, необхідні для підйому матеріалів, повинні бути забезпечені пристроями, не допускають їх мимовільного розкриття і випадання матеріалу.

Не можна скидати з перекриттів, лісів і риштовання порожні піддони, контейнери, ящики, футляри і т. п. Опускати їх можна тільки за допомогою вантажопідіймальних механізмів.

При кладці стін зсередини будівлі або споруди зовні по всьому їх периметру встановлюють захисні інвентарні козирки у вигляді настилу шириною 1,5 м. Ходити по козирків, складати на них матеріали та інструмент забороняється.

Забороняється залишати на стінах під час перерв у роботі матеріали, сміття, інструмент.

Отвори в кладці до установки віконних і дверних блоків обов'язково обгороджують.

Техніко-економічні показники

Питома собівартість – 71,43 грн/м³;

Питома трудомісткість – 2,82 люд.год./м³;

Вартість зведення стін – 270537,73 грн.

4.3. Технологічна карта на зведення підземної частини будівлі

Технологічна карта розроблена на зведення підземної частини будівлі: влаштування монолітної фундаментної плити та монтаж збірних фундаментних блоків.

До складу робіт, що виконуються послідовно при виконанні бетонних робіт, входять:

- геодезичні розбивочні роботи;
- подача бетонної суміші;
- укладання бетонної суміші.

В якості ведучого механізму використовується автобетононасос BRF-1408 продуктивністю 80 м³/год при дальності подачі бетонної суміші по горизонталі на 19 м і по вертикалі 22 м. Фундаментна плита укладається на щебеневу підготовку товщиною 100 мм.

Фундаментні блоки укладають за схемою їх розкладки відповідно до проекту (див. аркуш креслення).

Монтаж починають з установки маякових блоків по кутах і в місцях перетину стін. Фундаментний блок подається краном до місця укладання, наводиться і опускається на основу, незначні відхилення від проектного положення усувають, переміщуючи блок монтажним ломом при натягнутих стропах. При цьому поверхня основи не повинна бути порушена. Стропи знімають після того, як блок займе правильне положення в плані та по висоті. Розриви між блоками стрічкового фундаменту і бічними пазухами в процесі монтажу заповнюють піском або піщаним ґрунтом і ущільнюють.

Відповідно до монтажної схеми на фундаментах розмічають положення стінових блоків першого (нижнього ряду), відзначаючи місця вертикальних швів. Монтаж починають з установки маякових блоків в кутах і місцях перетину стін на відстані 20...30 м один від одного. Після установки маякових блоків на рівні їх верху натягують шнур - причалку, за яким встановлюють рядові блоки.

Наступні ряди блоків монтують в тій же послідовності, розмічуючи розкладку блоків на нижчому ряду. Перші два ряди блоків встановлюють з покладених фундаментних блоків, наступні – з інвентарних підмостків.

Марка розчину, на якому повинні монтуватися блоки – М150.

4.3.1. Технологія монтажу стінових блоків

До укладання блоків необхідно:

- перевірити правильність розбивки осей будівлі;
- повністю підготувати основу;
- підготувати і розмістити в зоні дії крана повний комплект блоків;
- очистити блоки від бруду і пилу.

Роботи слід виконувати, повністю дотримуючись правил техніки безпеки та охорони праці робітників.

Монтаж збірних стрічкових фундаментів виконують в наступному порядку:

- готують основу і блоки;
- розмічають місця укладання блоків і укладають їх;
- заповнюють стик бетонною сумішшю і ущільнюють горизонтальний шов.

Схема організації робочого місця монтажників вказана на аркуші креслення.

Таблиця– Відомість обсягів робіт

№ п/п	Найменування робіт	Одиниця вимір.	Об'єм робіт
1	2	3	4
1	Розвантаження фундаментних подушок	100 т	0,86
1	Розвантаження фундаментних блоків	100 т	7,49
9	Улаштування фундаментних блоків та подушок	шт.	895
10	Подача розчину до робочого місця	1 м ³	26,2

Таблиця – Калькуляція трудових та грошових витрат

№ п/п	Найменування робіт	ЕН иР	Обсяг робіт		На одиницю виміру		На весь обсяг		Склад ланки робітників
			Од.в им.	Кіл ьк.	Нч. люд- год/м аш- год	Розцін ка, грн	Трудоміс ткість, люд- год/маш- год	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження фундаментних подушок	Е1-5	100 т	0,86	12 ----- 6,1	137-04	10,32	117,85	такелажник 2р.- 2 машиніс т бр.-1
1	Розвантаження фундаментних блоків	Е1-5	100 т	7,49	3,2 ----- 1,7	38-82	25,47	190,77	такелажник 2р.- 2 машиніс т бр.-1
9	Улаштування фундаментних подушок	Е4-1-3	шт.	126	0.45	5-64	56,7	7144,2	монтажник 4р.- 1 монтажник 3р.- 1 монтажник 2р.- 1
9	Улаштування фундаментних блоків, подушок	Е4-1-3	шт.	895	0,87	10-91	778,65	9764,4 5	монтажник 4р.- 1 монтажник 3р.- 1

									МОНТАЖ ник 2р.- 1
1 0	Подача розчину стріловими самохідним и кранами до робочого місця	Е1- 6	1м3	26,2	0.952 ----- 0.476	10,85	24,89	284,27	такелаж ник 2р.- 1 машиніс т бр.-1

4.3.2. Визначення ТЕП

1. Собівартість робіт визначають за формулою:

$$C_o = 1,08 \times \left(\sum C_{\text{маш.-зм.}} \cdot T \right) + 1,53 Z_{\text{пл}}, \text{ грн.},$$

де $C_{\text{маш.-зм.}}$ – собівартість зміни роботи крану, грн.;

T – тривалість роботи механізму, год., визначаємо калькуляції;

$Z_{\text{пл}}$ – заробітна плата робітників зайнятих виключно на ручних операціях, грн.

2. Питома трудомісткість:

$$q = \frac{Q_{\text{руч}}}{V}, \text{ грн./ м}^3,$$

де $Q_{\text{руч.-}}$ загальна трудомісткість усіх ручних операцій, люд.-год.;

V - обсяг робіт, т.

Визначаємо собівартість машино-години роботи механізмів

$C_{\text{маш.-год}} = 108,6$ грн (визначене з ДБН Д.2.7-2000)

Визначаємо собівартість робіт

$$C_o = 1,08(108,1 \times 896,04 \times 8) + 1,5 \times 17501,54 = 863139 \text{ грн.}$$

Питома собівартість робіт

$$C_e = C_o / V = 863139 / 1021 = 845,4 \text{ грн/м}^3.$$

Питома трудомісткість 1 м³ фундаменту

$$q = \frac{Q_{\text{руч}}}{V} = \frac{896,03}{1021} = 0,877 \text{ люд-год/м}^3.$$

4.3.3. Вимоги до якості виконання робіт

Контроль і оцінку якості робіт при виробництві бетонних робіт виконують відповідно до вимог нормативних документів:

СНиП 3.03.01-87 «Несучі та огорожувальні конструкції»;

ДБН А.3.1-5-2009 «Організація будівельного виробництва»;

Контроль якості робіт повинен здійснюватися спеціалістами або спеціальними службами, оснащеними технічними засобами, що забезпечують необхідну якість, достовірність та повноту контролю і покладається на керівника виробничого підрозділу (виконроба, майстра), що виконує бетонні роботи.

Контроль якості виконання бетонних робіт передбачає його здійснення на наступних етапах:

підготовчому;

бетонування (приготування, транспортування і укладання бетонної суміші);

витримування бетону і розпалубці конструкцій.

На підготовчому етапі необхідно контролювати:

Якість застосовуваних матеріалів для приготування бетонної суміші і їх відповідності вимогам ГОСТ;

підготовленість машин, механізмів та обладнання до виробництва бетонних робіт;

правильність підбору складу бетонної суміші та призначення її рухливості (жорсткості) відповідно до вказівок проекту та умовами перекачування бетононасосом;

результати випробувань контрольних зразків бетону.

В процесі укладання бетонної суміші необхідно контролювати:

стан риштування, опалубки, положення арматури;

якість укладається суміші шляхом перевірки її рухливості;

дотримання правил вивантаження й розподілу бетонної суміші;

товщину укладаються шарів;

режим ущільнення бетонної суміші;

дотримання встановленого порядку бетонування;

своєчасність та правильність відбору проб для виготовлення контрольних зразків бетону.

Результати контролю необхідно фіксувати в журналі бетонних робіт.

В процесі витримування бетону і розпалубки конструкції необхідно контролювати:

температурно-вологісний режим;

запобігання температурно-усадочних деформацій і утворення тріщин;

запобігання бетону від ударів і механічних впливів;

запобігання втрат вологи і попадання атмосферних опадів.

