

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
Навчально-науковий інститут архітектури, будівництва та землеустрою
Кафедра будівництва та цивільної інженерії

Пояснювальна записка

до дипломного проекту
бакалавра

на тему: **Багатоповерховий житловий будинок поліпшеного планування
в мікрорайоні Лазурний**

Виконав: студент 4 курсу, групи 401-БП
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Щур-Дунець Олекса Ігорович
Керівник: д.т.н., проф. Семко О.В.
Зав. кафедри: д.т.н., проф. Семко О.В.

Полтава – 2024 року

ЗМІСТ

| | |
|---|----|
| Вступ..... | 6 |
| Розділ I. Архітектурно-будівельний розділ | 9 |
| 1.1. Адміністративно-географічне положення..... | 10 |
| 1.2. Загальна характеристика будівництва і об'єкту..... | 10 |
| 1.3. Об'ємно-планувальне рішення будівлі..... | 12 |
| 1.4. Конструктивне рішення будівлі..... | 13 |
| Розділ II. Розрахунково-конструктивна частина | 15 |
| 2.1. Статичний розрахунок плити перекриття..... | 16 |
| 2.2. Конструктивний розрахунок плит перекриття..... | 17 |
| 2.2.1. Визначення площі поздовжньої робочої попередньо напруженої арматури..... | 17 |
| 2.2.2. Розрахунок плити у похилому перерізі на дію попередньої сили..... | 20 |
| 2.2.3. Примітки на кресленнях попередньо напруженої плити | 22 |
| 2.3. Основи і фундаменти..... | 22 |
| 2.3.1. Оцінка інженерно-геологічних умов ділянки будівництва..... | 22 |
| 2.3.2. Збір навантажень..... | 25 |
| 2.3.3. Призначення 3-ох конкурентоспроможних варіантів фундаментів..... | 26 |
| 2.3.4. Розрахунок фундаментів на природній основі..... | 26 |
| 2.3.5. Розрахунок фундаменту на забивних призматичних палях..... | 32 |
| 2.3.6. Розрахунок буронабивного фундаменту..... | 35 |
| 2.3.7. Порівняння варіантів фундаментів..... | 38 |
| 2.3.8. Розрахунок фундаменту на природній основі (переріз I-I)..... | 38 |
| 2.3.9. Визначення відносного осідання фундаменту..... | 40 |
| 2.3.10. Технологія влаштування фундаментів на природній основі..... | 41 |
| 2.4. Теплотехнічний розрахунок..... | 46 |
| Розділ III. Технологія будівництва..... | 49 |
| 3.1. Структура комплексного процесу й обсяг робіт..... | 50 |
| 3.2. Вибір організаційно-технологічної схеми цегляної кладки стін багатоповерхового будинку..... | 52 |
| 3.3. Вибір вантажопідйомних машин..... | 52 |
| 3.4. Визначення складу бригади мулярів та організації їх праці..... | 59 |
| 3.5. Технологічна карта..... | 60 |
| 3.5.1. Область застосування..... | 60 |
| 3.5.2. Організація і технологія виконання робіт..... | 61 |
| 3.5.3. Вимоги до якості виконання робіт..... | 63 |

| | | | | | | | |
|------------------|-------------|------------------------|---------------|-------------|---|-------------|----------------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | | |
| <i>Змн.</i> | <i>Арк.</i> | <i>№ докум.</i> | <i>Підпис</i> | <i>Дата</i> | | | |
| <i>Розроб.</i> | | <i>Щур-Донець О.І.</i> | | | <i>Стадія</i> | <i>Арк.</i> | <i>Акрушів</i> |
| <i>Перевір.</i> | | <i>Семко О.В.</i> | | | 4 | 77 | |
| <i>Н. Контр.</i> | | <i>Семко О.В.</i> | | | НУПП ім. Юрія Кондратюка Кафедра БтаЦі | | |
| <i>Затверд.</i> | | <i>Семко О.В.</i> | | | | | |

| | |
|--|----|
| 3.5.4. Матеріально-технічні ресурси..... | 64 |
| 3.5.5. Техніка безпеки..... | 67 |
| Висновки..... | 69 |
| Список використаної літератури..... | 70 |
| Додатки..... | 73 |

| | | | | | | | | |
|-------------|-------------|-----------------|---------------|-------------|---|---|------|---------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | | | |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | |
| Розроб. | | Щур-Дунець О.І. | | | Багатоповерховий житловий будинок поліпшеного планування в мікрорайоні Лазурний | Стадія | Арк. | Акрушів |
| Перевір. | | Семко О.В. | | | | | 5 | 77 |
| Н. Контр. | | Семко О.В. | | | | НУПП ім. Юрія Кондратюка Кафедра БтаЦі | | |
| Затверд. | | Семко О.В. | | | | | | |

Вступ

Згідно завданню на проектування, було розроблено проект на дев'ятиповерховий житловий будинок в місті Полтава. Будинок розташований у мікрорайоні Лазурний.

Основним призначенням архітектури завжди було створення необхідного для існування людини життєвого середовища, характер і комфортабельність якого визначалися рівнем розвитку суспільства, його культурою, досягненнями науки і техніки. Це життєве середовище, зване архітектурою, втілюється в будівлях, які мають внутрішній простір, комплексах будівель і споруд, організують зовнішній простір – вулиці, площі і міста.

У житловому районі міста Полтава в зв'язку з розширенням кварталу виникла потреба у збільшенні кількості житла, покращенні умов проживання. Саме тому зводиться дев'ятиповерховий будинок з квартирами поліпшеного планування. Ділянка, на якій зводитиметься будинок, знаходиться в хороших умовах з точки зору умов проживання. Поряд знаходяться: школа, дитячий садок, зупинки громадського транспорту.

Окрім раціонального планування приміщень, відповідним тим або іншим функціональним процесам зручність всіх будівель забезпечується правильним розподілом сходів, ліфтів, розміщенням устаткування і інженерних пристроїв (санітарні прилади, опалювання, вентиляція). Таким чином, форма будівлі багато в чому визначається функціональною закономірністю, але в той же час вона будується за законами краси.

Скорочення витрат в архітектурі і будівництві здійснюється раціональними об'ємно-планувальними рішеннями будівель, правильним вибором будівельних і оздоблювальних матеріалів, полегшенням конструкції, удосконаленням методів будівництва. Головним економічним резервом в містобудуванні є підвищення ефективності використання землі.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 6 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

будинками середньої поверховості.

Серед основних тенденцій у будівництві міського житла в Україні можна виділити наступні:

- будівництво житлових комплексів, суміщених з офісною, торговельною або розважальною складовою;
- супермаркетів, аптек, відділень банку (у всіх типах житлових комплексів);
- наявність паркінгу, як для мешканців будинку, так і гостьового;
- квартири з поліпшеним плануванням (можливі не при будь-яких видах будівництва).

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 8 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

Розділ І. Архітектурно-будівельний розділ

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 9 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

1.1 Адміністративно-географічне положення

Ділянка, відведена для будівництва дев'ятиповерхового житлового будинку розташована в місті Полтава у мікрорайоні Лазурний.

Полтава є адміністративним центром області та району. Місто розташоване у східній частині Полтавщини на обох берегах річки Ворскли та є одним з найбільших промислових і культурних центрів Лівобережного Придніпров'я. Полтава лежить в межах великої Східноєвропейської рівнини, на рівнинному Полтавському плато і його крутому прирічковому схилі.

Полтава належить до міст з густотою населення понад 3000 чол/км². Станом на 01.01.2022 р. у Полтаві проживає 279,593 тис. осіб.

1.2 Загальна характеристика району будівництва і об'єкту

Клас будівлі СС2;

Клас будівлі за призначенням — житлова;

Клас будівлі за поверховістю — багатоповерхова;

Клас будівлі за довговічністю — II;

Клас будівлі за вогнестійкістю — III;

Кліматичний район території — I.

Місто Полтава відноситься до I кліматичної зони. Середня температура холодної доби становить – 0,8°C; найбільш холодної п'ятиденки становить – 25°C . Глибина промерзання ґрунту – 0,9 м.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 10 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

Напрямок переважаючих вітрів:

- Літом – Західний

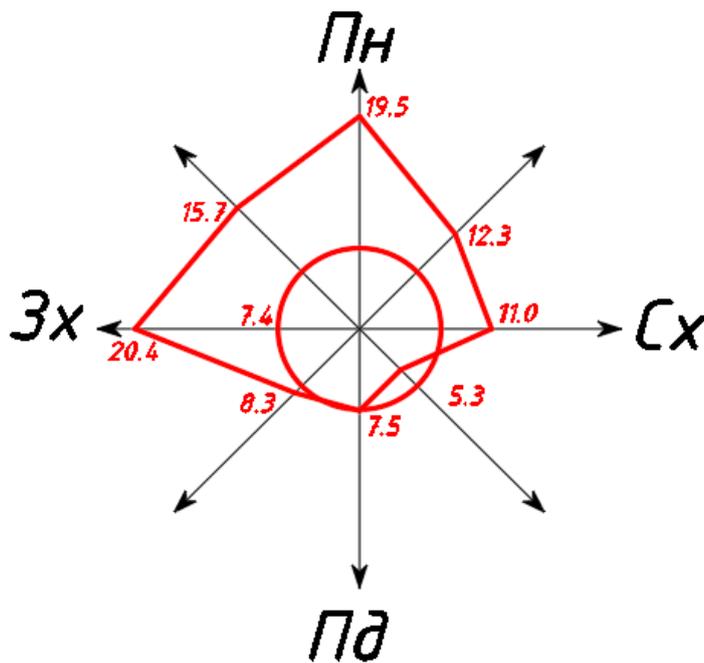


Рис. 1.1 Роза вітрів у липні

- Зимом – Західний

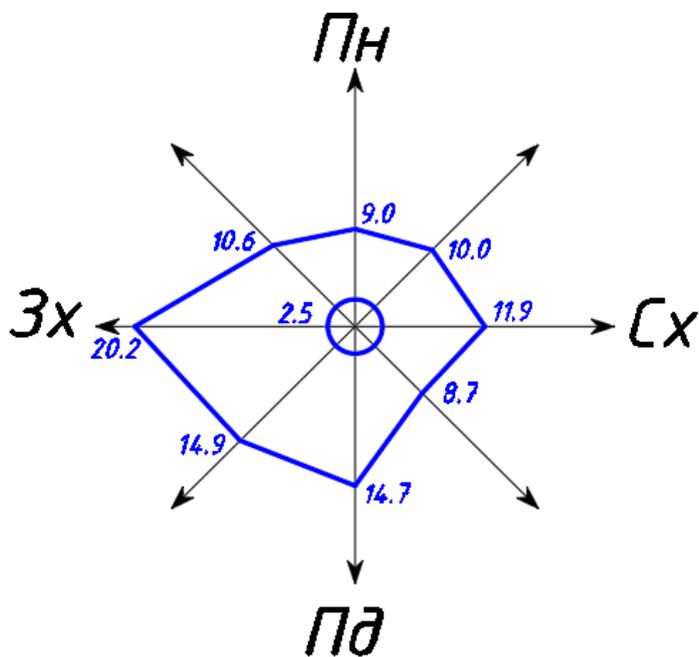


Рис. 1.2 Роза вітрів у січні

| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата |
|------|------|----------|--------|------|
| | | | | |

401-БП.20033.ПЗ

Арк.

11

Всі квартири мають балкон, окрім одноквартирних. У всіх квартирах передбачені роздільні та сумісні санвузли. У квартирах спальні кімнати розташовані в глибині квартир подалі від сходово-ліфтової клітини.

Під всім будинком розташований підвал висотою від підлоги до стелі 2,4 м. Позначка підлоги підвалу -2,700. В будинку передбачений ліфт вантажопідйомністю 320 кг та вантажний ліфт вантажопідйомністю 500 кг.

Над усім будинком запроектоване горище. Над сходово-ліфтовим вузлом розташована надбудова машинного відділення. Вхід до машинного відділення по металевій драбині. З надбудови машинного відділення передбачено вихід на покрівлю.

Водозбіг з покрівлі організований, внутрішній через дві водоприймальні воронки. Вентиляція кухні та санвузлів вирішена у внутрішніх несучих стінах.

Площа віконних прорізів прийнята з умов забезпечення природного освітлення кімнат. Співвідношення між площею вікна та площею кімнати, що воно освітлює прийняте від 1:5,5 до 1:8.

1.4 Конструктивне рішення будівлі

Конструктивна система являє собою взаємозалежну сукупність вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій будинку, що спільно забезпечують його міцність, твердість і стійкість. Горизонтальні конструкції – перекриття і покриття будинків сприймають вертикальні і горизонтальні навантаження, що приходяться на них, і передають їх поперечно на вертикальні несучі конструкції. Останні у свою чергу передають ці навантаження і впливи на фундаменти і основу.

Конструктивна схема – варіант конструктивної системи по ознакам складу і розміщення в просторі основних несучих конструкцій – поздовжньому, поперечному і інші.

Прийнята конструктивна схема – стінова (безкаркасна).

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 13 |

Будівельна система – комплексна характеристика конструктивного рішення будівлі за матеріалом та технологією зведення її несучих конструкцій.

Житлова будівля із стінами ручної кладки з цегли традиційна, вирізняється високою довговічністю, теплостійкістю та експлуатаційною надійністю.

Планувальна схема – коридорна.

Фундаменти – з залізобетонних плит, фундаментні плити під зовнішні та внутрішні стіни шириною 0,8 та 1,4 м. Плити довжиною 2,4 м, 1,2 м. Товщина плит 300 мм. Збірний стрічковий фундамент із фундаментних блоків розмірами: 900×500×600 мм, 1200×500×600 мм та 2400×500×600 мм.

Перекрыття зроблено з багатопустотних плит товщиною 220 мм, позначення ПК, на плитах написані розміри, перші два розміри в “дц” і товщина в “см”. У перекрытті також є монолітні ділянки, позначені МД-(1-4).

Покриття зроблено з ребристих плит, товщиною 300 мм, позначення ПР.

Також зроблено анкерування, для надійності та стійкості конструкції. Анкерування полягає в тому щоб закріпити плити до опорної конструкції (стіл) за допомогою анкерів.

Гідроізоляція - вертикальна – обмазка гарячим бітумом за два рази; горизонтальна – цементно-піщаний розчин товщиною 50 мм.

Відмостка – з асфальту шириною 1 м.

Зовнішні стіни – з цегли товщиною 380 мм.

Перегородки товщиною 120 мм, а також є внутрішні стіни товщиною 640 мм, в які встановлено вентиляційні шахти

Перекрыття – зроблено з багатопустотних плит товщиною 220 мм.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 14 |

Розділ II. Розрахунково-конструктивна
частина

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 15 |

РОЗДІЛ 2. ПЛИТА ПЕРЕКРИТТЯ

2.1 Статичний розрахунок плити перекриття

Розрахункова схема плити – балка, що шарнірно спирається на дві опори опорах і завантажена рівномірно розподіленим вздовж прольоту навантаженням (рис 2.1).

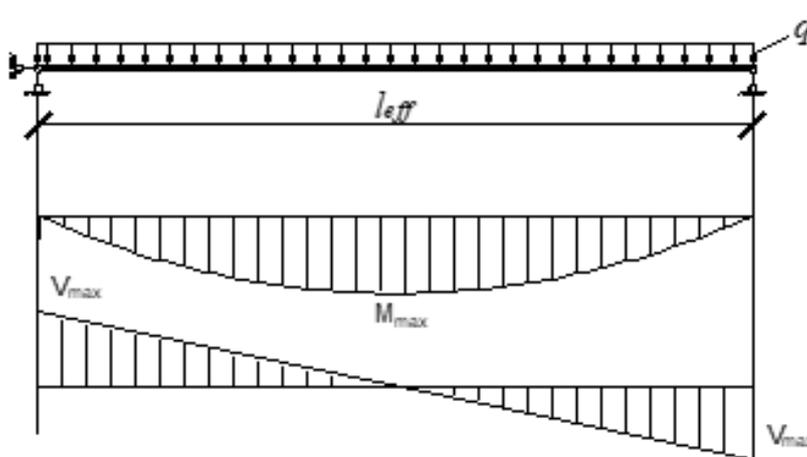


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема плити та епюри згинальних моментів і поперечних сил

Визначаємо рівномірно розподілене навантаження на плиту:

$$q_m^{slab} = q_m \times b_{slab} = 15,0063 \times 1,5 = 22,5095 \text{ кН/м.}$$

Ширина спирання багатопустотної плити складає 200 мм, то розрахунковий проліт плити визначаємо так:

$$l_{eff} = 7200 - 2 \times 200 = 6800 \text{ мм.}$$

Максимальне розрахункове значення зусиль у плиті від зовнішнього навантаження:

$$M_{Ed}^{slab} = \frac{q_m^{slab} * l_{eff}^2}{8} = \frac{22,5095 * 6,8^2}{8} = 130,105 \text{ кНм.}$$

$$V_{Ed}^{slab} = \frac{q_m^{slab} * L_{eff}}{2} = \frac{22,5095 * 6,8}{2} = 76,532 \text{ кН.}$$

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 16 |

2.2 Конструктивний розрахунок плити перекриття

2.2.1 Визначення площі поздовжньої робочої попередньо напруженої арматури

Визначення міцнісних і деформативних характеристик бетону класу С35/45 (Додаток А.1):

$$f_{cd} = 25 * 0,9 = 22,5 \text{ МПа}; \gamma_{c2} = 9,9;$$

$$f_{ck} = 32 \text{ МПа};$$

$$f_{ctk,0.05} = 2,2 \text{ МПа};$$

$$\gamma_{ct} = 1,5;$$

$$E_{cd} = 30,5 \text{ ГПа} = 30,5 * 10^3 \text{ МПа};$$

$$E_{cm} = 37,5 \text{ ГПа} = 37,5 * 10^3 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_{ct}} = \frac{2,2}{1,5} = 1,467 \text{ МПа};$$

$$\varepsilon_{c1,cd} = 1.80\text{‰} = 180 \times 10^{-5}.$$

Попередньо напружувана арматура класу Вр1200 (табл. А.2):

$$f_{pk} = 1260 \text{ МПа};$$

$$f_{p0.1k} = 1145 \text{ МПа};$$

$$\gamma_s = 1,25;$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ МПа}.$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = \frac{1145}{1,25} = 916 \text{ МПа};$$

Характерні розміри поперечного перерізу плити наведені на рисунку 2.2.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 17 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

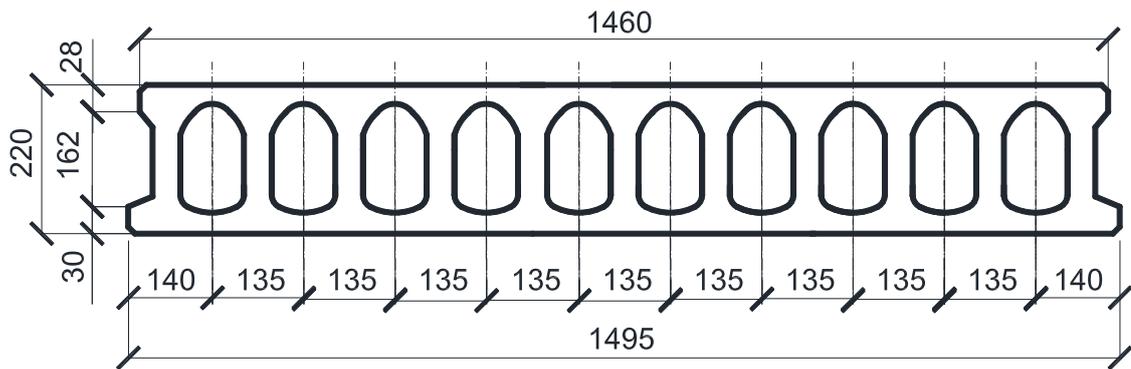


Рисунок 2.2 – Поперечний переріз плити

Приводимо фактичний поперечний переріз багатопорожнистої плити до еквівалентного двотаврового, при цьому замінюємо площу овальних порожнин прямокутниками тієї ж площі та моменту інерції.