Перед початком будівельних робіт на фундаментних блоках повинні бути нанесені позначки, що визначають осі. При наявності на виробках позначок необхідно уточнити їх положення.

4.3.4. Техніка безпеки виконання робіт

При виробництві бетонних та монтажних робіт слід керуватися діючими нормативними документами: ДБН А3.2.2-2009 «Охорона праці та промислова безпека у будівництві». Основні положення щодо виконання вимог з техніки безпеки при виконанні бетонних та монтажних робіт описані в розділі 6 дипломного проекту.

7.1 Загальні відомості

Для забезпечення безпечних та комфортних умов праці людей в проекті передбачені спеціальні об'ємно-планувальні рішення. В будівлі запроектовані допоміжні, господарські та санітарно-побутові приміщення для персоналу й адміністрації. В усіх приміщеннях передбачено природне та штучне освітлення. Будівля запроектована з опаленням. В будівлі запроектовані металопластикові віконні блоки з високою звукоізоляцією. Для збереження тепла огорожуючи конструкції стін утеплюються утеплювачем – мінерало-ватними плитами. Для вентиляції передбачена система плиточно-втяжної вентиляції. В душових та туалетних приміщеннях передбачені керамічні поли, оздоблення стін керамічною кафельною плиткою світлих кольорів. Окрім раціонального планування приміщень, відповідним тим або іншим функціональним процесам зручність будівлі забезпечується правильним розподілом сходів, розміщенням устаткування і інженерних пристроїв (санітарні прилади, опалювання, вентиляція).

У відповідності до вимог пожежної безпеки, в будівлі є евакуаційні виходи, пожежні гідранти, пожежна сигналізація. Для локалізації очагів пожежі застосовуються протипожежні перешкоди (стіни, перекриття, покриття з межою вогнестійкості не менше 2,5 год.). Навколо будівлі встановлені пожежні гідранти. До будівлі підведені мережі питного та пожежного водопостачання, каналізація, електромережі виконані у відповідності до вимог електробезпеки. Біля будівлі встановлений контурний заземлювач, для заземлення електрооснащення та захисту від блискавок.

Оздоблення фасадів та приміщень виконане із застосуванням сучасних будівельних матеріалів. Територія, яка прилягає до району будівництва, обов'язково підлягає благоустрою та озелененню із збереженням природної середовища місцевості. Передбачені дороги для пішоходів.

У процесі розробки будгеплану передбачаються наступні заходи з охорони праці:

проектування приміщень для санітарно-побутових потреб робочих, включаючи місця для обігріву робочих у холодний час; для пожежно-сторожової охорони;

раціональне розміщення складів для матеріалів та площі для короткочасного збереження деталей;

вибір засобів безпечного складування основних будівельних матеріалів;

визначення засобів безпечного навантаження на складах і послідовної розгрузки і подачі до робочого місця;

організація безпечного внутрішньопобудовочного транспорту, розміщення основних монтажних механізмів, улаштування доріг;

визначення стабільних, рухомих та небезпечних зон;

проектування заходів боротьби з шумом;

рішення питань освітлення робочих місць;

на будгенплані визначаються площі складування, розміщення вісей кранових шляхів, вказують огороження зон складування деталей, місця влаштування попереджуючих вказівок та знаків, охорони вибухонебезпечних та шкідливих для здоров'я людей матеріалів.

Вихідними матеріалами для рішення в проекті організації будівництва охорони праці є:

СниП III 4-80 «Техника безопасности в строительстве»;

СН 47-74 «Инструкция по разработке проектов организации работ»;

СН 81-80 «Инструкция по проектированию электрического освещения строительной площадки»;

СН 276-74 «Указание по проектированию бытовых зданий и помещений строительно-монтажных организаций»;

СН 305-77 «Инструкция по проектированию и устройству молниезащиты»;

СниП II-90-81 «Производственные здания промышленных предприятий»;

СниП II-n-1-83 «Жилые здания».

Загальне керівництво робіт по техніці безпеки і виробничій санітарії, а також відповідальність за її стан покладається на керівників (начальників і головних інженерів) будівельних організацій.

7.2 Обґрунтування проекту буд генплану

До початку робіт на будівельному майданчику повинні бути влаштовані під'їзні шляхи та внутрішньомайданчикові дороги, які б забезпечували вільний та безпечний під'їзд транспортних засобів до всіх об'єктів що будуються,

складських приміщень, адміністративних, санітарно-побутових приміщень, здравпункту та ін.

Найбільш раціональними є кільцева та наскрізна дороги. Вони дозволяють забезпечити безпечний рух транспорту. В залежності від природно-кліматичних умов району будівництва, гідрометеорологічних умов, інтенсивності руху, типів автотранспорту, їх вантажепід'ємності вибираємо кільцеві ґрунтові дороги покращеної конструкції з підсипкою із щебня або шлака, товщиною 5 –10 см. Радіус закруглення доріг, виходячи із доставки довгомірних конструкцій платформами, не менше 12 м. Ширина доріг 6 м, з двобічним рухом. Розвантажувальні майданчики вздовж площадок складування шириною 3–4 м. Для регулювання швидкісного режиму транспортних засобів на будівельному майданчику встановлені знаки, які забезпечують швидкість руху не більше 10 км/год., а в зоні можливого переміщення вантажів до 5 км/год. На в'їзді на будівельний майданчик встановлені шлагбауми та приміщення служби охорони. В'їзд забезпечений освітленням, знаками, сигналізацією, телефонною мережею.

Для забезпечення робітників тимчасовими, санітарно-побутовими, допоміжними приміщеннями, на будівельному майданчику влаштовується будівельне містечко. Вибір типу та розрахунок кількості тимчасових приміщень виконується згідно СН-276-74 та наведений у розділі “Технологія та організація будівництва”.

Для безпеки робіт на будівельному майданчику з урахуванням рози вітрів, пожежної безпеки складських приміщень та матеріалів, запроектовані різні види складів: відкриті, напівзакриті, закриті. Площадки складування виконуються з ухилом 2°-5°, підсипані шлаком (щебенем) на 5 –10 см. Будівельні конструкції складуються штабелюванням, між штабелями безпечні проходи не менше 0,5 м, а між рядами не менше 1 м.

7.3 Безпека при складування конструкцій та виробів

1. Пінобетонні блоки складується в пакетах – не більше двох ярусів та в контейнерах – в один ряд.
2. Металопластикові вітражи – в напівзакритих складах.
3. Цемент – в бункерах.

4. Пісок, щебінь, шлак – у відвалах на відкритих майданчиках, з утворенням природних відкосів.
5. Сходові марші та площадки – у відкритих складах.

Для виконання робіт в темний час доби на будівельному майданчику розраховується згідно СН 81-80 прожекторне освітлення усієї зони будівництва та робочих ділянок виконання робіт.

Кількість прожекторів визначають по методу коефіцієнта використання або коефіцієнта запаса:

$$N = (K \cdot S \cdot E_n \cdot m) / P_l, \text{ де:}$$

K – коефіцієнт запаса для ламп накаливання 1,3 – 1,5;

m – КПД прожектора 0,2 – 0,5;

S – площа будівельного майданчика, м²;

E_n – нормативна освітленість усього майданчика, 2лк;

P_l – потужність лампи в прожекторі, Вт.

$$N = (1,5 \cdot 5864 \cdot 2 \cdot 0,2) / 500 = 7,03.$$

Приймаємо для освітлення будівельного майданчика 7 прожекторів типу ПЗС-35, з лампами Г220-500, встановлених на опорах.

Висота встановлення прожекторів залежить від сили світла і по табл. СН 81-80 визначаємо 25 м.

Для освітлення робочих місць при виконанні монтажних робіт ($E_{нк} = 50$ лк) кількість прожекторів визначаємо з умови:

$$N = (1,5 \cdot 200 \cdot 50 \cdot 0,2) / 500 = 6, \text{ де:}$$

$S = 200$ м² – площа захватки ведення монтажних робіт.

Прожектори встановлюються на переносних опорах висотою 3 – 4 м.

Наявність машин та механізмів, складуємих матеріалів, електричного обладнання та мереж вимагає встановлення на будівельному майданчику небезпечних та монтажних зон.

Монтажною зоною називають простір, де можливе падіння вантажу при улаштуванні та закріпленні. Вона визначається зовнішнім контуром будівлі за плюсом 7 м при висоті будівлі до 20 м. Монтажну зону огороджують сигнальними огороженнями та знаками.

Небезпечна зона – це простір, який знаходиться у межах можливого переміщення вантажу, підвішанного на гаку крана. Межу цієї зони визначають відстанню по горизонталі від точки улаштування крану.

Так, до постійно діючих небезпечних зон відносяться:

- ділянки робіт поблизу споживачів електричного струму;
- лінії електропередач (відкритих, силових, освітлювальних кабелів).

Значення величин цих небезпечних зон залежить від робочих напружень та визначаються згідно СНиП III-4-80. Такі небезпечні зони огорожуються захисними конструкціями висотою не менше 1,8 м.

Небезпечна зона поблизу працюючих будівельних машин складає не менше 5 м та огорожується сигнальним огороженням у вигляді глухих огорожуючих конструкцій.

На ділянках можливого переміщення вантажів радіус небезпечної зони визначається:

$$R = L_{max} + 0,5 \cdot l_k + r, \text{ де:}$$

L_{max} – максимальний виліт стріли крана, м.;

l_k – найбільш дліномірна конструкція, що монтується, м.;

r – розсіювання вантажів, при падінні залежить від висоти будівлі та по СНиП III-4-80 складає 10 м. при висоті будівлі, що будується, більше 20 до 70 м. Тоді:

$$R = 25 + 0,5 \cdot 2 + 10 = 36 \text{ м.}$$

Для забезпечення пожежної безпеки на будівельному майданчику передбачається:

- пожежні розриви між тимчасовими спорудами та містами зберігання стораємих матеріалів;
- влаштування на території майданчика не менше двох в'їздів, з тимчасовими дорогами;
- влаштування постійного протипожежного водопроводу, діаметром не менше 100 мм з гідрантами кількістю 2 шт. з зоною дії 150 м. Гідранти встановити на постійний водопровід діаметром не менше 100 мм, не ближче 5 м від будинку та не далі 2,5 м від дороги;
- розміщення у складів тимчасових, будівель та споруд протипожежних щитів, ящиків з піском;
- обладнання автоматичного пожежегасіння;
- евакуаційних виходів.

9.Екологія

При розміщенні об'єктів, які впливають на стан навколишнього середовища, повинні виконуватись вимоги екологічної безпеки і охорони здоров'я населення, передбачатися заходи з охорони природи, раціональному використанню і оздоровленню навколишнього середовища.

В процесі виробництва робіт при зведенні будівлі виникають негативні фактори, які впливають на навколишнє середовище.

Значні забруднення повітря, водоймищ і ґрунту спостерігаються при проведенні вишукувальних робіт, при будівництві доріг, безпосередньо при роботах на будівельному майданчику. До них відносяться влаштування котловану, вирубка кущів і лісу, прокладання комунікацій, обладнання звалищ будівельного сміття.

Особливу увагу слід звертати на зниження об'єму земляних робіт на території житлової забудови. Необхідно шукати використання ґрунтів, тобто того рослинного шару який виймається при влаштуванні котловану

Основні види дій, які виникають при реалізації проекту на всіх етапах існування:

інженерно-геологічні вишукування для проектування;

проектування і конструювання;

будівництво будівлі – забруднення повітря і ґрунту, вирубка деревини, шум і вібрації;

експлуатація будівлі – тепловиділення від будівлі, виділення шкідливих речовин в атмосферу від автомобілів.

Особливу увагу необхідно приділити заходам, які направлені на запобігання переносу забруднення з будівельного майданчику на територію, вільну від забудови. У зв'язку з цим передбачається:

виробництво робіт в зоні, яка відведена будівельним генеральним планом;

встановлення на будмайданчику біотуалетів, які обслуговуються спеціалізованою організацією;

впорядковане транспортування і складування сипких і рідких матеріалів;

перед виїздом з будмайданчику обладнати пункт мийки коліс автотранспорту, на якому виконується очищення коліс і зовнішніх сторін кузова від бруду.

Після мийки коліс забруднена вода потрапляє в бак і вивозиться силосною машиною за територію будмайданчику;

Крім того:

регулярно вивозити будівельне сміття;

організувати механізовану уборку території буд майданчику;

після закінчення будівництва всі тимчасові будівлі розбираються і вивозяться.

Будівельний майданчик знаходиться в місті Кривий Ріг Дніпропетровської області. Даний район будівництва згідно СНіП 2.01.01-82 “Будівельна кліматологія та геофізика” відноситься до кліматичного району III Б.

Згідно карти-схеми температурних зон України, Кривий Ріг відноситься до II кліматичної зони.

Середньомісячна температура повітря: січень $-5,4^{\circ}\text{C}$, липень $+22,4^{\circ}\text{C}$.

Середні розрахункові температура зовнішнього повітря: найбільш холодної доби -23°C , найбільш холодної п’ятиднівки -19°C .

Довготривалий холодний період складає 116-124 доби.

Нормативний швидкісний напір повітря 0,5 кПа.

Середня швидкість вітру за зимові місяці 5 м/с.

Нормативне снігове навантаження 1,2 кПа.

Середньомісячна відносна вологість повітря: в січні 83%, в липні 43%.

Кількість опадів за рік 406 мм.

Глибина промерзання ґрунтів 0,9 м.

Ґрунт основи – суглинки. Рівень ґрунтових вод – 2,7 м.

Проведення підготовчих робіт

Перед початком будівництва територію обстежують, виконують заходи, які зменшують вплив на оточуюче середовище.

Сипучі та пиловидні матеріали повинні зберігатись в закритих ємкостях.

9.1 Земляні роботи

Перед початком робіт, пов’язаних із розробкою котловану та інших земляних робіт в період будівництва об’єкта зрізають та складують у відведене для цього місце рослинний шар ґрунту, який потім використовується для рекультивації даної ділянки, а його залишки використовують для бідних земель.

При будівництві та влаштуванні інженерних комунікацій використовується транспортно-монтажна техніка, яка виділяє в атмосферу незначну кількість шкідливих газів. Для проїзду транспорту в період розробки котловану та подальшого будівництва об'єкту передбачається влаштування тимчасових засобів і технологічного устаткування. Під час будівництва влаштовують тимчасові дороги шириною 6 м для запобігання пошкодження рослинного шару. Усі споруджені канами після їх використання, тобто розміщення в них водопровідних і каналізаційних труб, опалювальних мереж і електрокабелів підлягають засипці землею. В зв'язку з тим, що в канавах розміщуються усі згадані інженерні комунікації, а розрихлена порода займає великий обсяг, частина її залишається на поверхні.

З породи, що залишилася, формують вал безпосередньо над виритою канавою. Під час будівництва тимчасові транспортні шляхи, для руху транспорту та переміщення технологічних вантажів, необхідно підтримувати в гарному технічному стані, а для запобігання здіймання пилу в суху погоду – періодично зволожувати водою з хімічними добавками (взимку) з розрахунку 1,5-2 л/м². Не дозволяється забруднення ґрунту ГСМ, фарбами, розчинювачами.

9.2 Рівень шуму та його зниження

Протягом останніх десятиріч негативний вплив шуму на здоров'я людей значно посилюється не лише за рахунок автотранспорту та збільшенням кількості літаків, особливо реактивних, але й через появу нової потужної електроакустичної апаратури, гучномовців, численних рокансамблів. Джерелами шумів є всі види транспорту, промислові об'єкти, гучномовні пристрої, ліфти, телевізори, радіоприймачі, музичні інструменти, юрби людей і окремі особи.

Боротьбі з шумом надають великого значення, створюючи шумовловлюючі екрани, поглинаючі фільтри, безшумні механізми, змінюючи технології виробництв і динаміку транспортних потоків. Шуми поділяють на сталі, переривчасті, змінні, фонові та імпульсивні (тривалістю менше секунди). За частотно-амплітудними параметрами розрізняють широкочастотні, тональні, низькочастотні (менше 350 Гц), середньочастотні (350–1000) і високочастотні (понад 1000 Гц) шуми. Чим вища тональність звуків (шуму), тим шкідливіші вони для органів слуху. Тому для шумів різних частот існують різні гранично

допустимі норми. Так, низькочастотні шуми навіть до 100 дБ особливої шкоди слуху не завдають, а високочастотні є небезпечними вже при рівнях, більших 75–80 дБ. Наведемо кілька прикладів інтенсивності шумів. Так шелест листя та тихий шепіт на відстані 1 м мають силу звуку 10–15 дБ, цокання годинника – близько 30, шум води з-під крану – 40–45, друкарської машинки – 50, друкарського бюро – 75–80, вагона метро, як і вантажної машини – 90–95 (на відстані 7 м), телевізора – 80–95, літака – 105, вертольоту – 110, відбійного молотка – 120 дБ (на відстані 1 м).

9.3 Забруднення вихлопними газами

Особливістю даного проекту є наявність та зкопичення великої кількості автомашин в одному місці, тому треба прийняти заходи по зниженню забруднення атмосфери вихлопними газами від двигунів внутрішнього згорання.