Розміри прямокутника:

$$h_1 = 0,95 \times h_{ov} = 0,95 \times 162 = 153,9 \approx 154 \text{ мм};$$

$$b_1 = 0,95b_{ov} = 0,95 \times 94 = 89,3 \approx 89 \text{ мм}.$$

Визначаємо приведену ширину ребра перерізу:

$$b_w = b'_{eff} - 10 \times b_1 = 1460 - 10 \times 89 = 570 \text{ мм}.$$

Визначаємо висоту полиць (Рис. 2.3):

$$h_{eff} = 34 \text{ мм},$$

$$h'_{eff} = 32 \text{ мм}.$$

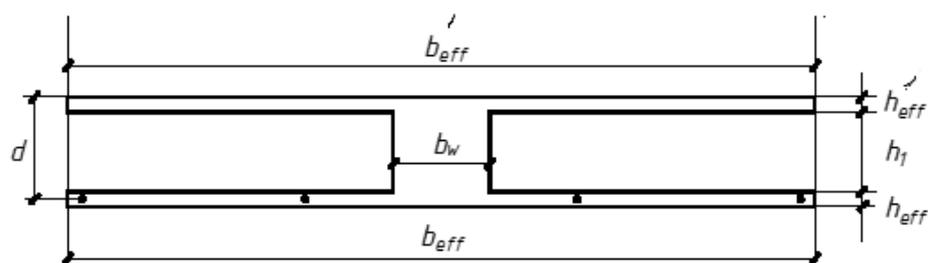


Рисунок 2.3 – Розрахунковий переріз плити

Для прийнятого класу бетону підраховуємо коефіцієнт пружно-пластичних властивостей K :

$$K = \frac{1,05 \times E_{cd} \times \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \times 30,5 \times 1,8}{22,5} = 2,562;$$

| | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|-----------------|------|
| | | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | | 18 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | |

Згідно з таблицею А.3 визначаємо параметри:

$$\chi = 0,52948; \omega = 0,77025; \eta_u = 1,3129.$$

Підраховуємо робочу висоту перерізу:

$$d = h - c_{nom} - \frac{d_s}{2} = 190 \text{ мм.}$$

Далі підраховуємо згинальний момент, котрий може сприйняти повністю стиснута полиця:

$$M'_{eff} = f_{cd} b'_{eff} h'_{eff} \omega (d - \chi h'_{eff} \omega) = 22,5 \times 1460 \times 32 \times 0,77025 (190 - 0,52948 \times 32 \times 0,77025) = 143,274 \text{ кНм,}$$

і перевіряємо умову:

$$M'_{eff} = 143,274 \text{ кНм} > M_{Ed}^{slab} = 130,105 \text{ кНм.}$$

Нейтральна лінія проходить у полиці, отже переріз розраховується як прямокутний із шириною 1460 мм (ширина верхньої полиці).

Відносний згинальний момент:

$$a_m = \frac{M_{Ed}^{slab}}{f_{cd} b'_{eff} d^2} = \frac{130,105 \times 10^6}{22,5 \times 1460 \times 190^2} = 0,1097.$$

Граничне значення відносного згинального моменту для заданого класу бетону й арматури дорівнює:

$$\bar{\alpha}_R = \bar{\xi}_R \omega (1 - \chi \bar{\xi}_R \omega),$$

де граничне значення відносної висоти стиснутої зони

$$\bar{\xi}_R = \frac{1}{1 + f_{pd} / (\varepsilon_{c1,cd} \eta_u E_p)} = \frac{1}{1 + 916 / (1,8 \times 10^{-3} \times 1,3129 \times 1,9 \times 10^5)} = 0,329;$$

$$\alpha_R = 0,329 \times 0,77025 (1 - 0,52948 \times 0,329 \times 0,77025) = 0,2194$$

Оскільки $\alpha_R = 0,2194 \geq \alpha_m = 0,1097$, то розраховуємо елемент із одиничним армуванням (арматура в стиснутій зоні не потрібна).

Згідно з таблицею А.4 визначаємо $\bar{\zeta} = 0,937$.

Підраховуємо площу попередньо напруженої поздовжньої арматури:

$$A_p = \frac{M_{Ed}^{slab}}{f_{pd} \bar{\zeta} d} = \frac{130,105 \times 10^6}{916 \times 0,937 \times 190} = 797,8207 \text{ мм}^2$$

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | 19 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | | |

401-БП.20033.ПЗ

За сортаментом арматури (табл. А.5) підбираємо 16Ø8Вр1200,
 $A_{s, fact} = 16 \times 50,3 = 804,8 \text{ мм}^2$.

2.2.2 Розрахунок плити у похилому перерізі на дію поперечної сили

З'ясовуємо необхідність встановлення поперечної арматури за розрахунком. Максимальне значення поперечної сили на опорі $V_{Ed}^{slab} = 76,532 \text{ кН}$.

Розрахункове значення поперечної сили, котре балка може сприйняти у похилому перерізі за відсутності поперечної арматури:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

де $C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$,

$\gamma_c = 1,3$ – коефіцієнт надійності для бетону при стискові;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02$ коефіцієнт поздовжнього армування;

A_{s1} – площа розтягнутої арматури, котра анкерується на відстані $\geq (l_{bd} + d)$ за переріз, який розглядається;

b_w – найменша ширина перерізу в розтягнутій зоні елемента;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138;$$

$$f_{ck} = 32 \text{ МПа},$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{190}} = 2,025 \approx 2,$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w d} = \frac{804,8}{570 \times 190} = 0,00743,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c},$$

N_{Ed} – поздовжня сила в перерізі викликана зусиллям попереднього

| | | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|--|--|--|--|-----------------|------|
| | | | | | | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | | | | | | 20 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | | | | |

напруження,

$A_c = b'_{eff}h'_{eff} + b_{eff}h_{eff} + b_w(h - h'_{eff} - h_{eff})$ – площа перерізу бетону;

$$A_c = 1460 \times 32 + 1495 \times 34 + 570 \times (220 - 32 - 34) = 49720 + 50830 + 87780 = 185330 \text{ мм}^2$$

Для розрахунку N_{Ed} необхідно визначити зусилля попереднього напруження в стадії експлуатації. У спрощеному варіанті

$$N_{Ed} = P = \sigma_p A_p,$$

$$\sigma_p = 0,7\sigma_{p,max},$$

максимальні напруження $\sigma_{p,max}$ приймаються як менше із двох величин: $0,8 f_{pk}$ і $f_{p0,1k}$, де перше характеристичне значення опору арматури розтягу, а друге характеристичне значення умовної межі текучості арматури $0,8 f_{pk} = 0,8 \times 1260 = 1008 \text{ МПа}$ та $f_{p0,1k} = 1145 \text{ МПа}$, отже приймаємо

$$\sigma_{p,max} = 1008 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_p = 0,7 \times 1008 = 705,6 \text{ МПа,}$$

$$P = 705,6 \times 1106,6 = 780816,96 \text{ N,}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{780816,96}{185330} = 4,21, k_1 = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,138 \times 2(100 \times 0,00743 \times 32)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 4,21 \right] \times 570 \times 190 = \\ = [0,946 + 0,63] \times 570 \times 190 = 154342,358 \text{ H} = 154,34 \text{ кН}$$

але не може бути менше:

$$V_{Rd,c} \geq V_{Rd,cmin} = (V_{min} + k_1\sigma_{cp})b_w d;$$

$$V_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0,035 * 2^{3/2} * 32^{1/2} = 0,56;$$

$$V_{Rd,cmin} = (0,56 + 0,15 * 4,21) * 570 * 190 = 129039,45 \text{ H} = 129,039 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,c} = 154,34 \text{ кН} > V_{Ed}^{slab} = 129,039 \text{ кН}$$

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 21 |

Умова виконується, отже поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

2.2.3 Примітки на кресленнях попередньо напруженої плити

1. Метод натягування арматури – механічний на упори.

2. Передаточна міцність бетону $f_{cp} = 22,5 \text{ МПа}$.

$0,7C=0,7 \times 45 = 31,5 \text{ МПа}$.

Передаточна міцність бетону (міцність на момент відпуску арматури і передачі напруження на бетон) f_{cp} , як правило, складає 50% від класу бетону і приймається не менше 11–15 МПа.

3. Контрольоване напруження $\sigma_{con} = \sigma_{p,max} - \sigma_4 = 1008 - 4 = 1004 \text{ МПа}$

тут σ_4 – втрати в анкерах, які мають місце при заклинюванні у каналах анкерних пристроїв, протягом здійснення анкерування, після натягування та внаслідок деформації самих анкерів визначаються за наступною формулою

$$\sigma_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p ,$$

тут Δ обтиснення анкерів або зміщення стрижня в затискачах анкерів, за відсутності більш точних даних допускається приймати $\Delta = 2$,

$\sigma_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p = \frac{2}{100000} \times 1,9 \times 10^5 = 3,8 \text{ МПа}$ (умовно приймаємо довжину стенду $l = 100 \text{ м}$).

Контрольоване зусилля $P_{con} = \sigma_{con} A_p = 1004 \times 1106,6 = 1010626,4 \text{ Н} = 1010,63 \text{ кН}$.

2.3 Основи і фундаменти

2.3.1 Оцінка інженерно – геологічних умов ділянки будівництва

Для правильного й економічного проектування, вибору варіантів основ і фундаментів, а також вибору глибини закладання фундаментів, за

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|--|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | | 22 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 401-БП.20033.ПЗ | | | | | |

результатами інженерно – геологічних вишукувань роблять оцінку інженерно – геологічних умов.

ІГЕ – 1: ґрунтово рослинний шар. В якості природної основи

використовувати не можна.

ІГЕ – 2:

Визначаємо щільність сухого ґрунту:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1,84}{1 + 0,15} = 1,6 \text{ Г/см}^3$$

Визначаємо щільність ґрунту у виваженому стані:

$$\rho_{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} = \frac{2,65 - 1}{1 + 0,66} \approx 1 \text{ Г/см}^3$$

Визначаємо коефіцієнт пористості ґрунту:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} * (1 + w) - 1 = \frac{2,65}{1,84} * (1 + 0,15) - 1 = 0,66$$

Визначаємо коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s - w}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,65 \cdot 0,15}{1 \cdot 0,66} = 0,6$$

Для $S_r = 0,6$ – середнього степені водонасичення.

Повна назва ґрунту: пісок пилюватий середнього ступеня водонасичення.

Висновок: Ґрунт можна використовувати в якості природної основи фундаментів.

ІГЕ – 3:

Визначаємо число пластичності:

$$I_p = W_L - W_P = 0,32 - 0,22 = 0,1 \Rightarrow I_p = 10\%$$

При $I_p = 10\%$ - суглинок м'який піщаний.

Визначаємо показник текучості глиняного ґрунту:

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 23 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,28 - 0,22}{0,1} = 0,6$$

Для $I_L = 0,6$ - суглинок м'якопластичний.

Визначаємо щільність сухого ґрунту:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1,92}{1 + 0,28} = 1,5 \text{ г/см}^3$$

Визначаємо щільність ґрунту у виваженому стані:

$$\rho_{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} = \frac{2,71 - 1}{1 + 0,81} = 0,94 \text{ г/см}^3$$

Визначаємо коефіцієнт пористості ґрунту:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} * (1 + w) - 1 = \frac{2,71}{1,92} * (1 + 0,28) - 1 = 0,81$$

Визначаємо коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot w}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,71 \cdot 0,28}{1 \cdot 0,81} = 0,94$$

Для $S_r = 0,94$ – насичені водою.

Попередня оцінка глинястого ґрунту за просадочністю:

$$e_L = \frac{\rho_s}{\rho_w} * W_L = \frac{2,71}{1} \cdot 0,32 = 0,87$$

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,87 - 0,806}{1 + 0,806} = 0,035$$

Ґрунт може бути просадочний при:

$$I_{ss} < [I_{ss}] = 0,1$$

Ґрунт непросадочний, органічних речовин не містить. Відомостей про засолення немає. До мулів і ґрунтів, що здатні набрякати не належить.

Повна назва ґрунту: суглинок м'якопластичний.

Висновок: ґрунт можна використовувати в якості природньої основи фундаментів.

ІГЕ – 4:

Визначаємо коефіцієнт пористості ґрунту:

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|--|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | | 24 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 401-БП.20033.ПЗ | | | | | |

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} * (1 + w) - 1 = \frac{2,64}{1,88} * (1 + 0,17) - 1 = 0,64$$

Визначасмо щільність сухого ґрунту:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1,88}{1 + 0,17} = 1,61 \text{ Т/м}^3$$

Визначасмо коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot w}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,64 \cdot 0,17}{1 \cdot 0,64} = 0,7$$

Для $S_r = 0,7$ – середнього степені водонасичення.

Повна назва ґрунту: пісок дрібний, середнього степені водонасичення.

2.3.2 Збір навантажень

Для визначення навантажень на рівні підшви фундаментів використовуємо ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи, а також дані ваги конструкцій будівлі. Для цього спершу у виділених перерізах визначаємо вантажні площі. Всі розрахунки ведемо у таблиці 1.

Вантажна площа:

$$S_3 = 1 \text{ м} * \left(\frac{6,68 \text{ м}}{2} + \frac{3,09 \text{ м}}{2} \right) = 4,885 \text{ м}^2$$

$$S_B = 1 \text{ м} * (6,68 \text{ м} + 3,09 \text{ м}) = 6 \text{ м}^2$$

Таблиця 2

| № п. п | Вид навантаження | Характеристичне навантаження | Розрахункове Навантаження |
|--------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1 | Покрівля | | |
| | 2 шари руберойду | 10 кг/м ² = 48,85 | 61,551 |
| | Стяжка з цем.-піщ. розчину 20 мм | 36 кг/м ² = 185,86 | 234,1836 |
| | З.б. реб. плита 300 мм | 275 кг/м ² = 1343,375 | 1692,6525 |
| | Разом: | 1578,085 | 1988,3871 |
| 2 | Горищне перекриття | | |
| | Мін. вата | 50 кг/м ² = 244,25 | 307,755 |

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|--|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | | 25 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 401-БП.20033.ПЗ | | | | | |

| 1 | 2 | 3 | 4 |
|----|--------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------|
| | З.Б. багатопустотна плита 220мм | 320,8 кг/м ² = 1567,108 | 1974,5561 |
| | Разом: | 1811,358 | 2282,3111 |
| 3 | Міжповерхове перекриття | | |
| | Паркет 18 мм | 12,6 кг/м ² = 61,551 | 77,55 |
| | ДСП 12 мм | 8,3 кг/м ² = 40,5455 | 51,09 |
| | Цементно-піщана стяжка 50 мм | 90 кг/м ² = 439,65 | 553,96 |
| | З/б плита 220 мм | 320,8 кг/м ² = 1567,108 | 1974,5561 |
| | Разом: | 2108,85 | 2657,1561 |
| 4 | Зовнішні стіни | - | - |
| 5 | Внутрішні стіни | 3456 кг/м ² | 4354,56 |
| 6 | Віконні блоки | - | - |
| 7 | Перегородки | 50 кг/м ² | 63 |
| | | $\Sigma = 9004,3$ | $\Sigma = 11345,4143$ |
| 8 | Снігове навантаження | 145,5 | 183,33 |
| 9 | Тимчасове навантаження на горище | 70 | 88,2 |
| 10 | Тимчасове навантаження на перекриття | 350 | 441 |
| | | $\Sigma = 565,5$ | $\Sigma = 712,53$ |
| | Всього | 9569,8 | 12057,9443 |

2.3.3 Призначення 3-ох конкурентоспроможних варіантів фундаментів

1 – й варіант:

Окремий фундамент на природній основі

2 – й варіант:

Фундамент на забивних призматичних палях

3 – й варіант:

Фундамент на бурозабивних палях

2.3.4 Розрахунок фундаментів на природній основі

Вибір глибини закладання фундаменту за ДБН В.2.1.-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд»

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 26 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

Правила:

- Мінімальна глибина закладання фундаменту – $H_{\min} = 0,5$ м;
- Мінімальна глибина закладання фундаменту в несучому шарі 30 – 50 см;
- Фундаменти на природній основі бажано влаштовувати вище рівня ґрунтових вод;
- Фундаменти влаштовують по можливості в одному шарі ґрунту.

Примикаючих споруд немає, інженерних споруд нижче підосви фундаменту немає.

Розрахунок фундаменту на природній основі за деформаціями (переріз I-I)

Визначення попереднього розрахункового опору основи, коли ширина фундаменту $b = 0$.

Згідно ДБН міцність ґрунту визначаємо за формулою:

$$R_{pr} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II})$$

де R_{pr} – попередній опір ґрунту;

$\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,2$ – коефіцієнти умов роботи;

$k = 1,1$;

b – ширина підосви фундаменту;

$M_q = 5,59$, $M_c = 7,97$, $M_\gamma = 1,15$ – коефіцієнти при $\varphi = 30^\circ$;

d_1 – глибина закладання фундаментів з підвалом.

$$d_1 = 1 + 0,3 \cdot \frac{18,4}{18,2} = 1,3;$$

$$d_b = d_{f,\min} - 0,6 = 3,5 - 0,6 = 2,9$$

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{16,8 \cdot 0,4 + 18,4 \cdot 3,1}{3,5} = 18,2 \text{ кН/м}^3;$$

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | 27 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 401-БП.20033.ПЗ | | | | |

γ'_{II} - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище підшви фундаменту;

C_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення, $C_{II} = 4$ кПа.

Отже маємо:

$$R_{pr} = \frac{1,25 \cdot 1,2}{1,1} \cdot (5,59 \cdot 1,3 \cdot 18,2 + (5,59 - 1) \cdot 2,9 \cdot 18,2 + 7,97 \cdot 4) \\ = 554,2 \text{ кПа}$$

Обчислення попередніх розмірів фундаменту

Попередньо ширину прямокутного фундаменту обчислюємо за формулою:

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{F_y}{\eta \cdot (R_{pr} - (\gamma \cdot d_{\phi} + q))}}$$

d_{ϕ} – висота фундаменту;

q – навантаження на підлогу, $q = 5$ кН;

$\eta = \frac{1}{b} = 1$ - відношення сторін фундаменту для позацинрово стиснутого фундаменту.

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{9569,8}{1 \cdot (554,2 - (20 \cdot 3,5 + 5))}} = 0,58 \text{ м.}$$

Визначення уточненого розрахункового опору ґрунту з урахуванням поперечної ширини фундаменту:

$$R_{sp} = R_{pr} + \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot M_y \cdot k_z \cdot b_{pr} \cdot \gamma_{II}$$

де $k_z = 1$, так як $b_{pr} < 10$;

γ_{II} - середнє розрахункове значення умовної ваги ґрунтів, які залягають нижче підшви фундаменту в межах $2b_{pr} = 1,2$ м.

Приймаємо $\gamma_{II} = 18,4$ кН/м³

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | 28 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | | |

$$R_{sp} = 554,2 + \frac{1,25 \cdot 1,2}{1,1} \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 18,4 = 571,5 \text{ кПа.}$$

Обчислення уточнених розмірів фундаменту:

$$b_{sp} = \sqrt{\frac{F_y}{\eta \cdot (R_{pr} - (\gamma \cdot d_{\phi} + q))}} = \sqrt{\frac{9569,8}{1 \cdot (571,5 - (20 \cdot 3,5 + 5))}} = 0,57 \text{ м.}$$

Розрахунок середнього тиску під подошвою фундаменту

Приймаємо $l = 1 \text{ м}$, $b = 0,57 \text{ м}$.

$$P = \frac{F_y + G}{A} + q$$

де $A = b \cdot l = 1 \cdot 0,57 = 0,57 \text{ м}^2$;

$q = 5 \text{ кПа}$;

$G = b \cdot l \cdot d_{\phi} \cdot \gamma = 0,57 \cdot 3,5 \cdot 20 = 39,9 \text{ кН}$;

З урахуванням цього:

$$P = \frac{9569,8 + 39,9}{0,57} + 5 = 351,3 \text{ кПа} < R = 571,5 \text{ кПа.}$$

Запас міцності в цьому разі становить:

$$\Delta = \frac{571,5 - 351,3}{571,5} \cdot 100\% = 42,5 \%$$

Розрахунок осідання фундаменту методом пошарового підсумування

Таблиця 3

| Z, м | ζ | α | σ_{zg} , кПа | σ_{sp} , кПа | Δ | $\sigma_{sp,tp}$ кПа | h_i , м | E_i , кПа | S_i , м |
|-------|---------|----------|------------------------|------------------------|----------|-------------------------|-----------|----------------|-----------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 0 | 0 | 1,000 | 49,04 | 297,25 | | | | | |
| | | | | | 293,09 | 433,58 | 0,112 | 18000 | 0,0015 |
| 0,112 | 0,4 | 0,972 | 51,10 | 288,93 | | | | | |
| | | | | | 275,41 | 424,60 | 0,112 | 18000 | 0,0014 |
| 0,224 | 0,8 | 0,881 | 53,16 | 261,88 | | | | | |
| | | | | | 243,15 | 391,51 | 0,112 | 18000 | 0,0012 |
| 0,336 | 1,2 | 0,755 | 55,22 | 224,42 | | | | | |
| | | | | | 207,63 | 344,91 | 0,112 | 18000 | 0,0010 |
| 0,448 | 1,6 | 0,642 | 57,28 | 190,83 | | | | | |
| | | | | | 177,16 | 303,31 | 0,112 | 18000 | 0,0009 |

Продовження таблиці 3

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|-----|-------|-------|--------|--------|--------|-------|-------|--------|
| | | | | | 152,64 | 269,78 | 0,112 | 18000 | 0,0008 |
| 0,672 | 2,4 | 0,477 | 61,40 | 141,79 | | | | | |
| | | | | | 133,32 | 243,56 | 0,112 | 18000 | 0,0007 |
| 0,784 | 2,8 | 0,420 | 63,46 | 124,85 | | | | | |
| | | | | | 124,85 | 223,49 | 0,112 | 18000 | 0,0006 |
| $S = \beta \sum S_i = 0,0081 \text{ м}$ | | | | | | | | | |

Порядок заповнення граф таблиці:

Товщину ґрунту, що знаходиться нижче підосви фундаменту розбивають на шари:

$$Z = 0,2 \cdot b = 0,2 \cdot 0,57 = 0,112 \text{ м.}$$

де $b = 0,57 \text{ м}$ – ширина підосви фундаменту.