При використанні в ДВЗ етилованих бензинів з вихлопними газами в атмосферу викидаються сполуки свинцю.

При згорянні 1 тонни бензину в атмосферу викидається, кг: оксидів вуглецю – 39,5; вуглеводнів – 34; оксидів азоту – 20; діоксиду сірки – 1,55; альдегідів – 0,93. При згорянні 1 т дизельного палива в атмосферу викидається, кг: оксиду вуглецю – 21; вуглеводнів – 20, оксидів азоту – 34; альдегідів – 6,8; сажі – 2.

Масовий склад викидів значною мірою залежить від режимів експлуатації та справності систем ДВЗ і своєчасності проведення регулювань.

В залежності від виду несправності витрата пального в дизельних двигунах може збільшуватися до 20%, а кількість викидів шкідливих речовин – на 20-100%.

Зниження викидів шкідливих речовин ДВЗ можна досягти застосуванням наступних методів: рідинної та полум'яної нейтралізації; ежекційного допалювання; використанням каталізаторів; подачею повітря у випускний колектор; застосуванням антидимових фільтрів тощо.

Зниження вмісту шкідливих речовин у викидах ДВЗ можна забезпечити і за рахунок застосування присадок до пального – метанолу, водню, скрапленого газу та емульсій.

9.4 Електрогазозварювальні роботи

Під час будівництва значний об'єм займають зварювальні роботи. При роботі зварювальних приладів відбувається велике тепловиділення (лучисте та конвективне), пиловиділення та газовиділення.

Найбільш шкідливими з газів, що виділяються під час зварювальних робіт є оксид азоту, оксид вуглецю, озон, фтористий водень.

Основними компонентами пилу при цих процесах є окис заліза, марганцю та кремнію (41%, 18% та 6% відповідно). Середня концентрація пилу досягає 7-16 мг/м³ (при ГДК =4 мг/м³). Концентрація СО досягає до 40 мг/м³ (при ГДК =20мг\м³), а фтористого водню 1,7 мг/м³ (при ГДК =1мг/м³). При роботі на відкритих майданчиках значення концентрації шкідливих речовин при веденні зварювальних робіт в більшості випадків знаходиться в межах ГДК.

Бітум, який розтоплюється в баддях для будівельних цілей, повинен розташовуватись на відстані не далі ніж 200 м від будівлі та не ближче 30 м, так як при розтопленні бітум виділяє шкідливі речовини, такі як бензол, фенол, оксид азоту та ін., що забезпечує розсіювання шкідливих речовин до значень гранично допустимої концентрації. Бітумні котли повинні бути обов'язково закриті щільними кришками

9.5 Організація стічних та ливневих вод

На підприємствах будівельної індустрії впровадження науково-обґрунтованих комплексних заходів щодо охорони водних ресурсів від забруднення і їхньому використанню повинне вирішуватися в такий спосіб: доцільно воду розділити на господарсько-питну й технологічну (для затвердіння будівельних розчинів і бетонних сумішей; мийки будівельних механізмів і автомашин і т.п.)

Атмосферні води з території будівництва виводяться за допомогою ливневої каналізації, шляхом влаштування нахилу доріг й будівельного майданчика. Вода самостійно стікає у спеціально влаштовані канавки, по яким стоки потрапляють у тимчасову ливневу каналізацію. Так як атмосферні води на території об'єкту, що проектується, можуть бути забруднені піском, мулом,

мастилами та ін., необхідно перед скиданням у водоймище їх очистити у відстійниках.

Для економного та раціонального використання водяних ресурсів при проектуванні об'єкта приймаються технологічні процеси, при яких забезпечується мінімальне споживання води та приймаються технологічні рішення та використовується обладнання, яке дозволяє застосування схеми повторного послідовного та зворотного водопостачання.

Застосування свіжої води з джерела питного водопостачання для технічних потреб дозволяється тільки у виключних випадках при неможливості використання для сіх цілей очищених виробничих, атмосферних, побутових та поверхневих стічних вод.

9.6 Рекультивация земель

Одним з заходів з охорони праці навколишнього середовища є рекультивация земель. Рекультивация – комплекс робіт з відновлення продуктивності і цінності зруйнованих земель і покращенню навколишнього середовища, які дають змогу подальшого їх використання. Вихідними даними для розробки проекту рекультивации являються:

акт вибору майданчика будівництва;

технічні умови на рекультивацию, видані земельними органами, які визначають умови приведення земель в належний для подальшого використання родючого шару стан, товщину шару, який знімається, способи зняття, зберігання; схема ділянки.

Будівельним генеральним планом розроблені міри і границі будівельного майданчика, які повинні виконуватися для запобігання руйнування ґрунту на прилеглих територіях.

Природний шар ґрунту до початку основних земляних робіт повинен бути знятий. По даним матеріалів інженерних вишукувань родючий шар залягає на майданчику шаром і зрізується на глибину 0,3 м бульдозером, потім переміщується на тимчасове збереження в валки, на вільну територію. Родючий шар повинен бути знятий, як правило в талому стані. При знятті, складуванні і зберіганні природного шару ґрунту повинні прийматися міри, які виключають погіршення його якостей.

Частина рослинного шару ґрунту використовується для подальшого озеленення майданчику, зайвий ґрунт вивозиться.

9.7 Вивіз будівельного сміття та благоустрій території.

Будівельне сміття збирається у спеціально відведене для цього місце й вивозиться у закритих контейнерах. Будівельне сміття з верхніх поверхів будівлі скидають у відкриті лотки або опускають краном у бадях після кожного робочого дня.

По мірі заповнення сміттєвих контейнерів необхідно забезпечити вивіз автомобільним транспортом на організовані міські звалища або на підприємства, які спеціалізуються на переробці вторинних ресурсів.

Бажано перед вивозом розсортовувати сміття для подальшої переробки чи вторинного використання .

Після завершення будівництва на території об'єкту виконуються планувальні роботи, ліквідуються непотрібні виїмки та насипи. Ґрунт в відвалі вивозиться з буд майданчика автотранспортом. Прибирається будівельне сміття, виконується благоустрій та озеленення території.

9.8 Озеленення території

Озеленення території, яка забудовується несе не тільки естетичну функцію, але і важливу роль в покращенні мікроклімату, в очищенні повітря від пилу і різних шкідливих речовин, в збагаченні повітря киснем і зниженні вмісту в ньому вуглекислого газу, в ослабленні міського шуму, зменшенні впливу інсоляції. Древісні і трав'янисті рослини поглинають в середньому до 50% пилу літом і до 37% зимою.

Зелені насадження поглинають гази, які містяться в атмосфері. При цьому погіршується стан рослин, процеси фотосинтезу, транспірації, що залежить від індивідуальних здібностей рослин, їх стійкості до фіто токсикантам, якими являються різні забруднення в атмосфері.

Окрім видалення компонентів, які забруднюють повітря дерева і кущі володіють якостями, які покращують іонний склад повітря, збільшувати в

ньому вміст легких іонів з від'ємним зарядом. Зелені насадження впливають на зниження температури в літній період на 2-4°C нижче температури стін, доріг, будов. Лісові насадження значно знижують міські шуми.

Багатство природних барв, аромат, шурхіт листя і спів птахів заспокоює і знімає стресовий стан людини.

В загальному балансі території парків і садів площу озелених територій слід приймати не менше 70%.

Пішохідні алеї слід передбачати в напрямку масових потоків пішохідного руху. На пішохідних алеях слід передбачати площадки для короткочасного відпочинку.

Озеленені території загального використання повинні бути благоустроєні і обладнані малими архітектурними формами. Кількість світильників слід визначати за нормами освітленості території.

Дороги, алеї, тропи слід трасувати з мінімальними уклонами у відповідності з напрямками основних шляхів руху пішоходів і з врахуванням визначення найкоротших відстаней до зупиночних пунктів, ігрових і спортивних площадок. Ширина доріжок повинна бути кратною 0,75 м (ширина полоси руху однієї людини).

Покриття площадок, дорожньої мережі рекомендується застосовувати з плитки, щебеню і інших міцних мінеральних матеріалів.

9.9 Охорона навколишнього середовища при будівництві

Проектом передбачено заходи по зміненню і покращенню природних умов, також передбачається максимальне збереження ґрунту і деревісних насаджень, відвід поверхових вод зі швидкостями, які виключають ерозію ґрунту, виконання мінімального обсягу земляних робіт, планування проїздів і тротуарів у відповідності з вимогами безпечного руху транспорту і пішоходів, підготовку території під забудову з наданням їй потрібних ухилів.