В графі 1 вказують товщину шару, рахуючи від рівня підосви фундаменту. Наприклад для першого шару $Z_1 = 0,112 \text{ м}$, для другого шару $Z_2 = 0,224 \text{ м}$ і т.д.

В графі 4 приводяться значення тиску від власної ваги ґрунту в природному стані, починаючи з рівня підосви фундаменту.

Тиск від власної ваги ґрунту природної вологості на рівні підосви ґрунтово-рослинного шару:

$$\sigma_{zg1} = h_1 \cdot \gamma_1 = 0,4 \cdot 16,8 = 6,72 \text{ кПа}$$

де $h_1 = 0,4 \text{ м}$ – товщина першого шару ґрунту;

$\gamma_1 = 16,8 \text{ кН/м}^3$ – питома вага для першого шару ґрунту.

Тиск від власної ваги ґрунту природної вологості на рівні підосви фундаменту:

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg1} + (d_1 - h_1) \cdot \gamma_2 = 6,72 + (2,7 - 0,4) \cdot 18,4 = 49,04 \text{ кПа}$$

Тиск від власної ваги ґрунту природної вологості на рівні підосви пілуватого піску:

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg0} + h_2 \cdot \gamma_2 = 49,04 + 0,112 \cdot 18,4 = 51,10 \text{ кПа}$$

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|--|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | | 30 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 401-БП.20033.ПЗ | | | | | |

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + h_3 \cdot \gamma_2 = 51,10 + 0,112 \cdot 18,4 = 53,16 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + h_4 \cdot \gamma_2 = 53,16 + 0,112 \cdot 18,4 = 55,22 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + h_5 \cdot \gamma_2 = 55,22 + 0,112 \cdot 18,4 = 57,28 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg6} = \sigma_{zg5} + h_6 \cdot \gamma_2 = 57,28 + 0,112 \cdot 18,4 = 59,34 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg7} = \sigma_{zg6} + h_7 \cdot \gamma_2 = 59,34 + 0,112 \cdot 18,4 = 61,40 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg8} = \sigma_{zg7} + h_8 \cdot \gamma_2 = 61,40 + 0,112 \cdot 18,4 = 63,46 \text{ кПа}$$

В другій графі приводять значення величини ζ , яка чисельно рівна:

$$\zeta = \frac{2 \cdot Z}{b}$$

Наприклад для першого шару:

$$\zeta = \frac{2 \cdot Z_1}{b} = \frac{2 \cdot 0,112}{0,56} = 0,4$$

Для другого шару:

$$\zeta = \frac{2 \cdot Z_2}{b} = \frac{2 \cdot 0,224}{0,56} = 0,8$$

В третій графі приводять значення величини коефіцієнта затухання напружень α .

В залежності від величин ζ та η . Наприклад для першого шару $\alpha_1 = 1,0$, для другого шару $\alpha_2 = 0,972$ і т.д.

В п'ятій графі вказують величину вертикального напруження (додаткового тиску) від навантаження фундаменту, що визначаються з врахуванням коефіцієнтів затухання напружень α .

$$\sigma_{zp0} = \alpha \cdot (p_{cp} - \sigma_{zg0}),$$

де p_{cp} – середній тиск під подошвою фундаменту при дії вертикальної сили F

$$p_{cp} = \frac{F + A \cdot h_{\phi} \cdot \gamma_0}{A} = \frac{9569,8 + 0,57 \cdot 3,5 \cdot 20}{0,57} = 346,29 \text{ кПа}$$

σ_{zg0} – тиск від власної ваги ґрунту природної вологості на рівні подошви фундаменту:

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg1} + (d_1 - h_1) \cdot \gamma_2 = 6,72 + (2,7 - 0,4) \cdot 18,4 = 49,04 \text{ кПа}$$

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|--|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | | 31 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | | | |

401-БП.20033.ПЗ

Наприклад для першого шару $\sigma_{zр0} = 1,0 \cdot (346,29 - 49,04) = 297,25$

В шостій графі обчислюють середнє значення величини. Наприклад для першого шару:

$$\Delta = \frac{297,25 + 288,93}{2} = 293,09 \text{ кПа}$$

В восьмій вказують товщину і-го елементарного шару h_i .

В дев'ятій графі приводять значення модуля пружності E для кожного шару ґрунту.

В десятій графі обчислюють осідання окремих елементів шарів:

$$S = 0,8 \cdot \sum_I^{\text{II}} \frac{\Delta \cdot h_i}{E_i}$$

де Δ - середнє значення додаткового тиску в і-ому елементарному шарі;

h_i , E_i – відповідно товщина і модуль деформації і-го шару ґрунту;

n – кількість елементарних шарів у межах товщини, що стискується.

Згідно ДБН гранична деформація складає $S_{\text{max}} = 10$ см. Згідно з розрахунком, отримано $S = 0,81$ см, що не перевищує граничну деформацію.

2.3.5 Розрахунок фундаменту на забивних призматичних палях

Розрахунок фундаменту із забивних призматичних палей за несучою здатністю ґрунту основи

Розрахунок фундаменту за першим граничним станом

Вибір розмірів палей згідно інженерно-геологічних умов ділянки, діючих навантажень, конструктивних особливостей споруди.

Приймаємо палю 5 м.

Визначаємо довжину палі у ґрунті. При жорсткому спряженні палі з ростверком довжина її в ґрунті складає: $l_y = 5 - 0,1 = 4,9$ м, де 0,1 – глибина заглиблення палі в ростверк, м.

Відстань від денної поверхні до вістря палі – 6,84 м.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 32 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

Визначення несучої здатності палі.

Несучу здатність палі визначаємо за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i)$$

$$A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$$

$$\gamma_c = 1$$

$$\gamma_{cR} = 1$$

$$\gamma_{cf} = 1$$

$$u = 0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м}$$

$$R = 800 \text{ кН/м}^2$$

Загальна довжина палі 4,9 м розбиваємо цю довжину на шари ґрунту, товщиною до 2 м. Для кожного з шарів вираховуємо відстань від центра ваги до рівня планування та визначимо розрахунковий опір за бічною поверхнею палі f_i .

$$z_1 = 3,10 \text{ м.} \quad h_1 = 0,80 \text{ м.} \quad f_1 = 14 \text{ кПа}$$

$$z_2 = 3,70 \text{ м.} \quad h_2 = 2,00 \text{ м.} \quad f_2 = 16 \text{ кПа}$$

$$z_3 = 5,77 \text{ м.} \quad h_2 = 2,14 \text{ м.} \quad f_2 = 18 \text{ кПа}$$

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 800 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (0,8 \cdot 14 + 2 \cdot 16 + 2,14 \cdot 18)) = 170,1 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження, яке допустиме на палю становить:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_f} = \frac{170,1}{1,4} = 121,5 \text{ кН}$$

Відстань між палями:

$$l = \frac{P}{F_v^p} = \frac{121,5}{178} = 0,7 \text{ м}$$

$$a = h \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{mt}}{4} = 4,9 \cdot \operatorname{tg} \frac{26}{4} = 1,1$$

Значення кута $\varphi_{mt} = \varphi_{II}$ визначимо у межах всієї частина палі:

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|--|--|--|-----------------|------|
| | | | | | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | | | | | 33 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | | | |

$$R_{pr} = \frac{1,25 \cdot 1,2}{1,1} \cdot$$

$$\cdot (0,98 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 19 + 4,93 \cdot 6,84 \cdot 18,6 + (4,93 - 1) \cdot 2,9 \cdot 18,6 + 7,4 \cdot 1,5) =$$

$$= 1192,5 \text{ кПа}$$

$$R_{pr} = 1195,5 > P = 166,96 \text{ кПа}$$

Попередньо умову розрахунку основи за деформаціями виконано.

Середньовиважене значення модуля загальної деформації:

$$E_t = \frac{\sum E_i \cdot h_i \cdot Z_i}{0,5 \cdot H^2} = \frac{27 \cdot (0,8 + 3,34) \cdot 2,07}{0,5 \cdot 4,14^2} = 27 \text{ Мпа}$$

Природній тиск на рівні підшви умовного фундаменту складає:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma'_{II} \cdot d = 18,6 \cdot 6,84 = 127,22 \text{ кПа}$$

$$S = 1,44 \cdot \frac{\eta}{\eta + 1} \cdot \frac{P - \sigma_{zg,0}}{E_{cp,b}} \cdot b_y = 1,44 \cdot \frac{166,96 - 127,22}{27 \cdot 10^3} = 2,1 \text{ см}$$

$$S = 2,1 \text{ см} < S_m = 10 \text{ см}$$

Отже, умову розрахунку за деформаціями виконано.

2.3.6 Розрахунок буронабивного фундаменту

Розрахунок фундаменту за першим граничним станом. Вибір розмірів паль згідно інженерно-геологічних умов ділянки, діючих навантажень, конструктивних особливостей споруди. Приймаємо палю 5 м. Глибину закладання ростверку встановлюємо з конструктивних міркувань.

Приймаємо: діаметром 450 мм. Визначаємо довжину палі у ґрунті. При жорсткому спряженні палі з ростверком довжина її в ґрунті складає :

$$l_p = 5 - 0,1 = 4,9 \text{ м},$$

де 0,1 – глибина заглиблення палі в ростверк, м.

Відстань від денної поверхні до вістря палі – 6,84 м.

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|--|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | | 35 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 401-БП.20033.ПЗ | | | | | |

Визначення несучої здатності палі.

Несучу здатність палі визначаємо за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i)$$

$$A = 3,14 \cdot 0,225^2 = 0,158 \text{ м}^2$$

$$\gamma_c = 1$$

$$\gamma_{cR} = 1$$

$$\gamma_{cf} = 1$$

$$u = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,255 = 1,413 \text{ м}$$

$$R = 850 \text{ кН/м}^2$$

Загальна довжина палі 4,9 м розбиваємо цю довжину на шари ґрунту, товщиною до 2 м. Для кожного з шарів вираховуємо відстань від центра ваги до рівня планування та визначимо розрахунковий опір за бічною поверхнею палі f_i .

$$z_1 = 3,10 \text{ м.} \quad h_1 = 0,80 \text{ м.} \quad f_1 = 14 \text{ кПа}$$

$$z_2 = 3,70 \text{ м.} \quad h_2 = 2,00 \text{ м.} \quad f_2 = 16 \text{ кПа}$$

$$z_3 = 5,77 \text{ м.} \quad h_2 = 2,14 \text{ м.} \quad f_2 = 18 \text{ кПа}$$

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 850 \cdot 0,158 + 1,413 \cdot (0,8 \cdot 14 + 2 \cdot 16 + 2,14 \cdot 18)) = 249,77 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження, яке допустиме на палю становить:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_f} = \frac{249,77}{1,4} = 178,41 \text{ кН}$$

Відстань між палями:

$$l = \frac{P}{F_v^p} = \frac{178,41}{178} = 1 \text{ м}$$

$$a = h \cdot tg \frac{\varphi_{mt}}{4} = 4,9 \cdot tg \frac{26}{4} = 1,1$$

Значення кута $\varphi_{mt} = \varphi_{II}$ визначимо у межах всієї частини палі:

$$\varphi_{mt} = \varphi_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{0,8 \cdot 30 + 2 \cdot 16 + 2,14 \cdot 34}{4,9} = 26^\circ$$

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | 36 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 401-БП.20033.ПЗ | | | | |

де $\varphi_2 = 30^\circ$ $\varphi_3 = 16^\circ$ $\varphi_4 = 34^\circ$ - кути внутрішнього тертя відповідно 2-го, 3-го та 4-го шарів ґрунту.

Визначаємо розміри умовного фундаменту на рівні вістя палі:

$$b_y = 0,3 + 2 \cdot a = 0,3 + 2 \cdot 1,1 = 2,5 \text{ м.}$$

Вага умовного фундаменту:

$$G = b_y \cdot l \cdot d \cdot \gamma_0 = 2,5 \cdot 6,84 \cdot 20 \cdot 1 = 342 \text{ кН;}$$

Середній тиск за подошвою фундаменту:

$$P = \frac{F_y^H + G}{1 \cdot b_y} = \frac{178 + 342}{1 \cdot 2,5} = 208 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту основи на рівні подошви умовного фундаменту:

$$R_{pr} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II})$$

де R_{pr} – попередній опір ґрунту;

$\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,2$ – коефіцієнти умов роботи;

$k = 1,1$;

$M_q = 4,93$, $M_c = 7,4$, $M_y = 0,98$ – коефіцієнти, бо $b = b_y = 1,3 \text{ м} < 10 \text{ м}$

$\gamma'_{II} = 19 \text{ кН/м}^3$ - середнє значення питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче подошви фундаменту.

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{16,8 \cdot 0,4 + 18,4 \cdot 3,1 + 19,2 \cdot 2,4 + 18,8 \cdot 0,94}{6,84} = 18,6 \text{ кН/м}^3;$$

γ'_{II} - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище подошви фундаменту;

C_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення, $C_{II} = 1,5 \text{ кПа}$.

d_1 - глибина закладання фундаментів без підвальних будівель від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу. $d_1 = 6,84 \text{ м}$.

Отже маємо:

$$R_{pr} = \frac{1,25 \cdot 1,2}{1,1} \cdot$$

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | 37 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | | |

401-БП.20033.ПЗ

$$\cdot (0,98 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 19 + 4,93 \cdot 6,84 \cdot 18,6 + (4,93 - 1) \cdot 2,9 \cdot 18,6 + 7,4 \cdot 1,5) = \\ = 1192,5 \text{ кПа}$$

$$R_{pr} = 1195,5 > P = 208 \text{ кПа}$$

Попередньо умову розрахунку основи за деформаціями виконано.

Середньовиважене значення модуля загальної деформації:

$$E_t = \frac{\sum E_i \cdot h_i \cdot Z_i}{0,5 \cdot H^2} = \frac{27 \cdot (0,8 + 3,34) \cdot 2,07}{0,5 \cdot 4,14^2} = 27 \text{ Мпа}$$

Природний тиск на рівні підошви умовного фундаменту складає:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma'_{II} \cdot d = 18,6 \cdot 6,84 = 127,22 \text{ кПа}$$

$$S = 1,44 \cdot \frac{\eta}{\eta + 1} \cdot \frac{P - \sigma_{zg,0}}{E_{cp,b}} \cdot b_y = 1,44 \cdot \frac{208 - 127,22}{27 \cdot 10^3} = 4,3 \text{ см}$$

$$S = 4,3 \text{ см} < S_m = 10 \text{ см}$$

Отже, умову розрахунку за деформаціями виконано.

2.3.7 Порівняння варіантів фундаментів

Таблиця 4

| № | Вид робіт | Об'єми робіт | | Вартість робіт | |
|--|--|----------------|-----------|----------------|---------|
| | | Одиниця | Кількість | Одиниця | Всього |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| <i>1. Фундамент, що влаштовується із вийманням ґрунту</i> | | | | | |
| 1. | Земляні роботи | м ³ | 11,7 | 3,96 | 153,97 |
| 2. | Улаштування залізобетонного монолітного фундаменту | м ³ | 11,14 | 28,30 | 779,39 |
| | | | | Всього | 933,36 |
| <i>2. Пальовий фундамент із забивних призматичних паль</i> | | | | | |
| 1. | Земляні роботи | м ³ | 61,43 | 3,96 | 102,64 |
| 2. | Улаштування ростверку | м ³ | 58,5 | 28,30 | 733054 |
| 3. | Забивання паль | м ³ | 13,5 | 88,40 | 657,69 |
| | | | | Всього | 1493,87 |
| <i>3. Фундамент із буронабивних паль</i> | | | | | |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|----|--------------------------|----------------|-------|--------|---------|
| 1. | Земляні роботи | м ³ | 71,04 | 3,96 | 890,01 |
| 2. | Влаштування ростверку | м ³ | 74,6 | 28,30 | 1100,31 |
| 3. | Улаштування паль | м ³ | 22,28 | 185,00 | 2797,20 |
| | | | | Всього | 4787,52 |

Отже, за приведеними затратами варіант улаштування фундаменту на природній основі виявився найбільш економічним.

2.3.8 Розрахунок фундаменту на природній основі (переріз II-II)

Визначення попереднього розрахункового опору основи, коли ширина фундаменту $b = 0$.

Згідно ДБН міцність ґрунту визначаємо за формулою:

$$R_{pr} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II})$$

де R_{pr} – попередній опір ґрунту;

$\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,2$ – коефіцієнти умов роботи;

$k = 1,1$;

b – ширина підшви фундаменту;

$M_q = 5,59$, $M_c = 7,97$, $M_y = 1,15$ – коефіцієнти при $\varphi = 30^\circ$;

d_1 – глибина закладання фундаментів з підвалом.

$$d_1 = 1 + 0,3 \cdot \frac{18,4}{18,2} = 1,3;$$

$$d_b = d_{f,min} - 0,6 = 3,5 - 0,6 = 2,9$$

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{16,8 \cdot 0,4 + 18,4 \cdot 3,1}{3,5} = 18,2 \text{ кН/м}^3;$$

γ'_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище підшви фундаменту;

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | 39 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 401-БП.20033.ПЗ | | | | |

C_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення, $C_{II} = 4$ кПа.

Отже маємо:

$$R_{pr} = \frac{1,25 \cdot 1,2}{1,1} \cdot (5,59 \cdot 1,3 \cdot 18,2 + (5,59 - 1) \cdot 2,9 \cdot 18,2 + 7,97 \cdot 4) = 554,2 \text{ кПа}$$

Обчислення попередніх розмірів фундаменту

Попередньо ширину прямокутного фундаменту обчислюємо за формулою:

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{F_y}{\eta \cdot (R_{pr} - (\gamma \cdot d_{\phi} + q))}}$$

d_{ϕ} – висота фундаменту;

q – навантаження на підлогу, $q = 5$ кН;

$\eta = \frac{1}{b} = 1$ – відношення сторін фундаменту для позacentровано стиснутого фундаменту.

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{9569,8}{1 \cdot (554,2 - (20 \cdot 3,5 + 5))}} = 0,56 \text{ м.}$$

Визначення уточненого розрахункового опору ґрунту з урахуванням поперечної ширини фундаменту:

$$R_{sp} = R_{pr} + \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot M_y \cdot k_z \cdot b_{pr} \cdot \gamma_{II},$$

де $k_z = 1$, так як $b_{pr} < 10$;

γ_{II} – середнє розрахункове значення умовної ваги ґрунтів, які залягають нижче підшви фундаменту в межах $2b_{pr} = 1,2$ м.

Приймаємо $\gamma_{II} = 18,4$ кН/м³

$$R_{sp} = 554,2 + \frac{1,25 \cdot 1,2}{1,1} \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 18,4 = 571,5 \text{ кПа.}$$

Обчислення уточнених розмірів фундаменту:

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | 40 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | | |

401-БП.20033.ПЗ

$$b_{sp} = \sqrt{\frac{F_y}{\eta \cdot (R_{pr} - (\gamma \cdot d_\phi + q))}} = \sqrt{\frac{9569,8}{1 \cdot (571,5 - (20 \cdot 3,5 + 5))}} = 0,57 \text{ м.}$$

Розрахунок середнього тиску під подошвою фундаменту:

Приймаємо $l = 1 \text{ м}$, $b = 0,57 \text{ м}$.

$$P = \frac{F_y + G}{A} + q$$

де $A = b \cdot l = 1 \cdot 0,57 = 0,57 \text{ м}^2$;

$q = 5 \text{ кПа}$;

$G = b \cdot l \cdot d_\phi \cdot \gamma = 0,56 \cdot 3,5 \cdot 20 = 39,2 \text{ кН}$;

З урахуванням цього:

$$P = \frac{9569,8 + 39,2}{0,57} + 5 = 351,3 \text{ кПа} < R = 571,5 \text{ кПа.}$$

Запас міцності в цьому разі становить:

$$\Delta = \frac{571,5 - 351,3}{571,5} \cdot 100\% = 42,6\%.$$

2.3.9 Визначення відносного осідання фундаменту

$$\Delta S = \frac{|S_1 - S_2|}{L} < \left(\frac{\Delta S}{L}\right)$$

$$\Delta S = \frac{|0,038 - 0,019|}{18} = 0,0011$$

Згідно з ДБН гранична відносна деформація складає $\frac{\Delta S}{L} = 0,004$.

Оскільки $\Delta S = 0,0011 < \left(\frac{\Delta S}{L}\right) = 0,002$, то умова виконана.

2.3.10 Технологія влаштування фундаментів на природній основі

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 41 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

Знос будівель і споруд виконують руйнування механічним і вибуховими методами або розробкою з використанням відповідних механізмів і обладнання. Перед обваленням вертикальних частин будівель знімають елементи покрівлі, а самі вертикальні частини для меншого розкиду їх обломків руйнують всередину. Для руйнування будівель і споруд в залежності від виду цих будівель і споруд, а також матеріалу, з якого вони вироблені.