При виконанні будівельно-монтажних робіт необхідно дотримуватись наступних вимог:

сипучі і пилюваті матеріали зберігати в закритих ємкостях;

не дозволяється забруднення ґрунту ГСМ, красками, розчинниками;

машини, що працюють на майданчику з двигунами внутрішнього згоряння повинні бути перевірені на токсичність вихлопних газів;

в цілях боротьби з шумом робота механізмів вхолосту забороняється; відходи і сміття грузити на автотранспорт і вивозити на звалище.

Працюючи поблизу дерев і насаджень, треба захищати їх тимчасовими щитами.

Для видалення поверхневих вод з покрівлі, запроектована система зовнішнього водостоку. Вертикальне планування передбачає відведення поверхневого стоку з території об'єкту.

Для зменшення забруднення підземних вод атмосферними опадами передбачається мінімальне за часом знаходження на території будівельного майданчику відкритих котлованів і траншей. Утилізація всіх видів відходів здійснюється централізовано. Довготривале зберігання їх на території об'єкту не передбачається, що значно знижує можливість забруднення підземних вод.

Поверхнєве стікання з проїздів і площадки для тимчасового паркування автомобілів відводиться по лоткам запроектованих проїзних частин в лотки існуючих проїзних частин внутрішніх проїздів і далі в міське водо стікання для подальшого централізованого очищення.

При будівництві каналів під інженерні електричні мережі, їхньому укладанню й установці залізобетонних блоків використовується транспортно-монтажна техніка, що виділяє в атмосферу незначні кількості шкідливих домішок. Для під'їзду транспорту в період цих робіт передбачено встановлення тимчасових під'їзних доріг. При цьому забороняється бездоріжнє переміщення транспортних засобів і технологічного устаткування, тому що це зв'язано з істотним негативним впливом на ґрунтовий шар.

Усі канали, що споруджуються, після розміщення в них необхідного устаткування, підлягають засипанню землею. У зв'язку з тим, що в каналах розміщаються інженерні мережі, а розпушена порода займає більший обсяг, її частина залишається на поверхні. З породи, що залишилася, формується вал, безпосередньо над виритою каналом.

Автодороги, що використовувалися в період будівництва для руху транспорту, варто підтримувати в гарному стані, а у суху погоду періодично зволожувати водою з витратою 1,2 – 2,0 л/м².

Казани для розігріву бітуму, передбачається розташовувати не ближче 200м від будинків і не ближче 30 м від місця проведення робіт. Це забезпечує розсіювання шкідливих речовин, що виділяються (бензол, фенол, вуглеводні,

оксиди азоту і вуглецю) до значень ГДК. Бітумні казани повинні бути також обов'язково вкриті щільними кришками.

Після завершення будівництва з території вивозять все будівельне сміття, що залишилося, покриття тимчасових доріг, стоянок машин і механізмів, тимчасові будинки і спорудження. Територія виробничої бази повинна бути, по можливості, максимально озеленена. З цією метою передбачається влаштування газонів, а також насадження дерев і чагарників.

Необхідно контролювати виконання всього комплексу заходів по збереженню та не допусканню забруднення навколишнього середовища на стадії проектування, в процесі будівництва та при експлуатації.

При дотриманні всіх згаданих вище заходів щодо захисту атмосфери, підземних вод і ґрунтового шару, екологічна обстановка в районі розташування адміністративно-виставочного корпусу, що проектується, не буде порушена і шкідливого впливу на навколишнє середовище відчуватися не буде.

Науковий розділ

1.1 Роль мінеральних добавок та наповнювачів у структурі самоущільнюваних бетонних сумішей

Як було сказано раніше, основним завданням мінеральних добавок в структурі СУБ є забезпечення стійкості бетонної суміші до розшарування. Мінеральні добавки, як правило, представляють собою полісахариди, які включають похідні целюлози і акрилові полімери. У залежності від випадку механізм їх дії різниться. Механізм дії мінеральних добавок складається в тому, що вони адсорбуються (поглинаються) на частках цементу і підвищують в'язкість, внаслідок міжчасткового тяжіння. Бетонна суміш, яку ввели модифікатор в'язкості, починає виявляти ефект розрідження, в результаті чого здається в'язкість суміші зменшується з збільшенням швидкості зсуву. При цьому модифікуюче дія стабілізуючих органічних добавок вичерпується на стадії бетонних сумішей.

Реологічні властивості бетонної суміші здатні підвищувати як тонкодисперсні мінеральні добавки, так і органічні добавки загусники, але між ними є різниця; тонкодисперсні мінеральні добавки крім цього здатні підвищувати фізико-механічні властивості та експлуатаційні характеристики, тому при проектуванні суміші рекомендують вибирати саме їх. Завдяки спільному застосуванню мінеральних добавок і суперпластифікаторів вдається отримати бетони з високою міцністю на стиск (до 65 МПа).

У залежності від показника дисперсності мінеральні добавки поділяють на:

- добавки розріджувачі цементу, близькі по своєму гранулометричному складу до цементу: попіл винесення, мелений доменний гранульований шлак і т.д.;
- добавки ущільнювачі, такі як мікрокремнезем, метакаолін, які мають розмір частинок приблизно в 100 раз менше зерен цементу і мають питому поверхнюю $20-30 \text{ м}^2/\text{г}$.

Додавання мінеральних наповнювачів в склад бетонної суміші надає сприятливе вплив на різні властивості СУБ, що пов'язано з фізичним ефектом, який проявляється в тому, що дрібні частинки зазвичай мають більше тонкий гранулометричний склад, чим портландцемент. Також сприятливе вплив може бути викликано реакціями активних гідравлічних складових.

Крім вищесказаного, мінеральні наповнювачі здатні надавати вплив на ступінь гідrataції портландцементу, проникність бетону, опір тріщиноутворення при тепловий обробці, опір агресивним лужним середовищем.

на малюнку 1.6 наводиться чинна класифікація активних мінеральних добавок по ГОСТ 24640-91, а також класифікація мінеральних добавок з обліком походження (генези) і ролі в процесі гідrataції та твердіння.

на малюнку червоний рамкою виділено класифікація, яка наводиться в ГОСТ 24640-91, а зеленою рамкою виділено класифікація комітету RILEM (Міжнародний союз лабораторій і експертів в області будівельних матеріалів, систем і конструкцій) для мінеральних добавок техногенного походження.

Не дивлячись на таке велике кількість мінеральних добавок, їх вибір при виготовлення бетонної суміші не завжди обґрунтовано. Недостатньо досліджено оптимальна ступінь заміни портландцементу даними добавками у складі самоущільнюється бетону.

Малюнок 1.6 - Чинна класифікація мінеральних добавок

Розглянемо одні з найбільш часто зустрічаються мінеральних

добавок, деякі з яких використовувалися в

експериментальних дослідженнях, зазначених у розділі 3 магістерської дисертації.

1) Мікрокремнезем:

Мікрокремнезем є одним з найбільш використовуваних мінеральних наповнювачів для отримання бетонів високого

якості. Мікрокремнезем відносять до ультрадисперсних мінеральним добавок.

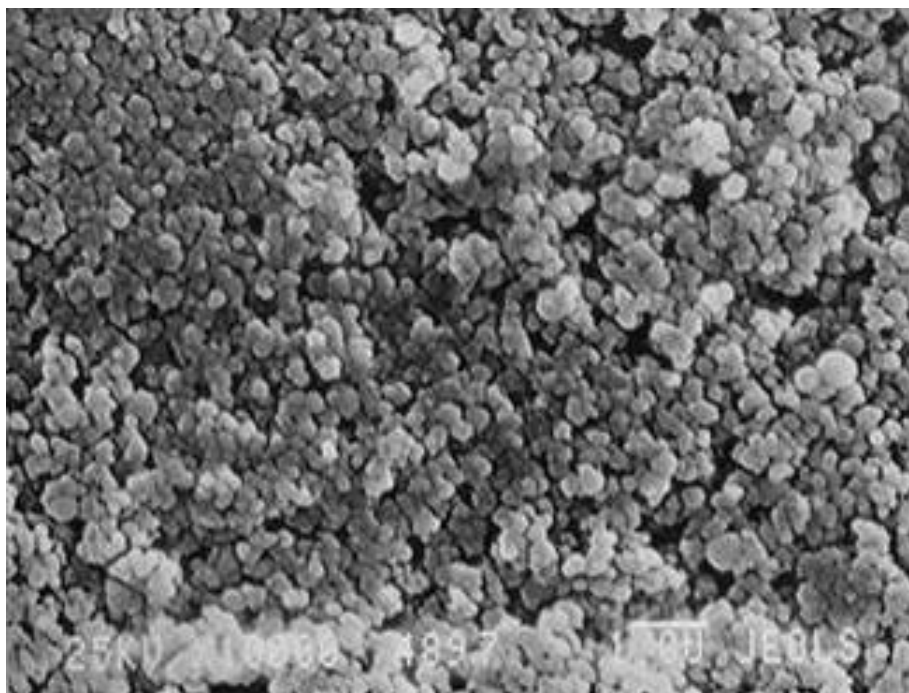
Величина мікрокремнезему складає 0,1 мікрона (0,0001 мм), що в 100 раз менше середнього розміру зерна цементу. Частинки мікрокремнезему мають рівний гладкою поверхнею і сферичній формою. Розподіляючись в загалом обсязі цементної дисперсії, частинки мікрокремнезему взаємодіють з більше великими частинками і утворюють

тривимірний просторовий каркас. Каркас складається з безлічі ланцюжків та агрегатів з численними коагуляційними контактами. «В результаті суттєво змінюються реологічні властивості: підвищуються структурна і пластична в'язкість, когезія і тиксотропні властивості сумішей, як слідство посилення міжчасткових взаємодій» [13].