Відведення поверхневих і ґрунтових вод

Водовідведення, що захищає будівельну площадку від стоку поверхневих вод виконують у виді водоперехватних нагорних і водовідвідних канав, підпірних стін і дренажних систем. З метою захисту навколишнього середовища рослинній шар ґрунту на площі майбутньої будівлі зрізається на глибину 15-25 см бульдозером або автогрейдером збирається і відвали для наступного використання по озелененню і благоустрою території об'єкта, будується. Зелені насадження, що не належать до вирубки і пересадці, обносять огороженням.

Геодезична розбивочна основа

Потрібно для планової і висотної прив'язки на місцевості проєкту, будівель і споруд, що будуються, а також геодезичного обслуговування будівництва на всіх стадіях возведення. Геодезичну розбивочну основу виконують у виді будівельної сітки, повздовжні і поперечні осі якої являють собою прямокутні координати, що визначають положення будівлі і споруди на місцевості.

У процесі будівництва необхідно слідкувати за надійну збережність і стійкість знаків геодезичної розбивочної основи.

Для детальної розбивки вісей будівель і позначення контуру котлована служить будівельна обноска. Вона може бути суцільною і преривною. Будемо використовувати преривну для забезпечення безперешкодного руху транспорту.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 42 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

На об'єкті по осям натягують проволку і за допомогою відвісів закріплюють пересічення осей кілками у котловані. Відмітки основи під фундамент перевіряють нівеліром за допомогою візирки.

Земельні роботи

Виконання комплексного технологічного процесу і простих процесів і операцій по створенню земних споруд або виробництво об'єму земельних робіт зв'язано із виробом і використанням землерильної-транспортної техніки. Будемо використовувати екскаватор ЕО-4121А, що обладнаний зворотною лопатою і захватно-кліщовим приладом – машина циклічної дії.

Якість основ повинна бути засвідчена і оформлена актом згідно із вимогами проєкту. При будівництві фундаментних дренажів необхідно контролювати ухили дренажних труб і підбір фракцій щебня і піску. Роботи по влаштуванні дренажу є скритими і приймаються лише з оформленими актами.

Охорона праці:

1) Земляні роботи у зоні розміщення діючих підземних комунікацій можуть виконуватися лише із письмового дозволу організації, що відповідає за їх експлуатацію.

2) До початку риття котлованів або траншей усі підземні комунікації повинні бути перенесені або огорожені.

3) Обережність, постійний технічний нагляд і інструктаж робочих.

Опалубні роботи

Основним робочим процесом бетонних і залізобетонних робіт є опалубні роботи.

Опалубка – форма, у яку улаштовують бетонну суміш для одержання бетонних і залізобетонних конструкцій заданих розмірів. У цій формі бетону суміш витримують до досягнення бетоном необхідної міцності відповідно до нормативів, після чого опалубку знімають. Проектне положення опалубки в

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 43 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

просторі забезпечується підтримуючими лісами і спеціальними кріпленнями. Опалубка разом з підтримуючими пристроями повинна мати достатню міцність, твердість і стійкість, щоб у процесі бетонування була забезпечена незмінюваність форми конструкції і її проектних розмірів. Поверхня опалубки, що примикає до бетону, повинна бути щільною, без щілин, щоб не випливало цементне молоко і не створювалися нерівності після розпалубки, мати малу з бетоном адгезію (прилипання). Важливе значення має оборотність опалубки, тобто можливість її кількаразового використання. Застосування інвентарної уніфікованої опалубки сприяє зниженню собівартості і трудомісткості опалубочних робіт.

Арматурні роботи

Арматура – сталеві круглі стрижні, прокатні профілі, дріт і інші матеріали, які розміщують у бетоні для підвищення несучої здатності бетонних конструкцій. Одним із головних факторів армування залізобетонних конструкцій є забезпечення захисного шару бетону, що захищає арматуру від корозійних дій зовнішнього середовища. Це виконується за допомогою використання бетонних фіксаторів, що підставляються під арматурний каркас. Арматурні роботи включають заготовлення арматури і встановлення її в проектне положення.

Армування фундаменту виконують арматурою класів А-I, А-II, А-III, В-I діаметром 8-22 мм. Монтаж арматури виконують у виді сіток і просторових каркасів, які подаються до місця установки самохідними кранами за допомогою спеціальних траверс. Нижню сітку фундаменту встановлюють до монтажу опалубки. Арматурний каркас підколінника може бути змонтований як до монтажу опалубки, так і після. Інші окремі стержні сіток і каркасів на місці їх встановлення повинні бути стиковані електрошлаковою або ванною зваркою.

Укладання бетонної суміші

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|--|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | | 44 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 401-БП.20033.ПЗ | | | | | |

Перед укладкою бетонної суміші потрібно ретельно підготувати ґрунтову основу. Для фундаментів використовують важкий бетон класів В15-30. Рухомість бетонної суміші повинна відповідати асодці конуса для неармованих і мало армованих фундаментів 10-30 мм, при переміщенні стрічковими конвеєрами – не вище 60 мм, при транспортуванні бетононасосами 50-80 мм.

Найбільший розмір зерен крупного заповнювача у бетонній суміші не повинен перевищувати 1/3 найменшого розміру конструкцій, а в армованих конструкціях

– 3/4 найменшої відстані у просвіті між стержнями арматури. Для досягнення монолітності залізобетонного фундаменту бетонування необхідно вести безперервно, не допускаючи утворення швів.

Бетонну суміш укладають горизонтальними шарами товщиною 20-50 см (не більше ніж 1,25 довжини робочого органу вібратора). Кожний наступний шар бетонної суміші укладають після ущільнення попереднього і до початку його тужавіння. Для отримання однорідного ступеня ущільнення вібратори встановлюються на відстані один від одного на 1,5 радіуса дії вібратора.

Для падіння бетонної суміші будуть використані хоботи або із висоти не більше за 5 м.

Для уникнення усадочних тріщин, що можуть знизити несучу здатність фундаменту, роблять технологічну перерву після закінчення бетонування ступенів для набору міцності бетоном і його усадки. Потім бетонують підколінник.

Стакан фундаментів бетонують нижче проектної відмітки, щоб потім при установці колони можна було зробити доливку під проектну відмітку колони.

Анкерні болти встановлюють перед бетонуванням з використанням кондукторів, що закріплені на опалубці або каркасі, що залишається у масиві

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 45 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

бетону. Кондуктори виключають можливість відхилення анкерних болтів від проектного положення під час бетонування.

Бетонування ступінчастих фундаментів

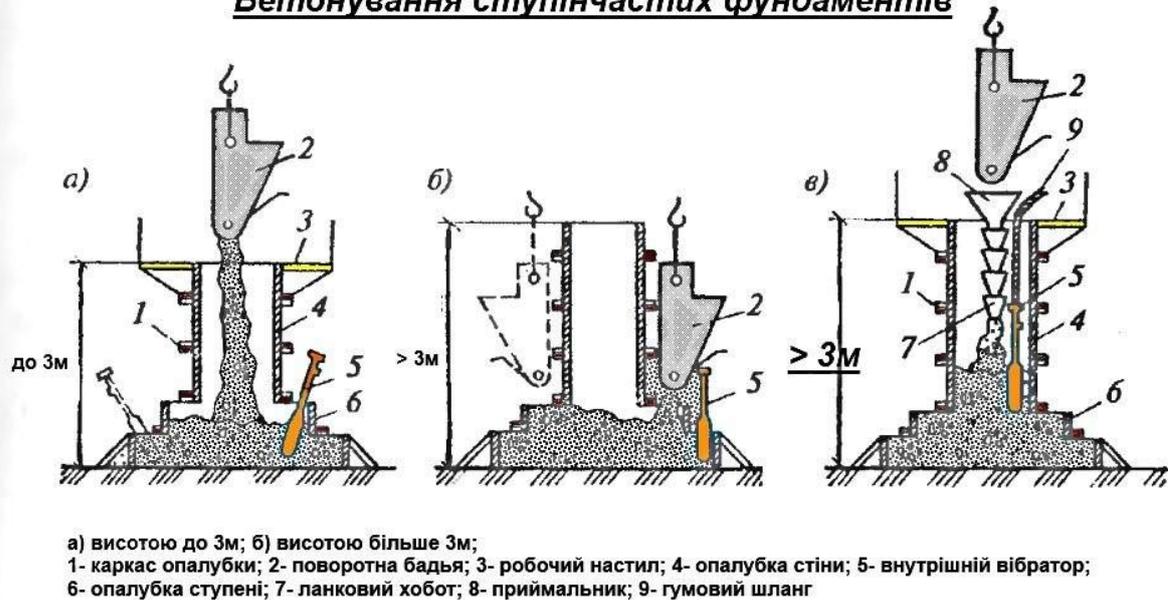


Рис 2.4 Схема бетонування

1 – опалубка фундаменту; 2 – баддя; 3 – робочий майданчик; 4 – вібратор; 5 – бетон; 6 – ланцюговий хобот.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 46 |

Догляд за бетоном

Після укладання бетонної суміші настає період вистоювання, який продовжується до тих пір пока бетон не набере необхідну міцність. У цей період потрібно забезпечити сприятливі температурно-вологісні умови для його твердіння.

У даному випадку бетон потрібно поливати перші три доби через кожні 3 години, потім до трьох раз на добу, щоб не виникли усадкові тріщини. Потрібно охороняти бетон від ударів і трясінь. Тому забороняється рух людей і влштування помостів на забетованій конструкції до набрання бетоном міцності не менше 1,5 МПа. Відкриті поверхні бетону потрібно закривати рогожами, плівками, піском від піска, щоб утримати вологу. Після розпалублення конструкції виправляють знайдені дефекти і облаштовують поверхню.

2.4 Теплотехнічний розрахунок

Розрахунок зовнішніх стін

Згідно ДБН В.2.2-15:2019 та початкових даних вибираємо теплофізичні характеристики матеріалів:

1. Штукатурка із цементно-піщаного розчину:

$$\delta_1 = 0,01\text{м}; \lambda_1 = 0,7 \text{ (Вт/(м}^2 \times \text{К))}.$$

2. Керамічна цегла:

$$\delta_2 = 0,51\text{м}; \lambda_2 = 0,81 \text{ (Вт/(м}^2 \times \text{К))}.$$

3. Мінеральна вата:

$$\lambda_3 = 0,048 \text{ (Вт/(м}^2 \times \text{К))}.$$

4. Гіпсовий р-н.:

$$\delta_4 = 0,02\text{м}; \lambda_4 = 0,19 \text{ (Вт/м}^2 \times \text{К)}.$$

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 47 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

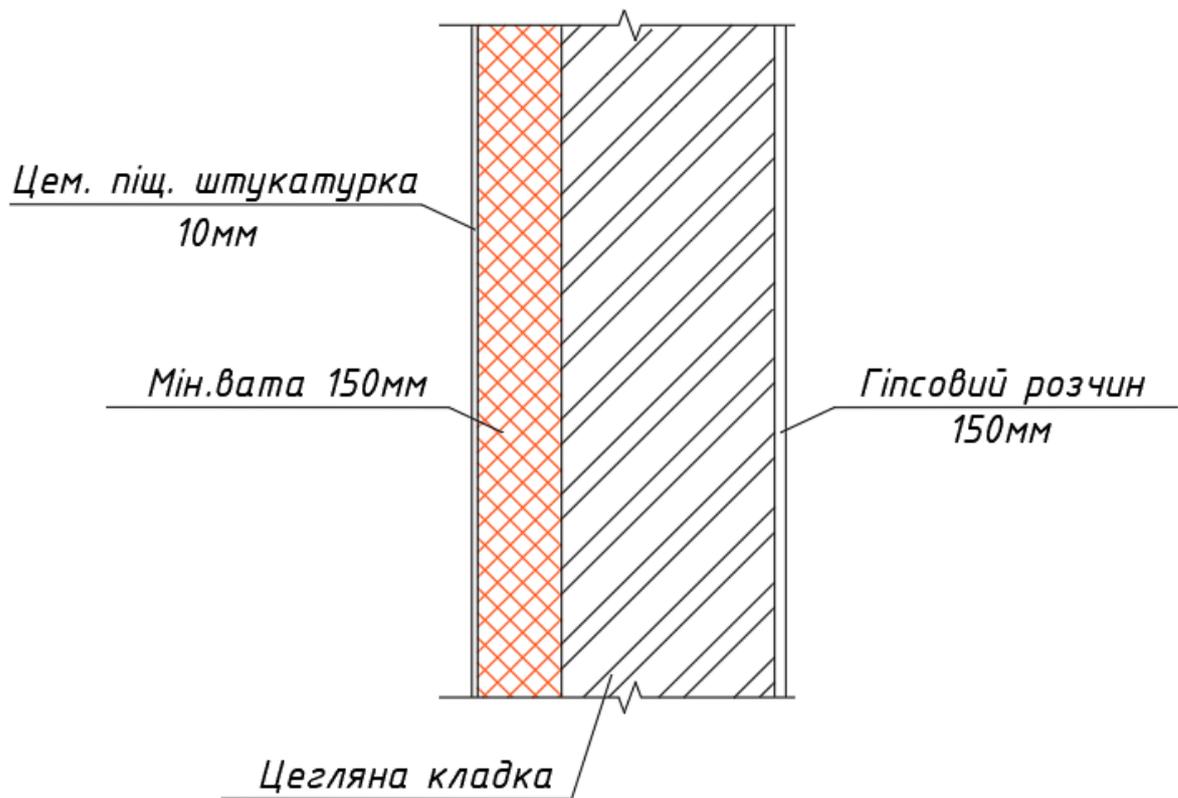


Рис. 2.5 – Конструкція зовнішньої стіни

Термічний опір R , $(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})/\text{Вт}$, шару багатшарової огорожуючої конструкції визначається за формулою:

$$R = \frac{\delta}{\lambda}$$

Визначаємо термічний опір для зовнішнього облицювання цементно-піщаною штукатуркою:

$$R_1 = \frac{0,01}{0,7} = 0,0143 \left(\frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}}{\text{Вт}} \right).$$

Визначаємо термічний опір кладки із керамічної цегли на цементно-піщаному розчині:

$$R_2 = \frac{0,38}{0,81} = 0,47 \left(\frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}}{\text{Вт}} \right).$$

Те ж для гіпсового розчину:

$$R_4 = \frac{0,02}{0,19} = 0,1053 \left(\frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}}{\text{Вт}} \right).$$

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 48 |

В розрахунку для будівництва, що реконструюється і яке знаходиться в І-й температурній зоні нормативний опір теплопередачі при $t_{в} = 20^{\circ}\text{C}$ і $R_{\Sigma \text{ ВП}} = 3,3 \text{ (м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C)/Вт}$.

Необхідна товщина шару утеплювача:

$$\begin{aligned} R &= \left[\frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_1 + R_2 + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + R_4 + \frac{1}{\alpha_3} \right] = \\ &= \left(\frac{1}{8,7} + 0,0143 + 0,47 + \frac{\delta_3}{0,048} + 0,1053 + \frac{1}{23} \right) = \\ &= 3,3 \left(\frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}} \right), \end{aligned}$$

Звідси: $\delta_{3(\text{утпл})} = 0,1225 \text{ м}$,

Товщина утеплювача за розрахунками дорівнює 12,25 см, але з урахуванням містків холоду приймаємо товщину утеплювача 15см.

де $\frac{1}{\alpha_{\text{в}}} = R_{\text{в}}$ – опір теплосприймання внутрішньої поверхні стіни;

$\frac{1}{\alpha_3} = R_3$ – опір тепловіддачі зовнішньої поверхні стіни;

в $\alpha_{\text{в}}$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції ($\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$);

з α_3 – коефіцієнт тепловіддачі для зимових умов зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції $\alpha_{\text{в}} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$.

Тоді загальна товщина стіни складатиме:

$$\begin{aligned} \delta_{\text{стіни}} &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_{3(\text{утпл})} + \delta_4 = \\ &= 0,01 + 0,38 + 0,15 + 0,02 = 0,56 \text{ м}. \end{aligned}$$

Отже, приймаємо товщину утеплювача 15 см. Така товщина шару задовольнить вимоги по теплопровідності.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 49 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

Розділ III. Технологія будівництва

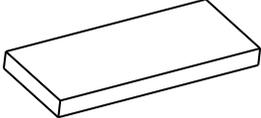
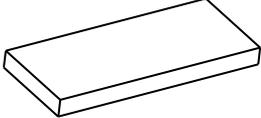
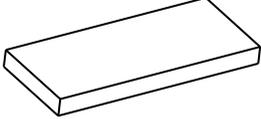
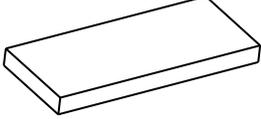
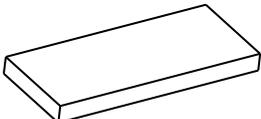
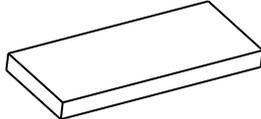
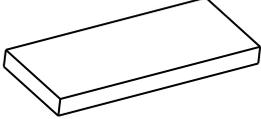
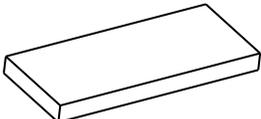
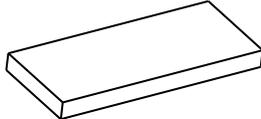
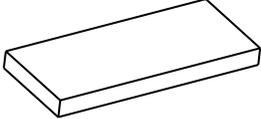
| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 50 |

3 Технологія будівництва

3.1 Структура комплексного процесу й обсяг робіт

Специфікація монтажних елементів

Таблиця 5

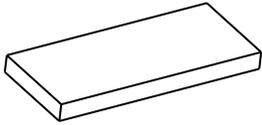
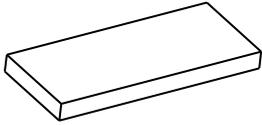
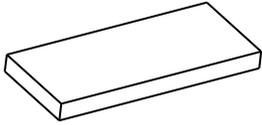
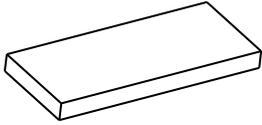
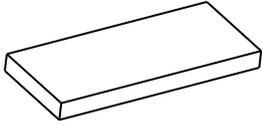
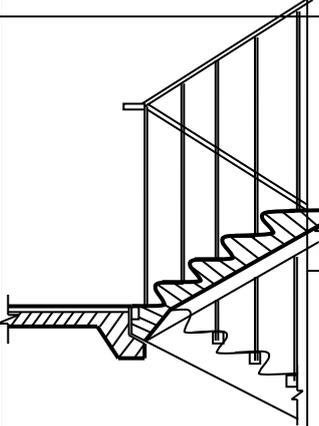
| Назва елемента | Марка | Ескіз | К-сть шт | Вага, т | |
|-------------------------|------------|--|----------|---------|------|
| | | | | одного | всіх |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Панель перекриття ПП-1 | ПК 72.15-8 |  | 6 | 3,4 | 20,4 |
| Панель перекриття ПП-2 | ПК 72.12-8 |  | 8 | 2,575 | 20,6 |
| Панель перекриття ПП-3 | ПК 70.15-8 |  | 10 | 3,3 | 33 |
| Панель перекриття ПП-4 | ПК 70.12-8 |  | 20 | 2,530 | 50,6 |
| Панель перекриття ПП-5 | ПК 57.9-8 |  | 1 | 1,69 | 1,69 |
| Панель перекриття ПП-6 | ПК 42.15-8 |  | 3 | 1,85 | 5,55 |
| Панель перекриття ПП-7 | ПК 42.12-8 |  | 4 | 2,3 | 9,2 |
| Панель перекриття ПП-8 | ПК 42.9-8 |  | 1 | 1,21 | 1,21 |
| Панель перекриття ПП-9 | ПК 33.15-8 |  | 4 | 1,6 | 6,4 |
| Панель перекриття ПП-10 | ПК 33.12-8 |  | 8 | 1,25 | 10 |

| | | | | |
|------|------|----------|--------|------|
| | | | | |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата |

401-БП.20033.ПЗ

Арк.