Професора Ю.М. Баженов та Є.М. Чернишов у своїй роботі «Конструювання структур сучасних бетонів: визначальні принципи і технологічні платформи» наводять думка о тому, що «основна структурна роль мікронаповнювача як раз складається в ущільнення системи твердіє цементу» [38]. «На структурному рівні цементуючих речовин ультрадисперсні мінеральні добавки (частки, розмір яких на один-два порядку менше, чим цемент), наприклад мікрокремнезем, крім цією прямий функції виконують також фізико-хімічну структуроутворюючу функцію » [38].

Основним компонентом відходу для мікрокремнезему є діоксид кремнію (90) - 92 %) аморфної формі .

Мікроструктура частинок мікрокремнезему представлена на малюнку 1.7.



Малюнок 1.7 - Мікроструктура мікрокремнезему
(збільшено о 10 000 раз)

Мікрокремнезем у поєднанні з ефективними суперпластифікаторами, при оптимальному дозуванні сприяє зменшенню витрати цементу до 200 - 450 кг/м³, надає високу міцність бетону на стиск (до 80 МПа), що підвищує довговічність бетонів за рахунок зниження водонепроникності і збільшення антикорозійної стійкості.

Як і все пуцоланові матеріали, мікрокремнезем вступає в реакцію з гідроокисом кальцію Ca(OH)_2 , що утворюється при гідратації портландцементу в процесі гідратації в'язучих з'єднань. Завдяки високою чистоті і підвищеною дисперсності мікрокремнезему, він сприяє збільшенню ефективності і швидкості реакції, що залежить від змісту реактивного кремнезему. У роботі М.М. Путиловий «Дослідження і оптимізація складу дрібнозернистого бетону» було проведено дослідження впливу активною мінеральною добавкою мікрокремнезему і ефективного суперпластифікатора Sika Viskocrete 25 RU на міцнісні характеристики цементного каменю. При виготовлення бетонних зразків в якості великого заповнювача був використаний гранітний щебінь фракції 5-10 мм, в якості дрібного заповнювача - подрібнений пісок з граніту. У

якості в'язучого використовувався нормальнотвердіючий портландцемент ЦИМ І 42,5Н. Мікрокремнезем вводився в склад суміші в кількості 10, 20 і 30% від маси цементу. У склад кожною з сумішей даної партії також вводився суперпластифікатор Sika Viskocrete 25 RU в кількості 1% від маси цементу. Твердіння зразків бетону відбувалося при нормальних умовах в перебіг, а результати фіксували при 7, 14 та 28 діб.

Міцності зразків в 28-добовому віці складають: при змісті мікрокремнезему в кількості 10, 20 і 30% відповідно 54,5МПа, 56,5МПа і 59,0 МПа, що до 20% вище міцності контрольних зразків. Збільшення межі міцності при стиску у зразків з 30% змістом мікрокремнезему по порівнянні з міцністю зразків з 10%

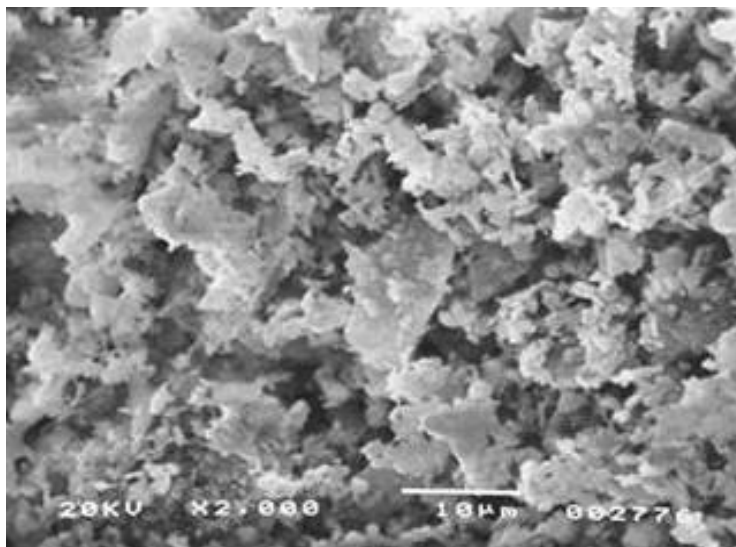
змістом МК становило 7,5%. Це збільшення міцності бетону при додаванні мікрокремнезему в бетонну суміш можна пояснити забезпеченням мікроармування цементного каменю і тим, що високодиспергований мікрокремнезем діє як хімічний компонент при освіті цементного каменю. Мікрокремнезем впливає на процес гідратації цементу, формування контактної зони між його зернами і цементним каменем, що в значною ступеня визначається наявністю CaCO_3 . «Мікрокремнезем по своїм властивостям є унікальним матеріалом, так як він має високою величиною поверхневий енергії, що зумовлює його хімічну активність» [18].

2) Високоактивний метакаолін:

У останні роки в якості мінеральної добавки при виготовлення бетону стали використовувати високоактивний метакаолін ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2$) - продукт зневоднення мінералу каолініту (скорочено МТК) .

Розмір частинок метакаоліну на порядок дрібніше частинок портландцементу. Тому при вступі в бетонну суміш метакаолін, взаємодіючи з гідроокисом кальцію з освітою низькоосновних гідросилікатів і гідроалюмінатів кальцію, ущільнює і зміцнює структуру бетону. Добавка високоактивного метакаоліну дозволяє зменшити кількість цементу при виробництві бетону.

Мікроструктура частинок високоактивного метаксаоліну представлена на малюнку 1.8.



Малюнок 1.8 - Мікроструктура частинок високоактивного метаксаоліну (збільшено в 2 000 раз)

У процесі раніше проведених експериментальних досліджень (К.В. Нікітіна «Удосконалення способів зменшення водопоглинання цементно-містких матеріалів») високоактивний метаксаолін в дрібнозернисту бетонну суміш додавався в кількості 5, 8, 10 і 15% від маси цементу. При цьому в якості в'язучого використовувався бездоатковий портландцемент ЦИМ І 42,5 Б, природні Волзький і Камський піски в як дрібний заповнювача, гіперпластифікатор Sika ViscoCrete 25 UA .

«Оптимальна ступінь заміни портландцементу високоактивним метаксаоліном в складі дрібнозернистого бетону, дорівнює 8%; завдяки цьому в бетоні забезпечується максимальна міцність при стиску» [20] (Таблиця 1.5).

Таблиця 1.5 - Значення міцності бетону з додаванням метаксаоліну в склад бетонної суміші

Кількість МТК, % від маси цемент	Межа міцності при стиску, МПа		
	7 діб	28 діб	у водонасиченому стані
0	36,1	46,2	42,0
5	39,3	57,1	52,5
8	43,4	58,2	54,1
10	38,2	52,4	47,1

15	42,5	56,4	45,2
----	------	------	------

«Таким чином, введення МТК в бетонну суміш повинно проводитися в суворо певних дозування, не перевищують 8% від маси цементу» [20]. Перевищення встановленою дозування МТК наводить до різкого зниження міцності бетонів.

У результаті реакції між метакаоліном і $\text{Ca}(\text{OH})_2$ відбувається формування і оптимізація структури порового простору. Досягнення високою міцності пов'язано з скороченням пористості за рахунок освіти і зростання первинних кристалічних гідросилікатних фаз, можливою перекристалізацією і освіти вторинних кристалів, заповненням ними простору на мікрорівні.

3) Зола виносення:

Зола-виносення представляє собою тонкодисперсний продукт високотемпературної обробки мінеральної частини вугілля. Зола-виносення утворюється при спалюванні мінеральної частини вугілля, який знаходиться в пилоподібному стані в топках котлів, і уловлюється пристроями з димових труб.