51

| | | | | | |
|--------------------------------|------------|---|---------------|-------|----------------|
| Панель переkritтя ПП- 11 | ПК 30.15-8 |  | 2 | 1,55 | 3,1 |
| Панель переkritтя ПП- 12 | ПК 30.12-8 |  | 4 | 1,75 | 7 |
| Панель переkritтя ПП- 13 | ПК 27.15-8 |  | 3 | 1,38 | 4,14 |
| Панель переkritтя ПП- 14 | ПК 27.9-8 |  | 2 | 0,792 | 1,584 |
| Панель переkritтя ПБ-15 | ПБ 30.15 |  | 15 | 1,28 | 19,2 |
| Сходова площадка СП-1 | ЛП 28-19 |  | 2 | 1,5 | 3,0 |
| Сходовий марш СМ-1 | ЛМ 33-14 | | 2 | 1,8 | 3,6 |
| | | | Всього | | 200,274 |

Підрахунки обсягу цегляної кладки

Таблиця 6

| Вид стін | Довжина стін м | Висота стін м | Площа, м ² | Площа перерізів, м ² | | Площа за винятком прорізів, м ² | Товщина стін, м | Обсяг кладки, м ³ |
|-----------|----------------------|---------------------|--------------------------|------------------------------------|--------------|---|--------------------|------------------------------------|
| | | | | Вікон- них | Двер- них | | | |
| Зовнішні | 122,4 | 3,0 | 367,2 | 44,94 | 20,58 | 301,68 | 0,38 | 114,64 |
| Внутрішні | 66,3 | 3,0 | 198,9 | 0 | 12,6 | 186,3 | 0,38 | 7,794 |
| Внутрішні | 52,8 | 3,0 | 158,4 | 0 | 8,4 | 150 | 0,64 | 96 |
| Внутрішні | 178,6 | 3,0 | 535,8 | 0 | 62,58 | 473,22 | 0,12 | 56,786 |
| | | | | | | | Σ | 275,22 |

| | | | | |
|------|------|----------|--------|------|
| | | | | |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата |

401-БП.20033.ПЗ

Арк.

52

Відомість обсягів робіт

Таблиця 7

| № з/п | Назва процесу | Один. вим. | Формула підрахунку | Обсяг робіт |
|-------|--|---------------------------|---|---------------------------|
| 1. | Подача цегли | 1000 шт | $275,22 \times 390 / 1000$ | 107,336 |
| 2. | Подача розчину | м ³ | $0,25 \times 275,22$ | 68,805 |
| 3. | Кладка зовнішніх стін | м ³ | т.3 | 114,64 |
| 4. | Кладка внутрішніх стін | м ³ | т.3 | 160,58 |
| 5. | Укладання брусків перемичок | 1 проріз | Див.роб. креслення | 60 |
| 5. | Встановлення, перестановка помостів на готових конвертах | 10 м ³ | $\delta=640$ мм $\delta=380$ мм $\delta=120$ мм | 0,96 12,2434 5,6786 |
| 6 | Укладання з/б елементів покриття | шт | т.1 | 91 |
| 7 | Приймання розчину | 100 м ³ | $0,1 \times 0,05 \times 5,73 + 1,22$ | 1,25 |
| 8 | Заливання швів у перекритті механізованим способом | 100 м | $372,5 / 100$ | 3,725 |
| 9. | Установка сходових площадок і маршів | шт | т.1 | 4 |
| 9. | Електрозварювання стиків сходових площадок і маршів | 10 м шв (1марш-1,26 м) | $2 \times 1,26 / 10$ | 0,252 |
| 10. | Антикорозійне покриття зварних з'єднань | 10 стиків | $2 \times 4 / 10$ | 0,8 |

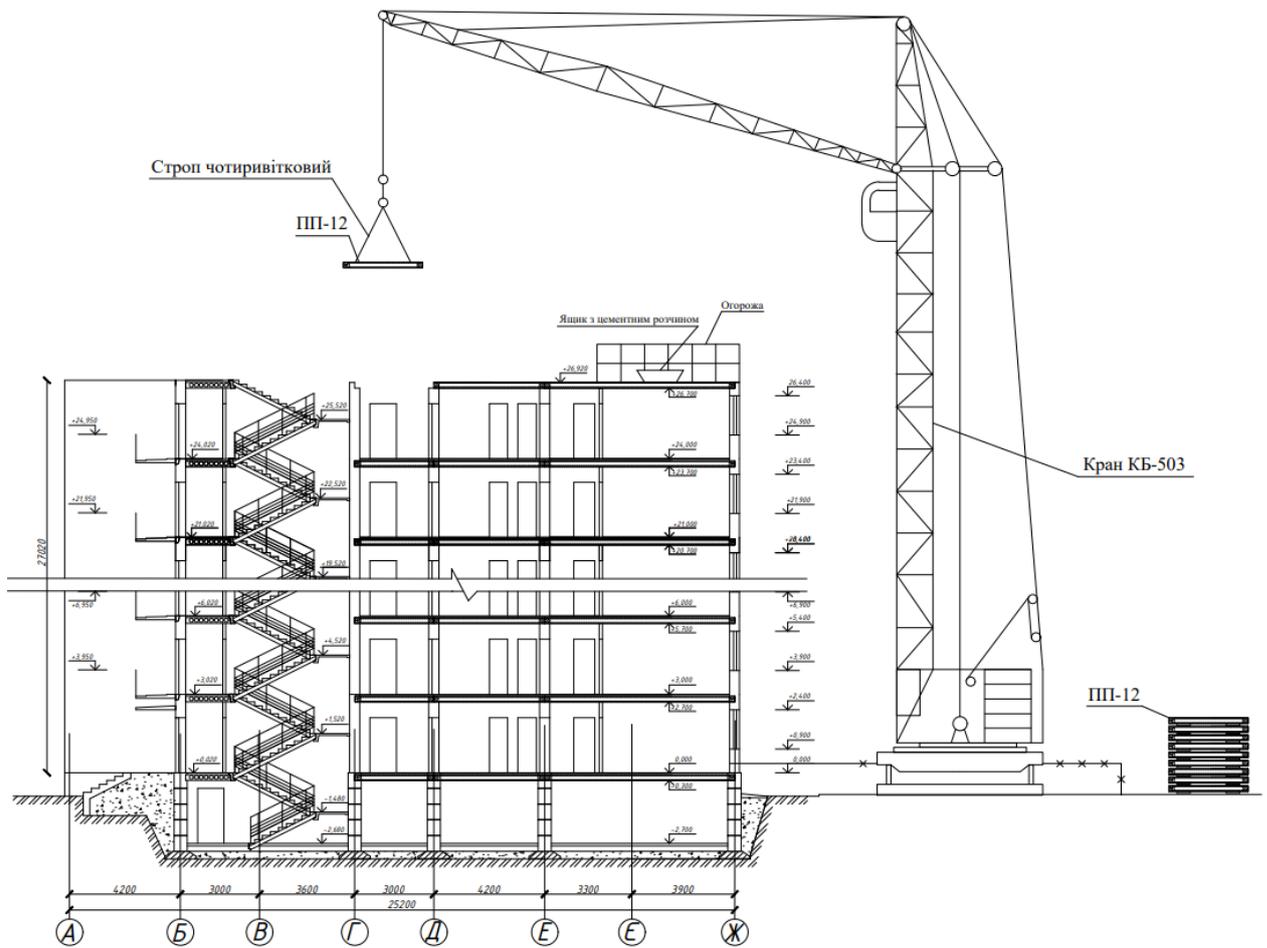
3.2 Вибір організаційно-технологічної схеми цегляної кладки стін багатоповерхового будинку

Як правило, зведення багатоповерхового будинку відбувається потоковим методом, окремими поверхами з членуванням на захватки. Захваткою може бути одна чи дві секції будинку. У межах кожної захватки окремого поверху стіни кладуть кількома ярусами, кількість яких визначають залежно від висоти поверху і прийнятої висоти ярусу. Так як висота ярусу повинна бути висотою до 1,1-1,2 метра, то при заданій висоті поверху 3,0 метра приймаємо висоту ярусу 1,1 метр.

3.3 Вибір вантажопідйомних машин

Процес цегляної кладки стін вимагає організації безперервної подачі на

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 53 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |



Розрахункова маса вантажу.

$$m_e^{(u)} = (\text{піддон}) + (\text{підхоплювач}) + (\text{маса 1 цеглини}) \times (\text{кількість у пакеті}) = \\ = 0,022 + 0,023 + 0,003 \times 200 = 0,645 \text{ т.}$$

$$m_e^{(p)} = (\text{інвент. ящик}) + (\text{строп}) + (\text{густина розчину}) \times (\text{місткість}) = \\ = 0,05 + 0,09 + 1,5 \times 0,2 = 0,44 \text{ т.}$$

$$m_e^{(nl)} = (\text{строп}) + (\text{маса плити}) = 0,09 + 3,4 = 3,49 \text{ т.}$$

Розрахункова висота піднімання крюка.

$$H_{\Gamma}^{nm} = h_0 + h_3 + h_e + h_c,$$

де h_0 — висота опори, на яку встановлюється вантаж відносно рівня стоянки крана; h_3 - запас по висоті між опорою і низом вантажу (приймають 0,5 - 1 м.); h_e - висота вантажу; h_c - розрахункова висота вантажозахватного пристосування. Всі величини вимірюються в метрах.

| | | | | |
|------|------|----------|--------|------|
| | | | | |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата |

401-БП.20033.ПЗ

Арк.

55

$$H^{nm(u)}_{\Gamma} = 29,7 + 1 + 2,2 = 32,9 \text{ м.}$$

$$H^{nm(p)}_{\Gamma} = 29,7 + 1 + 0,35 + 4,2 = 35,25 \text{ м.}$$

$$H^{nm(nl)}_{\Gamma} = 32,7 + 1 + 0,3 + 4,2 = 38,2 \text{ м.}$$

Потрібний виліт крюка L_{nm} дорівнює горизонтальній проекції стріли від осі обертання крана до осі крюка, що знаходиться над центром ваги елемента, при подачі найбільш віддаленого від осі крана елемента.

$$L^{цез} = a + b = 5 + 25,2 = 30,2 \text{ м.}$$

$$L^{роз} = a + b = 5 + 25,2 = 30,2 \text{ м.}$$

$$L^{nl} = a + b = 5 + 21,78 = 26,78 \text{ м.}$$

Оскільки одним і тим же краном піднімають, звичайно, осі вантажів і монтують збірні, конструкції, його вибирають за найбільшими показниками розрахункових параметрів.

Визначення варіантів кранів

Згідно з розрахунковими параметрами із довідників вибирають найбільш доцільні варіанти кранів. Цей попередній вибір кранів записують у наведену нижче таблицю.

Вантажозахватні пристосування

Таблиця 9

| Назва вантажу | Розрахункові параметри | | | Параметри крана | | | |
|---------------|------------------------|------------------------------|----------------------|-----------------|------------------|------------------|----------------|
| | $m_e, \text{ т.}$ | $H^{nm}_{\Gamma}, \text{ м}$ | $L^{nm}, \text{ м.}$ | Тип і марка | $m_p, \text{ т}$ | $H_z, \text{ м}$ | $L, \text{ м}$ |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| Цегла | 0,645 | 32,9 | 30,2 | Кран КБ-503 | 7,5 | 53 | 35 |
| Плита | 3,49 | 38,2 | 26,78 | | 7,5 | 53 | 35 |
| Розчин | 0,44 | 35,25 | 30,2 | | 7,5 | 53 | 35 |
| Цегла | 0,645 | 32,9 | 30,2 | Кран КБ-502 | 10 | 53 | 40 |
| Плита | 3,49 | 38,2 | 26,78 | | 10 | 53 | 40 |
| Розчин | 0,44 | 35,25 | 30,2 | | 10 | 53 | 40 |

Економічне обґрунтування вибору кранів

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 56 |

Основним показником економічності механізованого процесу подачі вантажів для цегляної кладки на робочі місця мулярів є собівартість. Критерієм оптимальної подачі вантажів є мінімум приведених затрат, який визначається для можливих варіантів за формулою (вона наведена нижче). Але для його підрахунку заповнюємо спочатку нижче наведену таблицю.

Визначення собівартості та тривалості робіт

Таблиця 10

| Назва процесу | Один. виміру | Обсяг робіт | Обґрунтування (РЕКН) | Розцінка для робітників (грн-коп) | Зарплата робітників | | Норма маш. часу (маш.г) | Витрати машинного часу (маш.год) | |
|---------------------------------------|-------------------|-------------|----------------------|-----------------------------------|---------------------|---------|-------------------------|----------------------------------|-------|
| | | | | | 1 вар. | 2.вар. | | 1вар. | 2вар. |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| Подача цегли | 1000 шт | 107,336 | КБ8-5-1 | 35,8 | 3842,63 | 3842,63 | 0,28 | 30,05 | 30,05 |
| Подача розчину | м ³ | 68,805 | КБ6-47-8 | 34,6 | 2380,65 | 2380,65 | 0,27 | 18,58 | 18,58 |
| Укладання брускових перемичок | шт | 60 | КБ6-18-9 | 32 | 1920 | 1920 | 0,15 | 9 | 9 |
| Встановлення блочних помостів | 10 м ³ | 27,52 | КБ5-17-1 | 99,4 | 2735,49 | 2735,49 | 0,48 | 13,21 | 13,21 |
| Укладання плит перекриття | шт | 91 | КБ7-3-4 | 59,4 | 491,4 | 491,4 | 0,21 | 19,11 | 19,11 |
| Установка сходових маршів та площадок | шт | 4 | КБ7-21-3 | 100,2 | 400,8 | 400,8 | 0,35 | 1,4 | 1,4 |
| | | | | Σ | 11770,97 | | Σ | 91,35 | |

Приведені затрати визначаються за формулою:

$$P_3 = C + E_n \times K \rightarrow \min$$

P_3 – приведені затрати, грн.

C – собівартість подачі вантажів, грн.

E_n – нормативний коефіцієнт ефективності капіталовкладень (0,12)

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | 57 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 401-БП.20033.ПЗ | | | | |

K – капітальні вкладення у виробничі фонди, грн.

Собівартість подачі вантажів визначається за формулою:

$$C = 1,08 \times (C_{м-зм} \times T_{зм} + C_n) + 1,5 \Sigma Z, \text{ грн}$$

$C_{м-зм}$ – собівартість машино-зміни крана, грн.

$T_{зм}$ – тривалість роботи крана на подачі вантажів, яка визначається за нормами та з урахуванням підготовчих робіт, змін.

ΣZ – заробітна плата робітників на подачі вантажів, грн.

C_n – собівартість підготовчих робіт, грн.

Розрахунок ведемо для двох кранів і потім обираємо економічніший:

$$C(1\text{кран}) = 1,08 \times (957,78 \times 17 + 5 \times 174,1) + 1,5 \times 256,64 = 18909,94 \text{ грн.}$$

$$C(2\text{кран}) = 1,08 \times (1091,4 \times 17 + 5 \times 274,9) + 1,5 \times 256,64 = 21907,52 \text{ грн.}$$

Капітальні вкладення у виробничі фонди (крани), враховуючи тривалість робіт на об'єкті визначається за формулою:

$$K = \frac{C_p \times T_{зм}}{T_p}$$

C_p – інвентарно-розрахункова вартість крана, грн.

$T_{зм}$ – тривалість роботи крана на подачі вантажів, змін.

T_p – тривалість роботи крана за рік, змін.

Отже отримаємо:

$$K(1\text{кран}) = (1200000 \times 17) / 344 = 59302,33 \text{ грн.}$$

$$K(2\text{кран}) = (1780000 \times 17) / 384 = 78802,08 \text{ грн.}$$

Приведені затрати:

$$Пз(1\text{крана}) = 18909,94 + 0,12 \times 59302,33 = 26026,22 \text{ грн.}$$

$$Пз(2\text{крана}) = 21907,52 + 0,12 \times 78802,08 = 31363,77 \text{ грн.}$$

Після розрахунків складаємо порівняльну таблицю.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 58 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

Порівняльна таблиця варіантів

Таблиця 11

| Назва показників | Одиниця виміру | Варіанти | |
|-------------------------|----------------|----------|----------|
| | | перший | другий |
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| Тривалість роботи крана | зміна | 17 | 17 |
| Собівартість робіт | грн. | 18909,94 | 21907,52 |
| Капітальні вкладення | грн. | 59302,33 | 78802,0 |
| Приведені затрати | грн. | 26026,22 | 31363,77 |

Приймаємо варіант із меншими приведеними затратами. Тобто обираємо перший баштовий кран **КБ-503**.

Вибір транспортних засобів

Для перевезення будівельних матеріалів використовуємо бортовий «КАМАЗ» марки 5320. Для перевезення розчину використовуємо самоскид «КАМАЗ» марки 5320. Кількість вантажних машин приймаємо по розрахунку.

Оскільки монтаж плит перекриття передбачається проводити з транспортних засобів, то потрібно врахувати їхню кількість, а також організацію перевезення конструкцій. Перевезення буде проводитися маятниковим способом.

Необхідна кількість автомашин для забезпечення безперебійної роботи крана:

$$N_a = T_{\text{ц}} / T_{\text{монт}}, \text{ шт}$$

де $T_{\text{ц}}$ – час циклу при заданій схемі транспортування будівельних конструкцій, хв;

$T_{\text{монт}}$ – час монтажу конструкцій, хв.

Повний транспортний цикл при заданій схемі транспортування

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 59 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

будівельних конструкцій:

$$T_{ц} = t_{н} + (2 \ell \times 60 / v_{ср}) + t_{розв} + t_{ман}, \text{ хв}$$

де $\ell = 4,2$ км – відстань від заводу залізобетонних виробів до будівельного майданчика;

$v_{ср} = 30$ – середня швидкість руху транспортної одиниці у конкретних дорожніх умовах, км/год;

$t_{н}$ – час навантаження конструкцій на автомобіль, хв;

$t_{розв}$ – час розвантаження конструкцій на будівельному майданчику, хв;

$t_{ман}$ – час на маневрування, хв. ($t_{ман} = 2 \dots 8$ хв).

$$t_{н} = H_{м-год}, n \times 60 = 2,7 / 100 \times 4 \times 60 \times 2,8 = 18 \text{ хв.}$$

$$t_{розв} = H_{м-год}, n \times 60 + t_{ср} = 0,21 \times 3 \times 60 + 2 = 40 \text{ хв.}$$

$$t_{ман} = 6 \text{ хв.}$$

$$T_{ц} = 18 + (2 \times 4,2 \times 60) / 30 + 40 + 6 \approx 81 \text{ хв.}$$

$$T_{мон} = 0,21 \times 4 \times 60 \approx 51 \text{ хв.}$$

$$T_{шл} = 4,2 \times 60 / 30 = 8,4 \approx 9 \text{ хв}$$

Необхідна кількість транспортних засобів:

$$N_{а} = 79 / 51 \approx 2, \text{ шт.}$$

Отже, для забезпечення безперебійної роботи крана при монтажі плит покриття необхідно 2 напівпричепи УПР-1212 вантажопідйомністю 12 т на базі тягача МАЗ 504 А.

3.4 Визначення складу бригади мулярів та організації їх праці

Якщо в межах поверху захватки і ярусу кладки за своєю трудомісткістю однакові, то комплексний процес кладки буде ритмічним та тривалість роботи на ярус-захватці буде однаковою. Ця тривалість, або модуль циклічності, приймається не менше однієї зміни. Виходячи з цього, кількісний склад мулярів у бригаді визначається за формулою:

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 60 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

$$N = \frac{\sum t}{n_3 \times n_{\text{я}} \times k \times k_H}$$

N - мулярів у бригаді, чол.

$\sum t$ - загальна трудомісткість цегляної кладки одного поверху, яка визначається із калькуляції, люд-змін.

n_3 - кількість захваток у межах одного поверху.

$n_{\text{я}}$ - кількість ярусів цегляної кладки в межах одного поверху.

K - модуль циклічності (ритм потоку),змін.

K_H - запланований коефіцієнт виконання робіт.

Загальну трудомісткість цегляної кладки одного поверху визначаємо з умови:

При $\delta=640$ мм (внутр.) норма часу $1 \text{ м}^3 - 3,7$ люд-змін.

При $\delta=380$ мм (зовн.) норма часу $1 \text{ м}^3 - 3,7$ люд-змін.

$$\sum t = 3,7 \times 451,1/8 = 208,63 \text{ люд-змін.}$$

$$N = \frac{\sum t}{n_3 \times n_{\text{я}} \times k \times k_H} = \frac{275,22}{2 \times 3 \times 2 \times 1,1} = 20,85 \approx 21$$

Остаточню приймаємо $N = 21$ чол. Отже, маємо 9 ланок по 2 муляра та 1 з трьох.

3.5. Технологічна карта

3.5.1 Область застосування

Для забезпечення потокової організації будівництва виконують технологічне і просторове проектування, визначають параметри часу.

Технологічне проектування полягає в членуванні комплексного процесу кладки на окремі розглянуті раніше прості процеси - приватні потоки, визначенні обсягів робіт, їхньої трудомісткості, машиноємності.

Просторове проектування потоку передбачає членування будинку в

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|------------------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 61 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

плані на захватки й у межах кожного поверху по висоті на яруси.

Параметри часу характеризують тривалість окремих процесів на захватці — модуль циклічності й інтервал часу між суміжними процесами - крок потоку.