Зола виносення надає велике вплив на структуроутворення бетону, так як в складі бетонної суміші вона виконує роль активною мінеральної добавки, яка збільшує загальне кількість в'язучого, а також є мікронаповнювачем.

Відмінність золи-виносення від інших мінеральних наповнювачів в тому, що при вступі її в склад бетонної суміші вона, як правило, не погіршує, а покращує її зручноукладальність, що пояснюється кулястий формою частинок золи. Крім цього введення золи-виносення наводить до зниження водовідділення бетонної суміші.

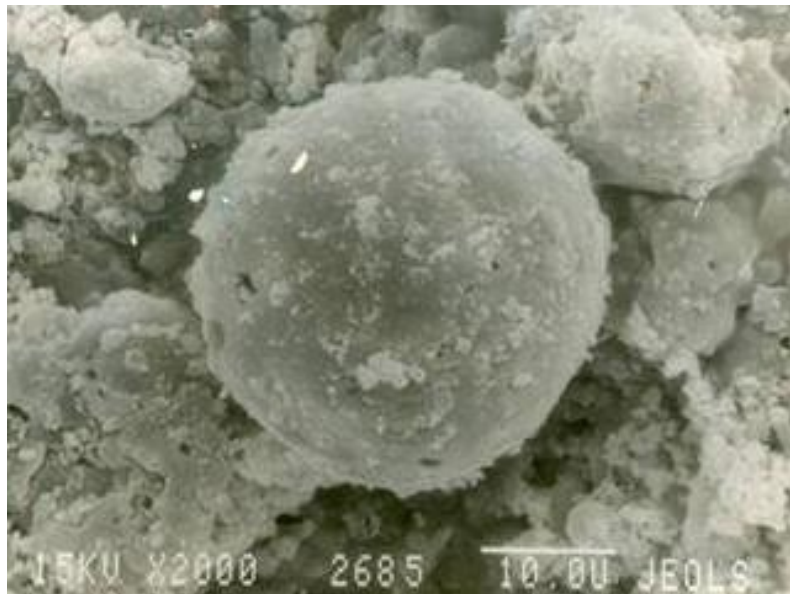
Суміші, в складі яких присутній зола-виносення, добре підходять для транспортування на далі відстань за рахунок своєю високою життєздатності.

Заміщення частини цементу золою наводить до зменшення усадкових деформацій бетону внаслідок зниження водопотреби бетонної суміші. усадки пояснюється також тим, що попел адсорбує з цементу розчинні луки з освітою стійких нерозчинних алюмосилікатів. Випробування бетону тривалою

навантаженням показали, що введення золи також знижує повзучість бетону. Вступ оптимального кількості золи - винесення (1,5%) дозволяє підвищити міцність цементного каменю на 10 - 15%.

Також стоїть відзначити, що додавання золи-винесення в бетонну суміш наводить до підвищення корозійної стійкості бетонів, а також підвищує їх водонепроникність.

Мікроструктура частинок золи-винесення представлена на малюнку 1.9.



Малюнок 1.9 - Мікроструктура частинок золи-винесення (збільшено в 2000

раз)

на практиці також зустрічаються випадки, коли в склад бетонної суміші додають відразу кілька мінеральних наповнювачів, тим самим комбінуючи їх. Так, до наприклад, попел-віднесення в поєднанні з мікрокремнеземом, дозволяє досягти зниження деформації усадки і повзучості в бетоні; а поєднання метакаоліну і золи від спалювання рисовий лушпиння (з використанням гіперпластифікаторів в складі суміші) приведе до підвищення межі міцності бетону при стиску до 70%, а також до підвищення модуля пружності бетону до 15% і зниження контракційної усадки до 30%.

1.2 Значення суперпластифікаторів у складі самоущільнюваних бетонних сумішей

Суперпластифікатори представляють собою поліелектроліти органічного походження, які функціонують, як дисперсна хімічна середа в гетерогенних системах. Їх ефективність оцінюється здатністю зберігати технологічні властивості бетонних сумішей в перебіг мінімум 30 хвилин (Часу, яке необхідно для формування виробів). Суперпластифікатори класифікують на чотири основних виду:

- 1) СНФ - продукти конденсації сульфованого нафталін з формальдегідом;
- 2) СМФ - меламінсульфокислоти з формальдегідом;
- 3) МЛСТ - модифіковані лігносульфонати технічні;
- 4) П - полімери, які включають в себе поліакрилати, полістирольні сульфонати, полікарбоксилатні ефіри (Гіперпластифікатори).

Основна функція суперпластифікаторів в складі суміші - це розрідження бетонної суміші до високорухливий і литий консистенції. Суперпластифікатори вводяться в склад суміші в кількості 0,3-0,6% від спільного обсягу (або 1% від маси в'язучого), для забезпечення необхідного кількості вологи (знижує витрата води) і підвищення фізико-механічних характеристик бетону.

Дія компонента можна по своєю природі порівняти з дією молекулярного клейового розчину. При додаванні компонента в склад бетонної суміші, цементні крихти розташовуються навколо піщаних частинок. І внаслідок цього процесу, виникнення порожнеч в цементі виявляється практично неможливим. Під дією суперпластифікатора розчин просочується водою набагато швидше і крім цього при вимішуванні бетонної суміші не з'являються повітряні бульбашки. Після приготування розчин виявляє свої властивості в перебіг приблизно близько трьох годин. При додаванні компонента в склад бетонної суміші необхідно пам'ятати о

його точної дозування. При цьому сили міжмолекулярного тяжіння зменшуються.

«Описаний вище процес дії суперпластифікатора, сприяє уповільнення процесу структуроутворення» [27], але забезпечує більше повне протікання процесів гідратації і освіта однорідний дрібнокристалічної структури. У результаті адсорбції, кількість води сольватних оболонок знижується, суміш розріджується і рухливість її різко зростає.

Дія суперпластифікатора має короткочасний характер. Після 1,5 годин після їх вступу в склад суміші спостерігається різке зниження рухливості. Тому суміш, в складі якої присутній добавка суперпластифікатор, рекомендують укладати в форму або конструкцію в проміжок часу, коли суперпластифікатор ще має своїми покращуючими властивостями.

«Застосування добавок-пластифікаторів дозволяє збільшувати марку рухливості бетонної суміші з П1 до П5 без збільшення водозмісту системи. При цьому кінцеві характеристики бетону не тільки не погіршуються, але відбувається їх покращення» [14]. То є при отриманні рівнорухомих сумішей за рахунок зниження значення В/Ц, в кінцевому результаті бетон набуває підвищену міцність, морозостійкість і водонепроникність.

Виготовлення бетону з допомогою додавання в склад суміші різних пластифікаторів дає можливість зменшити металомісткість арматури і знизити обсяг використовуваної води. У результаті готовий матеріал має меншим вагою і собівартістю. Зменшення обсягу споживаної води при виробництві дає можливість зменшити ймовірну усадку розчину при застигання.

Розглянемо основні плюси використання суперпластифікаторів:

- одним з головних переваг суперпластифікаторів є економічність, яка досягається, дякую зменшення кількох пунктів виробничих витрат;
- при додаванні суперпластифікатора в склад розчину, витрата цементу знижується приблизно на 25% по порівнянні з розчином без суперпластифікатор;

- завдяки суперпластифікаторам вдається знизити обсяг застосовуваної води;
- суперпластифікатори дають можливість використовувати більше легкий каркас армування;
- так як час приготування розчину суттєво знижується, відповідно збільшується та продуктивність;
- завдяки суперпластифікаторам збільшуються експлуатаційні характеристики готових виробів;
- використання суперпластифікаторів в складі бетонної суміші дозволяє підвищити міцність та довговічність бетону;
- бетони, виготовлені з додаванням суперпластифікатора, мають більше високим показником водонепроникності по порівнянні з бетоном без пластифікатора.