В даному курсовому проекті ми розробляємо технологічну карту на цегляну кладку житлового будинку. Матеріал зовнішніх і внутрішніх стін - керамічна цегла. Товщина зовнішніх стін приймається 380 мм., внутрішніх – 640, 380 та 120 мм. У зовнішніх стінах передбачені прорізи для вікон, які приймаємо розмірами 1500×1080 1500×1290, 1500×1990, 1500×1690, мм., а також двері для входу в будівлю та виходу на балкон. У внутрішніх стінах передбачені прорізи для дверей у квартири і кімнати. Висота поверху дорівнює 3000 мм. Для міжповерхового перекриття приймаємо залізобетонні плити перекриття розмірами: 1,5×7,2; 1,2×7,2; 1,5×7,0; 1,2×7,0; 0,9×5,7; 1,5×4,2; 1,2×4,2; 0,9×4,2; 1,5×3,3; 1,2×3,3; 1,5×2,7; 0,9×2,7 метра. Відповідно вагою 6; 8; 10; 20; 1; 3; 4; 1; 4; 8; 2; 4; 3; 2 тон. Товщину плит перекриття приймаємо 300 мм. Для пересування мешканців у середині будівлі передбачені сходові площадки і сходові марші вагою 1,5 та 1,8 тони відповідно. Матеріали подаються краном КБ-503.

3.5.2 Організація і технологія виконання робіт

Технічні параметри вантажопідйомних машин повинні відповідати масі вантажу, що піднімається, висоті його підйому і глибині подачі. Як вантажопідйомні машини для одноповерхових сільськогосподарських будинків застосовують стрілові крани на автомобільному і пневмоколісному ході, для багатоповерхових будинків - баштові крани. Ці крани повинні забезпечувати монтаж збірних конструкцій у ході кладки.

Необхідне число кранів для вантажопідйомних і монтажних процесів N_k визначають по формулі:

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 62 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

$$N_k = \frac{\sum m}{T \times t_{cm} \times k_h},$$

де $\sum m$ - сумарна нормативна машиноємність вантажопідйомних і монтажних процесів на захватці, машино-год;

T – тривалість вантажопідйомних і монтажних процесів на захватці, змін; t_{cm} – тривалість робочої зміни, год; k_h - коефіцієнт виконання норм.

Необхідне число транспортних засобів визначають виходячи з обсягу вантажоперевезень у зміну і змінної продуктивності транспортної одиниці.

Під час перевезення цегли і дрібних блоків на піддонах необхідне число їх N_{Π} складає:

$$N = \frac{Q \times t_u \times k_{HP}}{t_{cm} \times q}$$

де Q – маса перевезеної цегли чи дрібних блоків за зміну, т;

t_u – тривалість циклу піддона $t_u = t_3 + t_n + t_0$ (t_3 – час перебування піддона на заводі, год; t_n – тривалість перебування піддона в шляху (навантаженого та порожнього), год; t_0 – тривалість передування піддона на об'єкті, год. k_{HP} – коефіцієнт нерівномірності оборотів піддона, приймають 1,1; t_{cm} – тривалість робочої зміни; q – місткість піддона, т

Машина і механізми для комплексного процесу кладки цегляних стін

Таблиця 12

| Назва машини і механізмів | Марка | Технічна характеристика | Кількість, шт. |
|---------------------------|--------|--------------------------|----------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| Кран баштовий | КБ-503 | Вантажопідйомність – 7,5 | 1 |
| Самоскиди | | | По розрахунку |
| Бортові вантажівки | | | По розрахунку |
| Помости блочні | | | 30 |

При спорудженні будинків виробництво кам'яних робіт повинне бути ув'язане з монтажем каркаса. Кладка несучих стін у будинках з неповним каркасом випереджає монтажні роботи, а з повним каркасом стінове

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 63 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

огороження виконують після закінчення монтажних робіт, при русі крана для подачі матеріалів по зовнішньому периметрі будинку.

При зведенні багатоповерхових будинків виробництво кладочних робіт повинне бути ув'язане з монтажем міжповерхових перекриттів, у відповідності зі схемою розвитку потоку. Щоб забезпечити безперервність приватних потоків, тривалість кладочних робіт, виконуваних поярусно, і монтажних, виконуваних поповерхово, повинна бути однаковою. При цьому кладку в межах захватки ведуть на всю висоту поверху, а поярусні помости встановлюють у другу зміну.

У задачу проектування потокової організації комплексного процесу кладки входить розробка чи графіка циклограми провадження робіт з визначенням числа виконавців, трудомісткості і тривалості робіт. Трудомісткість робіт визначають на підставі калькуляцій трудових витрат. Тривалість кладочного процесу на захватці (модуль циклічності) і крок потоку приймають не менш однієї зміни. При цих умовах число ведучих робітників-мулярів N у складі комплексної бригади визначають по формулі:

$$N_k = \Sigma m / (T \times t_{cm} \times K_H),$$

де Σm — сумарна трудомісткість кладочних процесів на захватці, виконуваних мулярами, люд.-год.; T — тривалість кладочного процесу.

3.5.3 Вимоги до якості виконання робіт

Кам'яна кладка повинна відповідати вимогам проекту. Відповідно до цих вимог якість кладки контролюється у процесі її зведення і під час приймання. Усі матеріали, що надходять, повинні мати паспорт на кожну партію, а розчин, крім того, виписку з паспорта на кожну транспортну одиницю.

У процесі кладки проводять операційний контроль, звіряючи фактичні відхилення з тими, що допускаються (допусками). Перевіряють

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 64 |

вертикальність кладки, горизонтальність швів, їх товщину, розміри елементів кладки, позначки обрізів і поверхів, зсув осей віконних прорізів, осей конструкцій та ін. Виявлені дефекти кладки в процесі її подальшого зведення виправляють. Приховані роботи оформляються актами (влаштування осадочних і деформаційних швів; гідроізоляція кладки; укладання в кам'яні конструкції арматури та ін).

Схеми операційного контролю якості цегляної кладки стін

Таблиця 13

| Хто контролює | Прораб | | | | | | | |
|-----------------------------------|--|--|--|---|---|--|--|----------------------------------|
| | Цегляна кладка стін | | | | Армування кладки | Влаштування збірних з/б плит | Протикорозійне покриття закладн. деталей | Влаштування балконів |
| Склад контролю (що контролювати) | Якість цегли, розчину, арматури, закладних деталей | Правильність розбивки осей | Горизонтальність і позн. обрізів кладки під перекриття | Совісність вентиляційних каналів і герметизація вентилювальних блоків | Правильність розташування арматурних і метростержнів та ін. | Спирання перекриття на стіни, заробка, анкераж | Товщина, густина і зчепленість покриття | Заробка, позначка ухилу балконів |
| Спосіб контролю (як контролювати) | Зовнішній огляд, обмір, перевірка паспортів і сертифікатів | Стрічка металевих метрскладних металевих | Нівелір, рейка, рівень буд-ний | Візуально, вісок буд-ний | Візуально, метрскладний металевий | Візуально, метрскладний металевий | Візуально товщиномір, штихтель | Метрскладний, рівень буд-ний. |
| Час контролю (коли кон-вати) | До початку кладки стін поверху | До початку кладки | До встановлення панелей | Після закінчення кладки стін пов. | До встановлення арматури | Після влаштування перекриття | До заробки | Після установки балконів |
| Хто контролює | У випадку сумніву лаборатор | | Геодест | Лабораторія | | | | |

3.5.4 Матеріально-технічні ресурси

Підрахунки матеріально-технічних ресурсів подають у пояснювальній записці на весь обсяг робіт, передбачений технологічною картою. Запис ведуть у табличній формі:

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 65 |

Відомість потреби в інструменті, інвентарі і пристосуваннях.

Таблиця 14

| Назва матеріалу | Марка, технічна характеристика, ДСТ, номер креслення | Кількість |
|--|--|-----------|
| 1 | 2 | 3 |
| Скарпели для цегляних і бетонних робіт ИР-561 | ГОСТ 11042-90 | 6 |
| Молоток кирочка типу МКИ | ГОСТ 11042-90 | 18 |
| Молоток кулачок типу МКУ | ГОСТ 11042-90 | 6 |
| Скребок металевий | ГОСТ 11042-90 | 18 |
| Лопата для розчину типу ЛР | | 6 |
| Кельма для кам'яних і бетонних робіт типу КП | ГОСТ 9533-81 | 18 |
| Кельма для пічних і кам'яних робіт типу КП | ГОСТ 9533-81 | 6 |
| Ломи монтажні типів ЛМ-20, ЛМ- | ДСТУ Б В.2.8-16:2009 | 2 |
| Метр складний металевий | ТУ У 03972620.002-97 | 6 |
| Стрічка в закритому корпусі типу ЗПКЗ-20АУТ/1 | ДСТУ 4179-2003 | 6 |
| Дріт для розмітки – відвіс | | 6 |
| Віски сталеві будівельні типів ОТ 600, ОТ 1000 | ДСТУ 4179-2003 | 6 |
| Рівень будівельний типу УС-1 | ДСТУ Б В.2.8-19:2009 | 1 |
| Рівень гнучкий (водяний) INTERTOOL MT-1460 | | 1 |

Потребу в матеріалах, напівфабрикатах і конструкціях визначають за робочими кресленнями та нормативами. Відомість складають у табличній формі:

Відомість потреби в конструкціях, матеріалах і напівфабрикатів

Таблиця 15

| Назва робіт | Одиниця виміру | Обсяг робіт | Потреба в матеріальних ресурсах | | | |
|-------------|----------------|-------------|---------------------------------|--------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | | | Найменування | Один. виміру | Норма на одиницю обсягу робіт | Потреба на весь обсяг робіт |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Кладка | м ³ | δ=380 мм | Цегла звичайна | шт | 390 | 72595 |

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | 66 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 401-БП.20033.ПЗ | | | | |

| | | | | | | |
|---|----------------|--------------------|------------------|----------------|--------|--------|
| зовнішніх і внутрішніх стін зі звичайної цегли при Нпов до 4 м при звичайному архітектурному оздобленні | | 186,14 | Розчин | м ³ | 0,25 | 46,5 |
| | | | Пробки дерев'яні | м ³ | 0,0005 | 0,093 |
| | м ³ | δ=380 мм 264,46 | Цегла звичайна | шт | 390 | 103139 |
| | | | Розчин | м ³ | 0,25 | 66,115 |
| | м ³ | δ=640 мм 264,46 | Пробки дерев'яні | м ³ | 0,0005 | 0,132 |
| | | | Цегла звичайна | шт | 390 | 103139 |
| | | | Розчин | м ³ | 0,25 | 66,115 |
| | | | Пробки дерев'яні | м ³ | 0,0005 | 0,132 |

3.5.5 Техніка безпеки

(ДБН А.3.2-2-2009)

При виконанні кам'яних робіт робітники знаходяться на різних рівнях: на дні котлованів і траншів, на поверхні землі, на риштуванні і лісах. Основними причинами травматизму при виконанні кам'яної кладки в цих умовах є падіння робітників з висоти, падіння різних предметів на робітників.

При кладці підземних конструкцій для попередження випадків травматизму необхідно перевіряти кріплення стінок траншів і котлованів, стежити за станом укосів, не допускати складування кам'яних матеріалів на брівці в межах призми обвалення. Для спуска робітників у котловани і траншеї влаштовують драбини з поручнем, а в стиснутих місцях - приставні сходи.

При зведенні стін потрібно щодня оглядати підмости і риштування, не допускати завантаження їхній більше, чим встановлено проектом, забезпечувати вільні проходи. Настил риштування необхідно очищати від будівельного сміття, а узимку також і від снігу, посипати піском. Рівень кладки після кожної перестановки риштування повинний бути не менш чим на два ряди каменю вище рівня робочої підлоги чи настилу перекриття. При кладці на висоту до 0,7 м робітником варто застосовувати запобіжні пояси.

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|--|--|--|--|------|
| | | | | | | | | | | Арк. |
| | | | | | | | | | | 67 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 401-БП.20033.ПЗ | | | | | |

Карнизи, що виступають за площину стіни більш ніж на 30 см, викладають із зовнішніх лісів.

При кладці стін багатоповерхових будинків із внутрішнього риштування по всьому периметрі встановлюють зовнішні захисні козирки шириною не менш 1,5 м з підйомом від стіни нагору під кутом 20°. Перший ряд козирків розташовують на висоті не більш 6 м від землі і зберігають до повного закінчення кладки. Другий ряд - на висоті 6...7 м над першим рядом, а потім по ходу кладки переставляють через кожні 6...7 м. Стіни будинків висотою до 7 м допускається зводити без захисних козирків, якщо навколо будинку встановлюють огороження на відстані не менш 1,5 м від стіни, а над входами-навіси розміром 2×2 м.

Помости на рівні робочого настилу обгороджують поручнем висотою 1,1 м, що повинні мати поверху поручень, один проміжний горизонтальний елемент і внизу бортову дошку висотою 15 см. Віконні і дверні прорізи в зовнішніх стінах, не заповнені блоками, закривають тимчасовими огороженнями.

При подачі матеріалів у процесі кладки необхідно стежити за станом стропів, піддонів, футлярів до них і інших загарбних пристосувань. Небезпечні зони в зв'язку з можливим падінням вантажів при підйомі повинні бути позначені знаками установленної форми.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 68 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

ВИСНОВКИ

У даному дипломному проєкті було розглянуто питання, пов'язане з будівництвом дев'ятиповерхового житлового будинку у мікрорайоні Лазурний м. Полтава. У кожному з розділів, з різних сторін, були оцінені доцільність і особливості даної конструкції.

У першій частині запропоноване об'ємно-планувальне рішення будівлі, були оцінені місце розташування, природно-кліматичні умови району.

У другому розділі було подано характеристику геології підстиляючої поверхні. Розраховано та обрано конструктивні особливості фундаментів згідно початкових умов. Виконано розрахунок залізобетонних конструкцій та теплотехнічний розрахунок.

В третій частині вирішенні питання технології процесу будівельного виробництва.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 69 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

21. Утеплення, ремонт та реконструкція плоских покрівель цивільних будівель: посібник / Авраменко Ю.А., Філоненко О.І. (та інш.); за ред.. О.В. Семко. – Полтава: ПП «Астроя», 2018. – 238 с.

22. Філоненко О. І., Юрін О. І. Енергетична ефективність будинків: навч. посібник. – Полтава: ПП «Астроя», 2018. – 484 с.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 72 |

Додатки

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| | | | | | | 73 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

Таблиця А.1 – Характеристики міцності та деформативності бетону

| | Клас міцності бетону | | | | | | | | | | | Аналітична залежність/пояснення |
|---|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---|
| | C8/10 | C12/15 | C16/20 | C20/25 | C25/30 | C30/35 | C32/40 | C35/45 | C40/50 | C45/55 | C50/60 | |
| $f_{ck,cube}$ (МПа) | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | |
| $f_{cm,cube}$ (МПа) | 13 | 19 | 25 | 32 | 38 | 45 | 51 | 58 | 64 | 71 | 77 | $f_{cm,cube} = f_{ck,cube} / (1 - 1,64V_c)$ |
| $f_{ck,prism}$ (МПа) | 7,5 | 11 | 15 | 18,5 | 22 | 25,5 | 29 | 32 | 36 | 39,5 | 43 | |
| f_{cd} (МПа) | 6 | 8,5 | 11,5 | 14,5 | 17 | 19,5 | 22 | 25 | 27,5 | 30 | 33 | $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ |
| f_{ctm} (МПа) | 1,2 | 1,6 | 1,9 | 2,2 | 2,6 | 2,8 | 3 | 3,2 | 3,5 | 3,8 | 4,1 | |
| $f_{ctk, 0,05}$ (МПа) | 0,8 | 1,1 | 1,3 | 1,5 | 1,8 | 2 | 2,1 | 2,2 | 2,5 | 2,7 | 3 | $f_{ctk, 0,05} = 0,7f_{ctm}$ 5% вибірки |
| $f_{ctk, 0,95}$ (МПа) | 1,6 | 2 | 2,5 | 2,9 | 3,4 | 3,6 | 3,9 | 4,2 | 4,6 | 4,9 | 5,3 | $f_{ctk, 0,95} = 1,3f_{ctm}$ 95% вибірки |
| E_{cm} (ГПа) | 18 | 23 | 27 | 30 | 32,5 | 34,5 | 36 | 37,5 | 39 | 39,5 | 40 | |
| E_{ck} (ГПа) | 15 | 20 | 23 | 26 | 29 | 31 | 32 | 34 | 35 | 36 | 37 | |
| E_{cd} (ГПа) | 12,6 | 16,3 | 20 | 23 | 25 | 27 | 28,5 | 30,5 | 32 | 33 | 34 | |
| $\varepsilon_{c1,ck}$ (‰) | 1,57 | 1,61 | 1,66 | 1,71 | 1,76 | 1,81 | 1,86 | 1,90 | 1,94 | 1,98 | 2,02 | |
| $\varepsilon_{c1,cd}$ (‰) | 1,56 | 1,58 | 1,62 | 1,65 | 1,69 | 1,72 | 1,76 | 1,80 | 1,84 | 1,87 | 1,91 | |
| $\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰) | 4,5 | 4,4 | 4,15 | 3,85 | 3,55 | 3,25 | 3 | 2,83 | 2,63 | 2,5 | 2,4 | |
| $\varepsilon_{cu1,cd}$ (‰) | 3,75 | 3,7 | 3,59 | 3,44 | 3,28 | 3,1 | 2,93 | 2,72 | 2,57 | 2,43 | 2,29 | |
| $\varepsilon_{c3,ck}$ (‰) | 0,5 | 0,55 | 0,65 | 0,71 | 0,76 | 0,82 | 0,91 | 0,94 | 1,03 | 1,1 | 1,16 | $\varepsilon_{c3,ck} = f_{ck,prism} / E_{ck}$ |
| $\varepsilon_{c3,cd}$ (‰) | 0,48 | 0,52 | 0,58 | 0,63 | 0,68 | 0,72 | 0,77 | 0,83 | 0,86 | 0,91 | 0,97 | $\varepsilon_{c3,cd} = f_{cd} / E_{cd}$ |
| $\varepsilon_{cu3,ck}$ (‰) | 4,05 | 3,96 | 3,73 | 3,46 | 3,2 | 2,93 | 2,7 | 2,55 | 2,37 | 2,25 | 2,16 | $\varepsilon_{cu3,ck} = 0,9 \varepsilon_{cu1,ck}$ |
| $\varepsilon_{cu3,cd}$ (‰) | 3,38 | 3,33 | 3,23 | 3,1 | 3 | 2,8 | 2,64 | 2,45 | 2,31 | 2,19 | 2,06 | $\varepsilon_{cu3,cd} = 0,9 \varepsilon_{cu1,cd}$ |
| *) - величини $f_{ck,cube}$ в таблиці наведені виходячи зі значення коефіцієнта варіації V_c , який дорівнює 13,5 % | | | | | | | | | | | | |

Таблиця А.2 – Характеристики міцності та деформативності арматури високоміцної

| Клас арматури | Характеристики арматури | | | | |
|---------------|-------------------------|-------------------|-------------|-----------------|------------|
| | f_{pk} , МПа | $f_{p0,1k}$, МПа | E_p , МПа | ϵ_{uk} | γ_s |
| A600 | 630 | 575 | 190000 | 0,02 | 1,2 |
| A800 | 840 | 765 | 190000 | 0,018 | 1,2 |
| A1000 | 1050 | 955 | 190000 | 0,018 | 1,2 |
| Bp 1200 | 1260 | 1145 | 190000 | 0,016 | 1,25 |
| Bp 1300 | 1365 | 1240 | 190000 | 0,016 | 1,25 |
| Bp 1400 | 1470 | 1335 | 190000 | 0,016 | 1,25 |
| Bp 1500 | 1575 | 1430 | 190000 | 0,016 | 1,25 |
| K 1400 (K-7) | 1470 | 1335 | 180000 | 0,016 | 1,2 |
| K 1500 (K-7) | 1575 | 1430 | 180000 | 0,014 | 1,2 |
| K 1500 (K-19) | 1575 | 1430 | 180000 | 0,014 | 1,2 |

Таблиця А.3 – Значення параметрів ω , φ , χ залежно від значень K та η_u

| | K | | | | | | | | |
|--------------------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1,18 | 1,5 | 2 | 2,5 | 3 | 3,5 | 4 | 4,5 | 5 |
| η_u | 1,075 | 1,2 | 1,268 | 1,309 | 1,339 | 1,363 | 1,382 | 1,398 | 1,412 |
| ω | 0,587 | 0,673 | 0,732 | 0,767 | 0,792 | 0,811 | 0,826 | 0,838 | 0,848 |
| φ | 0,3835 | 0,4214 | 0,443 | 0,455 | 0,462 | 0,467 | 0,471 | 0,474 | 0,476 |
| χ | 0,591 | 0,555 | 0,539 | 0,53 | 0,526 | 0,523 | 0,52 | 0,518 | 0,517 |
| φ/ω | 0,653 | 0,626 | 0,605 | 0,593 | 0,583 | 0,576 | 0,57 | 0,566 | 0,561 |
| $\omega - \varphi$ | | | | | | | | | |
| ω | 0,347 | 0,374 | 0,395 | 0,407 | 0,417 | 0,424 | 0,43 | 0,434 | 0,439 |

Таблиця А.4 – Сортамент арматури

| Номінальний діаметр стержня*, мм | Розрахункова площа поперечного перерізу стержня, мм ² при кількості стержнів | | | | | | | | | Теоретична маса 1 м довжини арматури, кг | Діаметр арматури класів** | | | |
|----------------------------------|---|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|--|---------------------------|-------|-------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | | A240C | A400C | A500C | B500 |
| 3 | 7,1 | 14,1 | 21,2 | 28,3 | 35,3 | 42,4 | 49,5 | 56,5 | 63,6 | 0,056 | - | - | - | + |
| 4 | 12,6 | 25,1 | 37,7 | 50,3 | 62,8 | 75,4 | 88 | 100,5 | 113,1 | 0,099 | - | - | - | + |
| 5 | 19,6 | 39,3 | 58,9 | 78,5 | 98,2 | 117,8 | 137,4 | 157,1 | 176,7 | 0,154 | - | - | - | + |
| 6 | 28,3 | 57 | 85 | 113 | 141 | 170 | 198 | 226 | 254 | 0,222 | + | + | + | + |
| 8 | 50,3 | 101 | 151 | 201 | 251 | 302 | 352 | 402 | 452 | 0,395 | + | + | + | + |
| 10 | 78,5 | 157 | 236 | 314 | 393 | 471 | 550 | 628 | 707 | 0,616 | + | + | + | + |
| 12 | 113,1 | 226 | 339 | 452 | 565 | 679 | 792 | 905 | 1018 | 0,888 | + | + | + | + |
| 14 | 153,9 | 308 | 462 | 616 | 770 | 924 | 1078 | 1232 | 1385 | 1,208 | + | + | + | - |
| 16 | 201,1 | 402 | 603 | 804 | 1005 | 1206 | 1407 | 1608 | 1810 | 1,579 | + | + | + | - |
| 18 | 254,5 | 509 | 763 | 1018 | 1272 | 1527 | 1781 | 2036 | 2290 | 1,998 | + | + | + | - |
| 20 | 314,2 | 628 | 942 | 1257 | 1571 | 1885 | 2199 | 2513 | 2827 | 2,466 | + | + | + | - |
| 22 | 380,1 | 760 | 1140 | 1521 | 1901 | 2281 | 2661 | 3041 | 3421 | 2,984 | + | + | + | - |
| 25 | 490,9 | 982 | 1473 | 1963 | 2454 | 2945 | 3436 | 3927 | 4418 | 3,854 | + | + | + | - |
| 28 | 615,8 | 1232 | 1847 | 2463 | 3079 | 3695 | 4310 | 4926 | 5542 | 4,834 | + | + | + | - |
| 32 | 804,2 | 1608 | 2413 | 3217 | 4021 | 4825 | 5630 | 6434 | 7238 | 6,313 | + | + | + | - |
| 36 | 1017,9 | 2036 | 3054 | 4072 | 5089 | 6107 | 7125 | 8143 | 9161 | 7,991 | + | + | + | - |
| 40 | 1256,6 | 2513 | 3770 | 5027 | 6283 | 7540 | 8796 | 10053 | 11310 | 9,864 | + | + | + | - |

* Номінальний діаметр арматурних стержнів періодичного профілю відповідає номінальному діаметру рівновеликих за площею поперечного перерізу гладких стержнів.

** Знак + означає наявність діаметра в сортаменті для даного класу.

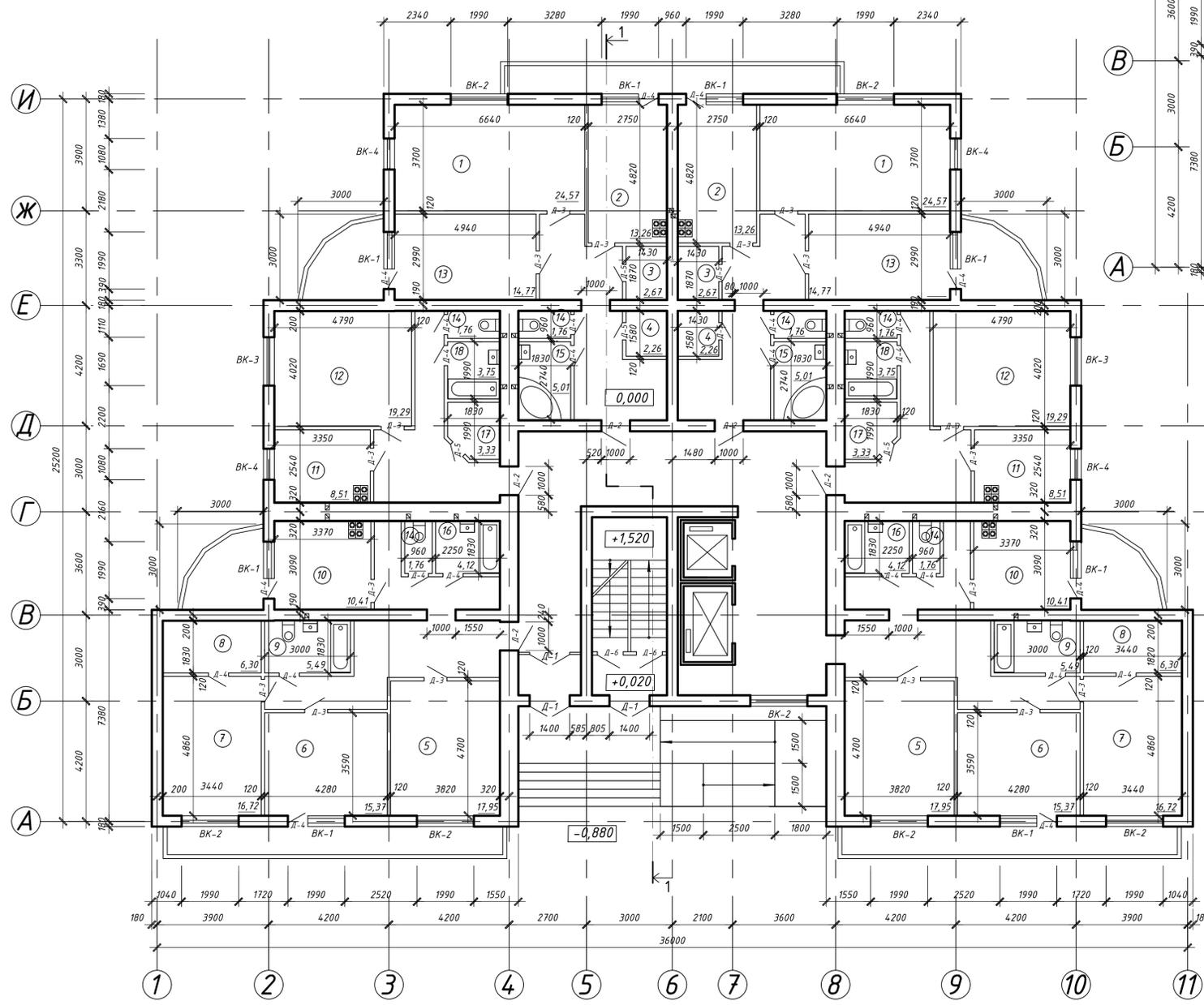
Таблиця А.5 – Арматура Вр

| Клас арматури | Номинальний діаметр | Площа поперечного перерізу 1 стержня, мм ² | Теоретична маса 1м, кг |
|---------------|---------------------|---|------------------------|
| Вр 1200 | 8 | 50,27 | 0,3946 |
| Вр 1300 | 7 | 38,48 | 0,3021 |
| Вр 1400 | 6 | 28,27 | 0,2219 |
| Вр 1400 | 5 | 19,63 | 0,1541 |
| Вр 1400 | 4 | 12,57 | 0,0987 |
| Вр 1500 | 3 | 7,07 | 0,0555 |

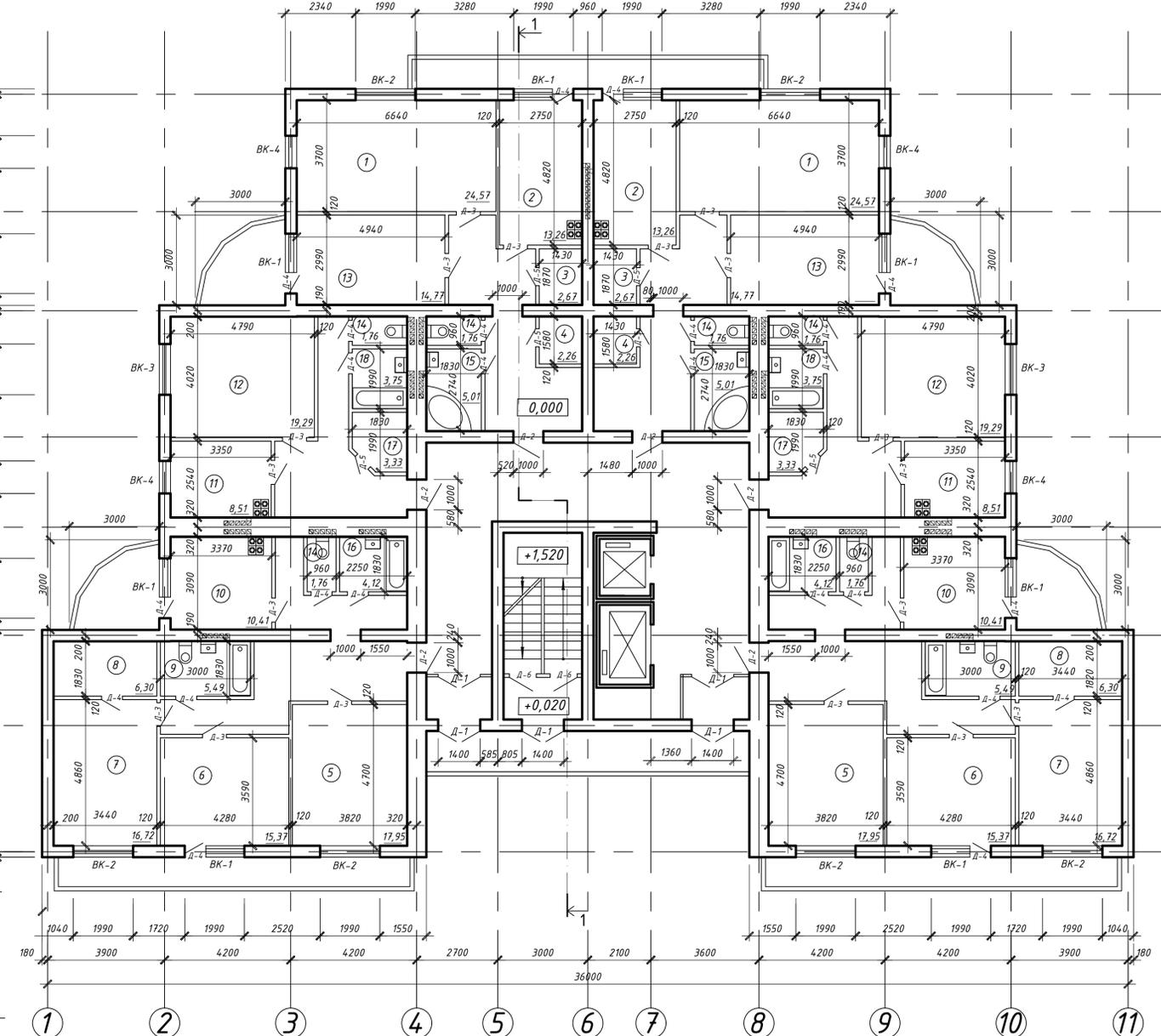
| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|-----------------|------|
| | | | | | 401-БП.20033.ПЗ | Арк. |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 77 |

План типового поверху М 1:100

План 1-го поверху М 1:100



Прим. Утеплювач умовно не показано на плані



Прим. Утеплювач умовно не показано на плані

Експлікація приміщень

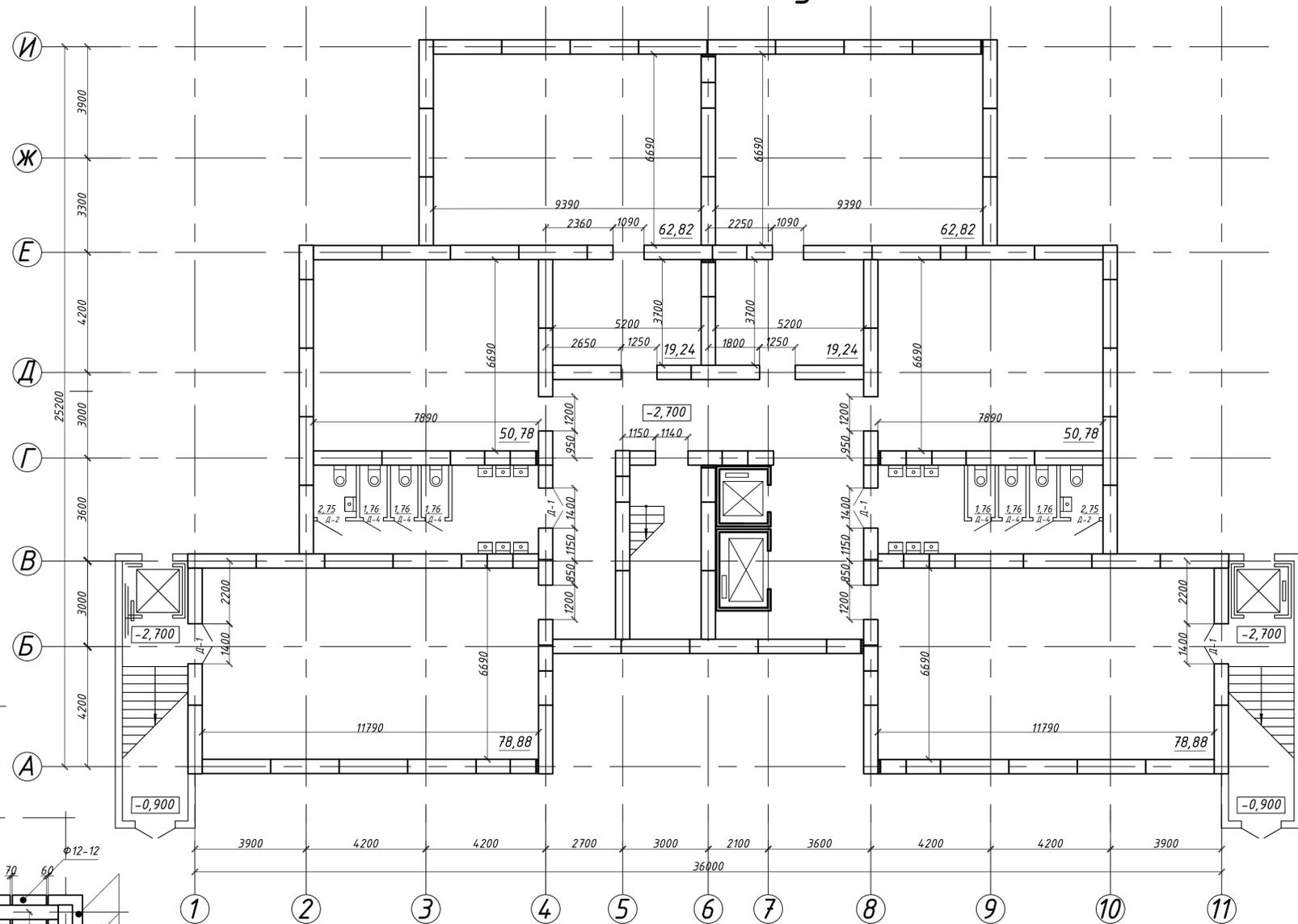
| Номер приміщення | Найменування | Площа, м ² |
|------------------|------------------|-----------------------|
| 1 | Загальна кімната | 24,57 |
| 2 | Кухня | 13,26 |
| 3 | Комора | 2,67 |
| 4 | Комора | 2,26 |
| 5 | Загальна кімната | 17,95 |
| 6 | Кабінет | 15,37 |
| 7 | Спальня | 16,72 |
| 8 | Гардероб | 6,30 |
| 9 | Санвузол | 5,49 |
| 10 | Кухня | 10,41 |
| 11 | Кухня | 8,51 |
| 12 | Загальна кімната | 19,29 |
| 13 | Спальня | 14,77 |
| 14 | Санвузол | 1,76 |
| 15 | Санвузол | 5,01 |
| 16 | Санвузол | 4,12 |
| 17 | Комора | 3,33 |
| 18 | Санвузол | 3,75 |

Специфікація елементів заповнення прорізів

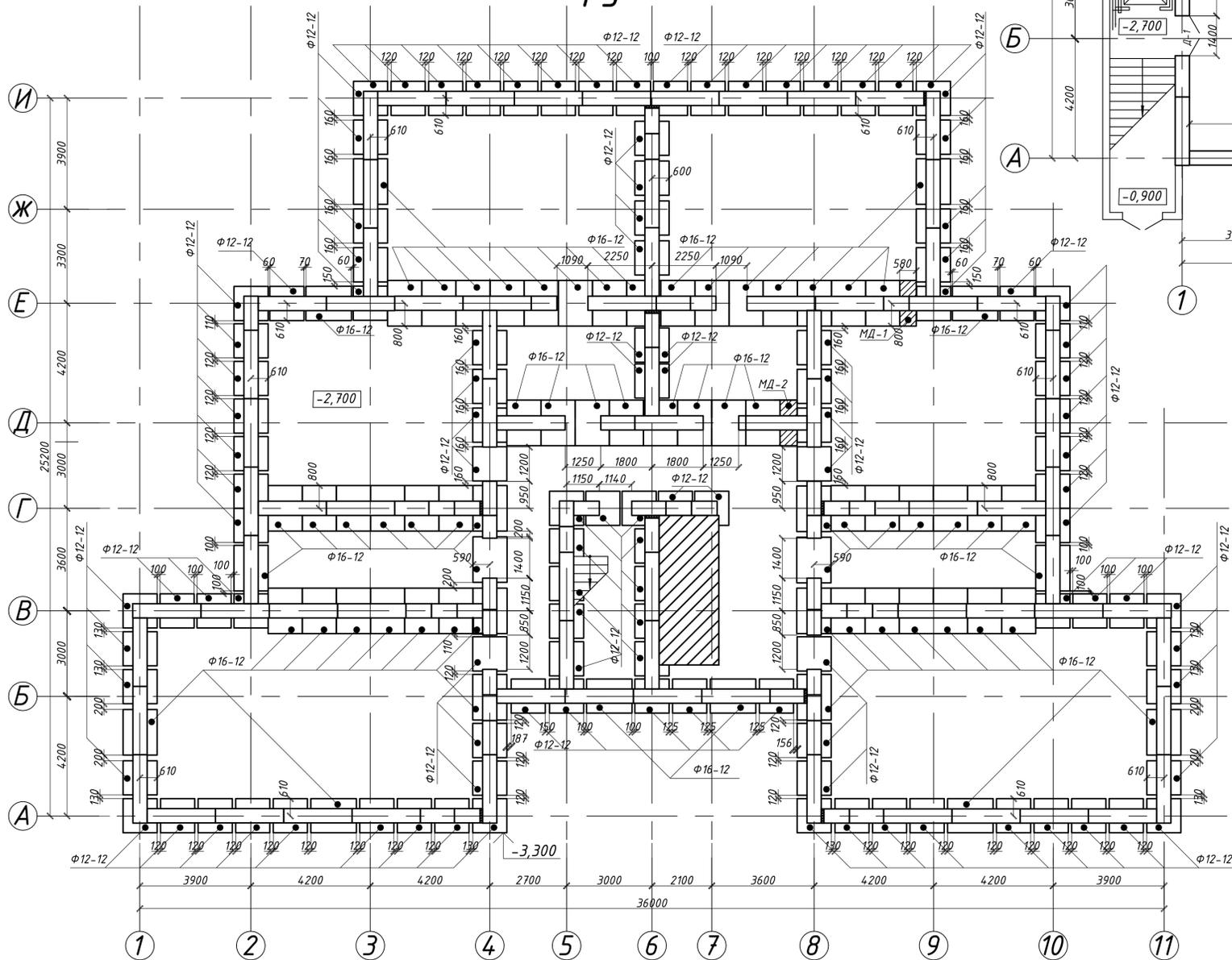
| Марка поз. | Найменування | Примітки |
|------------|-----------------|----------|
| BK-1 | Вікно 1290-1500 | |
| BK-2 | Вікно 1990-1500 | |
| BK-3 | Вікно 1690-1500 | |
| BK-4 | Вікно 1080-1500 | |
| D-1 | Двері 1400-2100 | |
| D-2 | Двері 1000-2100 | |
| D-3 | Двері 800-2100 | |
| D-4 | Двері 700-2100 | |
| D-5 | Двері 600-2100 | |

| | | | | | | | | |
|-----------|-----------------|------|------|--------|------|--|--|--|
| | | | | | | 401-БП.20033.ДП | | |
| | | | | | | Багатоповерховий житловий будинок | | |
| | | | | | | поліпшеного планування в мікрорайоні Лазурний | | |
| Зм. | Кільк. | Арх. | Док. | Підпис | Дата | Планувальна частина ДП 1 7 План 1-го поверху, план типового поверху НУПІ ім. Юрія Кондратюка Кафедра БтМЦІ | | |
| Розробив | Щир-Димчів О.І. | | | | | | | |
| Конс-т | Сенко О.В. | | | | | | | |
| Керівник | Сенко О.В. | | | | | | | |
| Н. контр. | Сенко О.В. | | | | | | | |
| Зав. каф. | Сенко О.В. | | | | | | | |