Висновки:

1. Проведено аналіз структури і властивостей самоущільнюється бетону. Самоущільнюється бетон має унікальними фізико-механічними властивостями, яких ні у важкого бетону: висока зручноукладальність, відсутність потреби в вібрування і підвищені показники по міцності.
2. Міцні характеристики самоущільнюється бетону безпосередньо залежать від його гранулометричного складу, і хімічних добавок, які представляють собою пару з мінерального наповнювача і суперпластифікатора.
3. Самоущільнюється бетон є інноваційним матеріалом, що дозволяє йому конкурувати з важкими бетонами. Але через відсутності розвинутою бази нормативних документів і складністю в організації робіт, самоущільнюється бетон ще не отримав широкого застосування.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 Правила виконання архітектурно будівельних робочих креслень
2. ДБН А.2.2-3-2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво
3. ДБН 360-92** Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень
4. ДБН.2.2-9-2009 Громадські будинки та споруди. Основні положення
5. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення
6. ДБН В.2.6-163 Сталеві конструкції. Друга редакція
7. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи
8. ДБН В.2.3-22:2009 Мости та труби. Основні вимоги проектування
9. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія
10. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель. Зміна №1
11. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва
12. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Правила визначення вартості будівництва
13. ДСТУ-Н Б Д.1.1-3:2013 Настанова щодо визначення загальновиробничих та адміністративних витрат та прибутку у вартості будівництва
14. ДСТУ-Н Б Д.1.1-5:2013 Настанова щодо визначення розміру коштів на титульні тимчасові будівлі та споруди і інші витрати у вартості будівництва
15. Кадол Л.В. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни „Управління ефективністю будівництва” для студентів спеціальності 7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” (ПЦБ) денної та заочної форм навчання містять загальні вимоги до виконання курсової роботи
16. ДБН Д.2.2-6-2016 - Е 6 Бетонні та залізобетонні конструкції монолітні
17. ДБН Д.2.2-7-2016 - Е 7 Бетонні та залізобетонні конструкції збірні
18. ДБН Д.2.2-8-2016 - Е 8 Конструкції з цегли та блоків
19. ДБН Д.2.2-11-2016 - Е 11 Підлоги
20. ДБН Д.2.2-12-2016 - Е 12 Покрівлі
21. ДБН Д.2.2-13-2016 - Е 13 Захист будівельних конструкцій та обладнання від корозії
22. ДБН Д.2.2-15-2016 - Е 15 Опоряджувальні роботи
23. ДБН Д.2.2-30-2016 - Е 30 Мости та труби
24. ДБН Д.2.2-45-2016 - Е 45 Роботи при реконструкції будівель і споруд
25. ДБН Д.2.2-47-2016 - Е 47 Озеленення. Захисні лісові насадження. Багаторічні плодові насадження
26. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. "Железобетонные конструкции. Общий курс." Учебник для вузов.-5-е изд., перераб. и доп.-М.: Стройиздат, 1991.-767 с.: ил.
27. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. Львів: Світ, 2002. - 312 с. Підручник, 2-ге видання
28. ДБН А.3.1-5-2016. «Організація будівельного виробництва », К.: - Мінрегіонбуд, 2016.
29. ДБН В.1.1-7-2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва », К.: - Мінрегіонбуд.

30. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», К.: - Мінрегіонбуд, 2012.
31. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин і механізмів (Редакційна колегія: А.В. Беркута, П.І. Губань, В.Г. Іванькіна) – К., 2001. – 248 с.
32. Дикман Л.Г. Организация и планирование строительного производства, М.: -Высшая школа, 1988 г.
33. ЕНиР. Сборник Е1. Внутривнутрипролочные транспортные работы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987. – 40 с.
34. ЕНиР. Сборник Е3. Каменные работы / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1987. – 64 с.
35. ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. Вып. 1. Здания и промышленные сооружения / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1987. – 64 с.
36. ЕНиР. Сборник Е5 Монтаж металлических конструкций. Выпуск 1 Здания и промышленные сооружения / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
37. ЕНиР. Сборник Е5 Монтаж металлических конструкций. Выпуск 3 Мосты и трубы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
38. ЕНиР. Сборник Е8 Отделочные покрытия строительных конструкций. Выпуск 1 Отделочные работы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
39. Посібник з розробки ПОБ і ПВР (до ДБН А.3.1.-5-96) К.; НДІБВ, 1997 р. Рогозін В.В. Методичні вказівки «Приклади розрахунків об'єктних будівельних генеральних планів при будівництві одноповерхових промислових будівель» в курсових і дипломних проектах з курсу «Організація і планування будівельного виробництва» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання – Кривий Ріг, КТУ, 2011
40. Рогозін В.В. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація і планування будівельного виробництва» з теми «Складання календарних планів будівництва одноповерхової промислової будівлі» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання – Кривий Ріг, КТУ, 2011
41. Соколов Г.К. Выбор кранов и технических средств для монтажа строительных конструкций. Учеб. пособие /Моск. гос. строит. ун-т. — М: МГСУ, 2002г. — 180с.
42. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции.: Учеб. Для студентов вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство». – М.: Высш. шк. 1987.-384 с.: ил.
43. Проектирование железобетонные конструкций: Справоч. пособие / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.: Под ред. А.Б. Голышева. – К.: Будівельник, 1985. – 496 с.

44. ДБН А.2.2-1-95 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд. основні положення проектування.

45. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом - Москва "СТРОЙИЗДАТ" 1987г.

46. Мещерин В., Храпко М.. Самоуплотняющийся бетон / СПб. 2009.

47. Троян В.В. Молекулярная архитектура суперпластификаторов как фактор, определяющий функциональность бетонов / М-лы 10-й Межд. научно-практ. конф. «Дни современного бетона». – Запорожье: «Планета», 2008. – с.162-179.

48. Й. Штарк, Б.Вихт. Долговечность бетона. / Пер. с нем. – А. Тулаганова. Под ред.. П. Кривенко. Киев., «Оранта», 2004, 293 с.

49. Демчина Б.Г., Світий Р.М., Чень Р.І., Дослідження роботи нерозрізних пінобетонних армованих балок неавтоклавного твердіння // VII Міжнар. Симпозіум “Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій”. – К., 2007. –С.425-430.

50. Липовский В. М. Сборный железобетон: Справочник. Л.: Стройиздат, 1990. 144 с.

51. Горохов Е. В., Югов А. М., Веретенников В. И. Учёт явления систематической неоднородности свойств тяжелого бетона по объему элементов при выборе безопасных конструктивных систем зданий // Безопасность эксплуатируемых зданий и сооружений. М.: 2011. С. 146-167.

52. Лещинский А. М. Систематическая неоднородность прочности тяжелого бетона в сборных железобетонных изделиях, формуемых на виброплощадках: дис. канд. техн. наук. Киев: 1981. 202 с.

53. Öztürk T., Kloggel O., Grübl P. Propagation of ultrasound in concrete – Spatial distribution and development of the Young’s modulus // BB 85-CD Intern. sympos. Non-Destructive Testing in Civil Engineering. Berlin: 2003. URL: <http://www.ndt.net/article/ndtce03/papers/v065/v065.htm>

54. Soshiroda T. Effects of bleeding and segregation on the internal structure of hardened concrete // RILEM Proceedins 10.. Cambridge: University Press, 1990. Pp. 253-260.

55. Залесов А. С., Кодыш Э. Н., Лемыш Л. Л., Никитин И. К. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. М.: Стройиздат, 1988. 320 с.

56. Yuasa N., Kasai Y., Matsui I. Inhomogeneous Distribution of Compressive Strength from Surface Layer to Interior of Concrete in Structures // Special Publication. 2002. Vol. 192. Pp. 269-282.

57. Arioglu N., Girgin C. Discussion on paper // Magazine of Concrete Research. 1999. Vol. 51. No. 3. Pp. 217-225.
58. Карпепко Н. И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.
59. Шамбан И. Б. Управление однородностью прочности бетона путем выбора рациональных технологических решений: дис. канд. техн. наук. Ровно: 1983. 197 с.
60. Афанасьев А. А. Интенсификация работ при возведении зданий и сооружений из монолитного железобетона. М.: Стройиздат, 1990. 384 с.
61. Красновский Б. М. Инженерно-физические основы методов зимнего бетонирования. М.: Изд-во ГАСИС, 2004. 470 с.
62. Руководство по прогреву бетона в монолитных конструкциях / РААСН, НИИЖБ. М.: 2005. 275 с.
63. ГОСТ Р 53231-2008. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности.
64. Хаютин Ю. Г. Монолитный бетон: Технология производства работ. М.: Стройиздат, 1991. 576 с.
65. Улыбин А. В. О выборе методов контроля прочности бетона построенных сооружений // Инженерно- строительный журнал. 2011. №4(22). С. 10-15. 24. ГОСТ
66. Мадатян С.А. Новые технологии и материалы для арматурных работ в монолитном железобетоне // Технологии бетонов. – No 3,2006. С. 52-54.
67. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А.. Вычислительный комплекс SCAD. М.: Издательство АСВ, 2007. – 592с.
68. Й. Штарк, Б.Вихт. Долговечность бетона. / Пер. с нем. – А. Тулаганова. Под ред.. П. Кривенко. Киев., «Оранта», 2004, 293 с.
69. Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шисль П. / Долговечность железобетона в агрессивных средах: Совм. изд. СССР - ЧССР - ФРГ - М.: Стройиздат, 1990. - 320 с.
70. Пухонто, Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений : монография / Л.М. Пухонто. – М. : АСВ, 2004. – 425 с.