План підвалу М 1:100



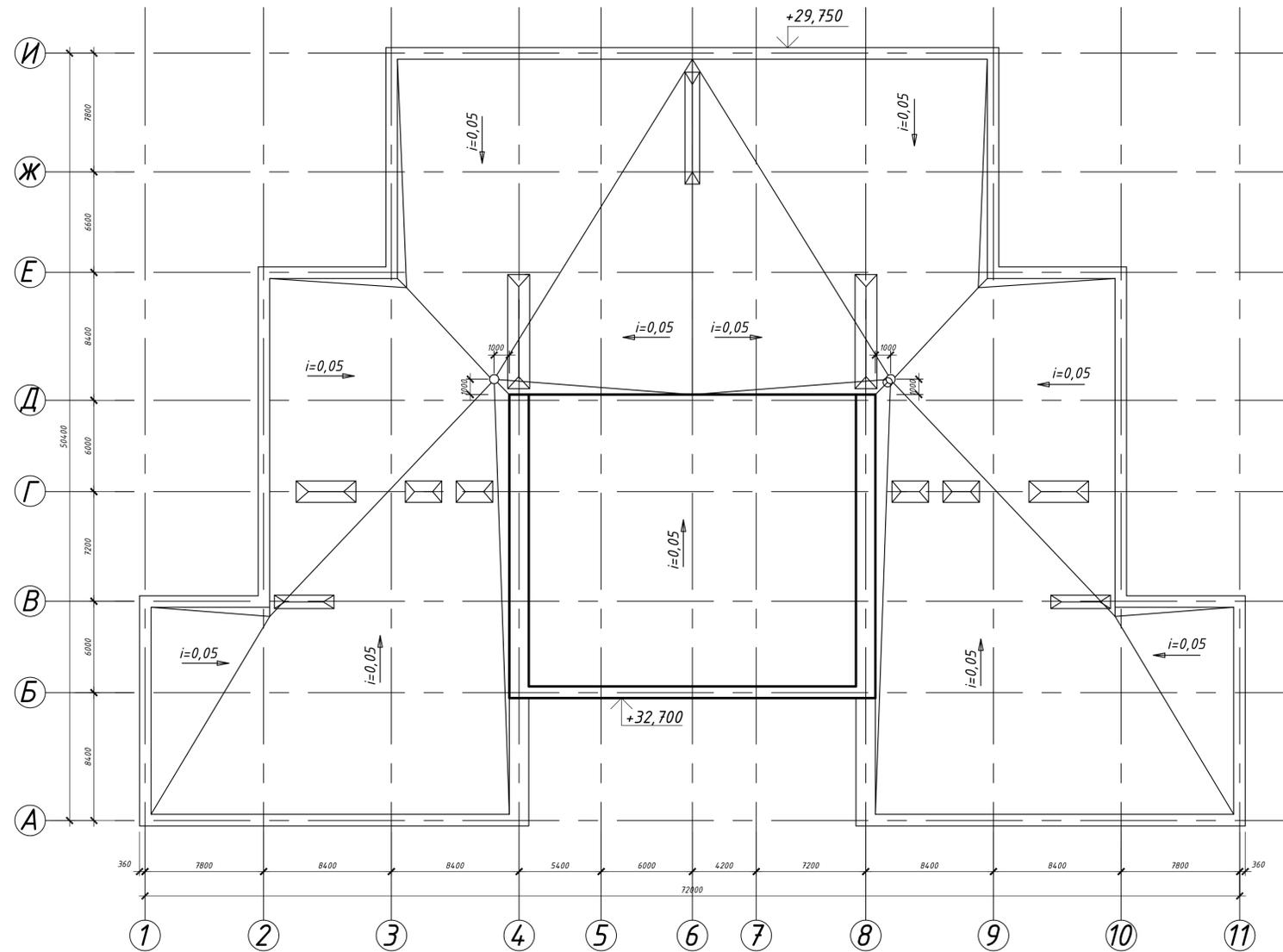
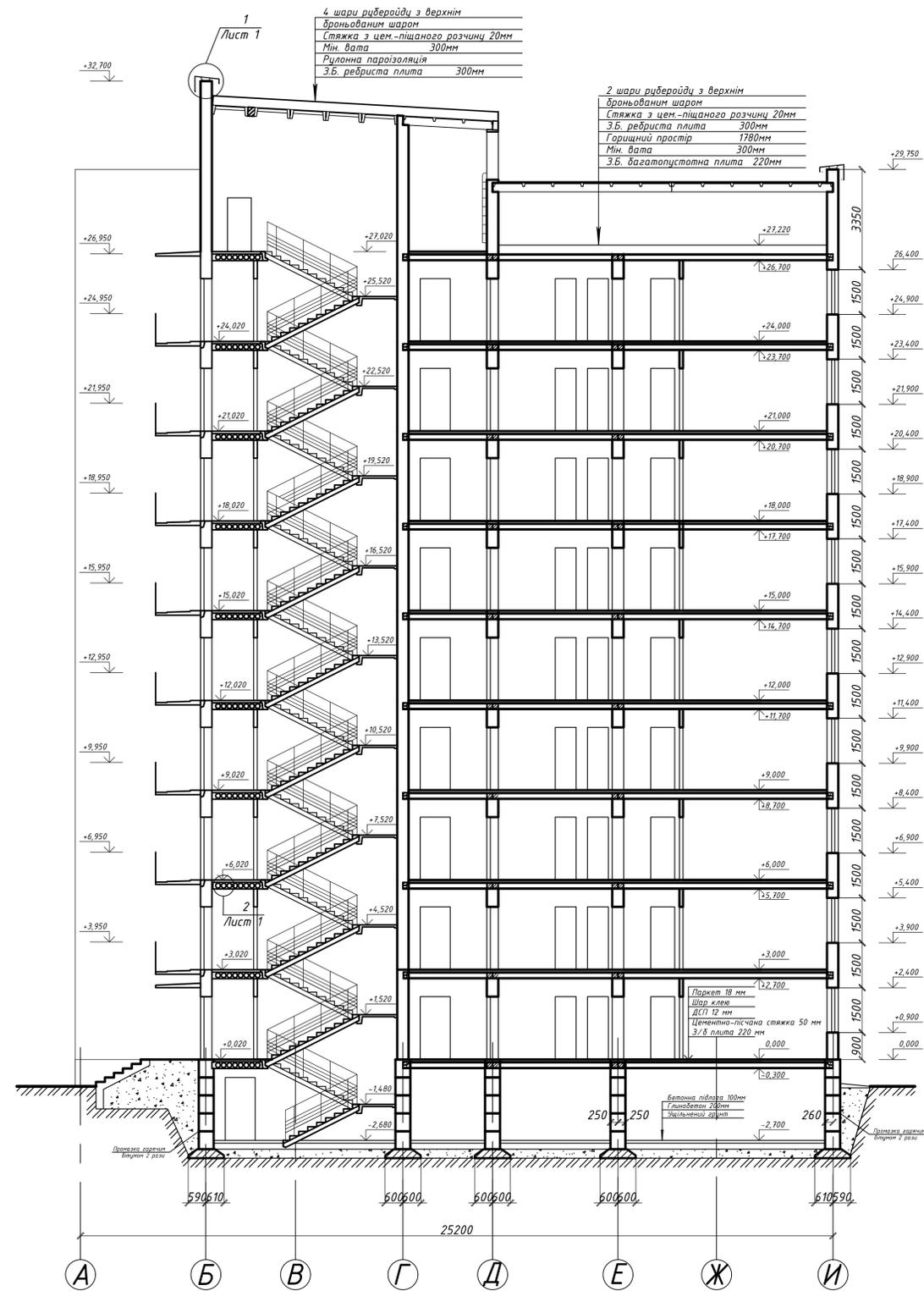
План фундаментів М 1:100



| | | | | | | | | | | |
|-----------|--------|-----------------|------|--------|------|---|--|--------------------------|-------|---------|
| | | | | | | 401-БП.20033.ДП | | | | |
| | | | | | | Багатоповерховий житловий будинок полішеного планування в мікрорайоні Лазурний | | | | |
| Зм. | Кільк. | Арх. | Док. | Підпис | Дата | Планувальна частина | | Стадія | Аркуш | Аркушів |
| Розробив | | Шир-Димчєв О.І. | | | | ДП | | 3 | 7 | |
| Конс-т | | Сенко О.В. | | | | План фундаментів, план підвалу | | НУПІ ім. Юрія Кондратюка | | |
| Керівник | | Сенко О.В. | | | | | | Кафедра БпЦІ | | |
| Н. контр. | | Сенко О.В. | | | | | | | | |
| Зав. каф. | | Сенко О.В. | | | | | | | | |

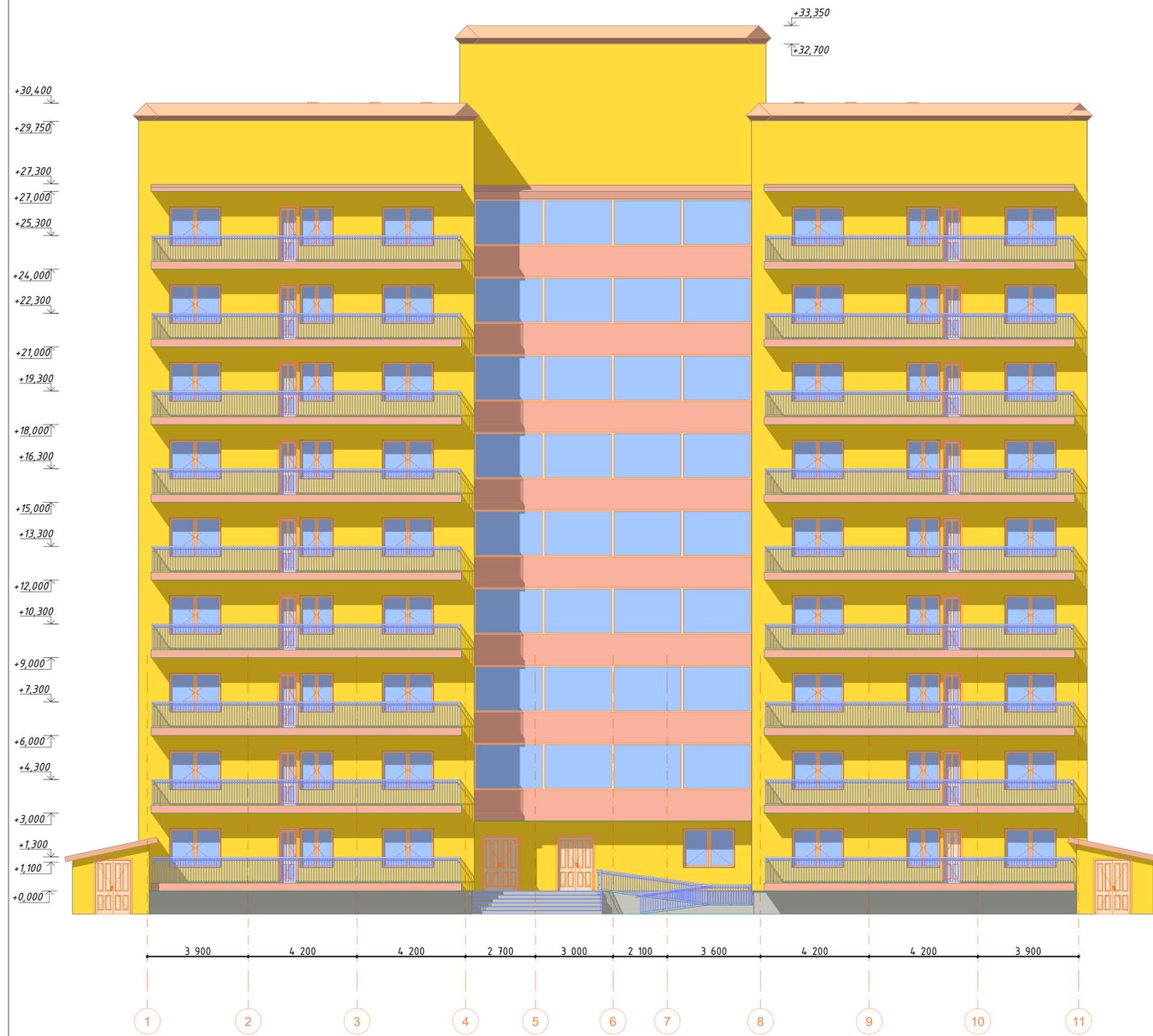
Розріз 1-1

План покрівлі М 1:100

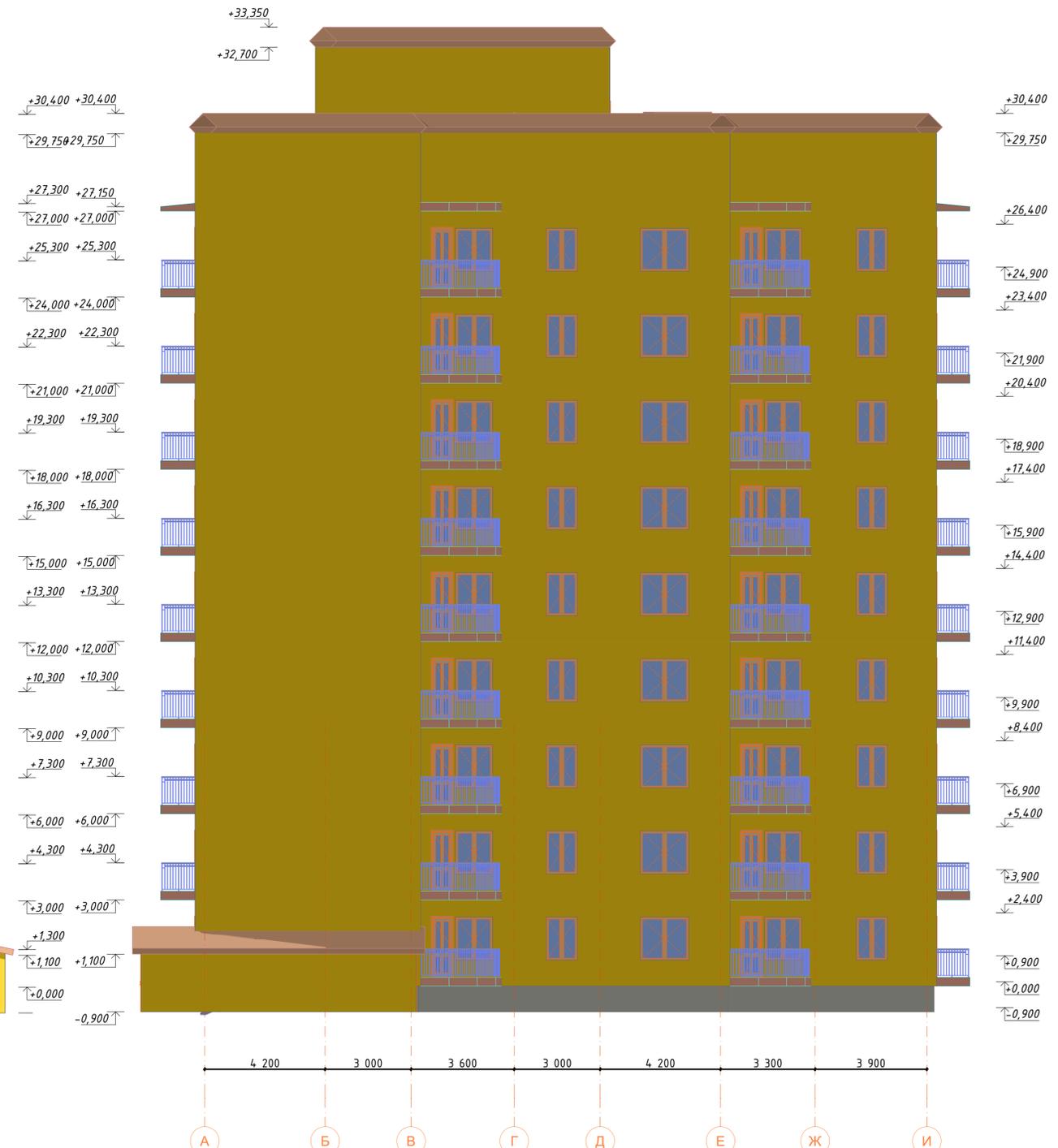


| | | | | | | | | | | |
|-----------|-----------------|------|------|--------|------|---|--|--|--------|---------|
| | | | | | | 401-БП.20033.ДП | | | | |
| | | | | | | Багатоповерховий житловий будинок полішеного планування в мікрорайоні Лазурний | | | | |
| Зм. | Кільк. | Арк. | Док. | Підпис | Дата | Планувальна частина | | Стадія | Аркуші | Аркушів |
| Розробив | Щир-Димчів О.І. | | | | | ДП 4 7 | | | | |
| Конс-т | Сенко О.В. | | | | | Розріз 1-1, план покрівлі | | НУПІ ім. Юрія Кондратюка Кафедра БпЦІ | | |
| Керівник | Сенко О.В. | | | | | | | | | |
| Н. контр. | Сенко О.В. | | | | | | | | | |
| Зав. каф. | Сенко О.В. | | | | | | | | | |

Фасад 1-11 М1:100

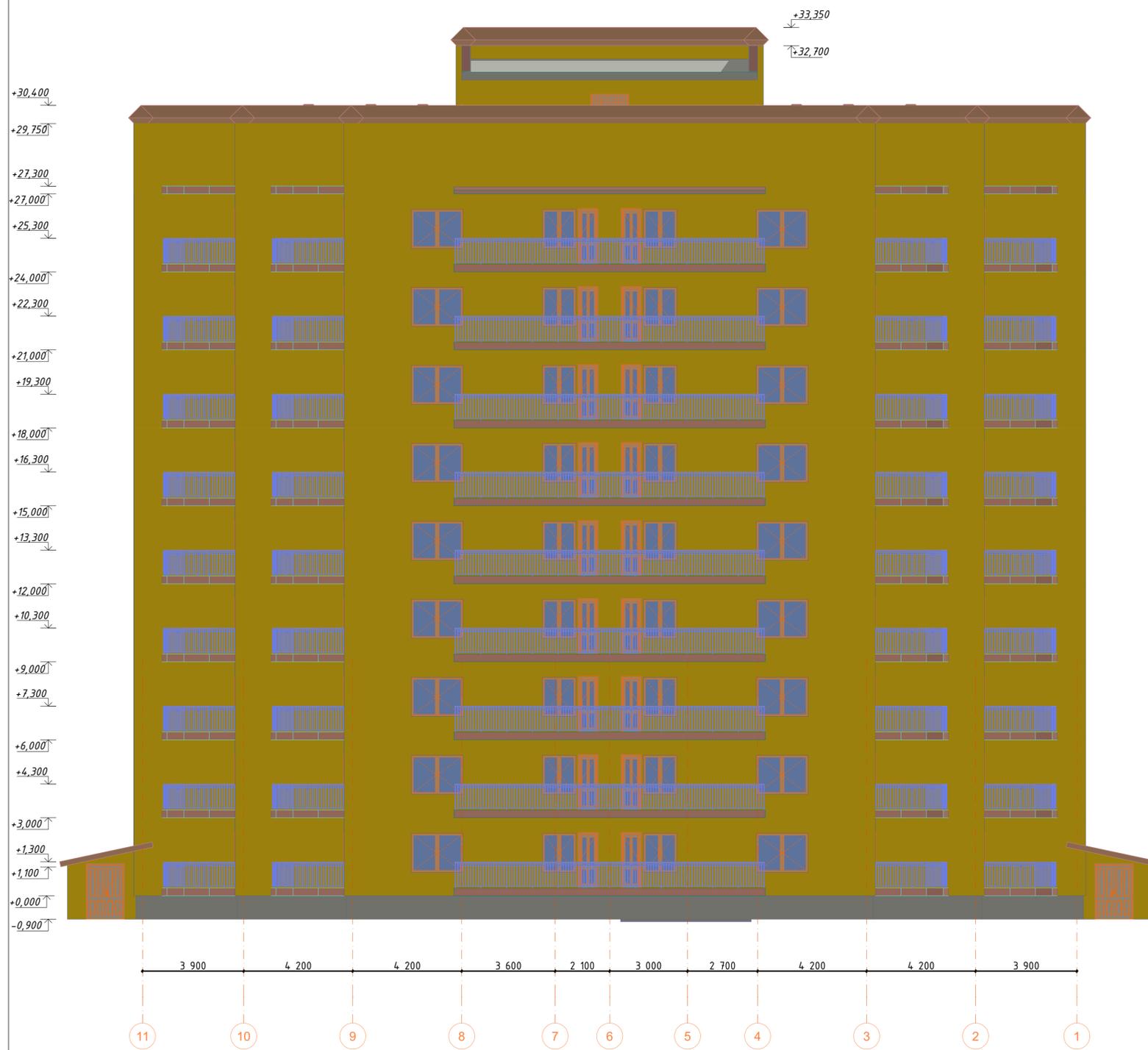


Фасад А-И М1:100

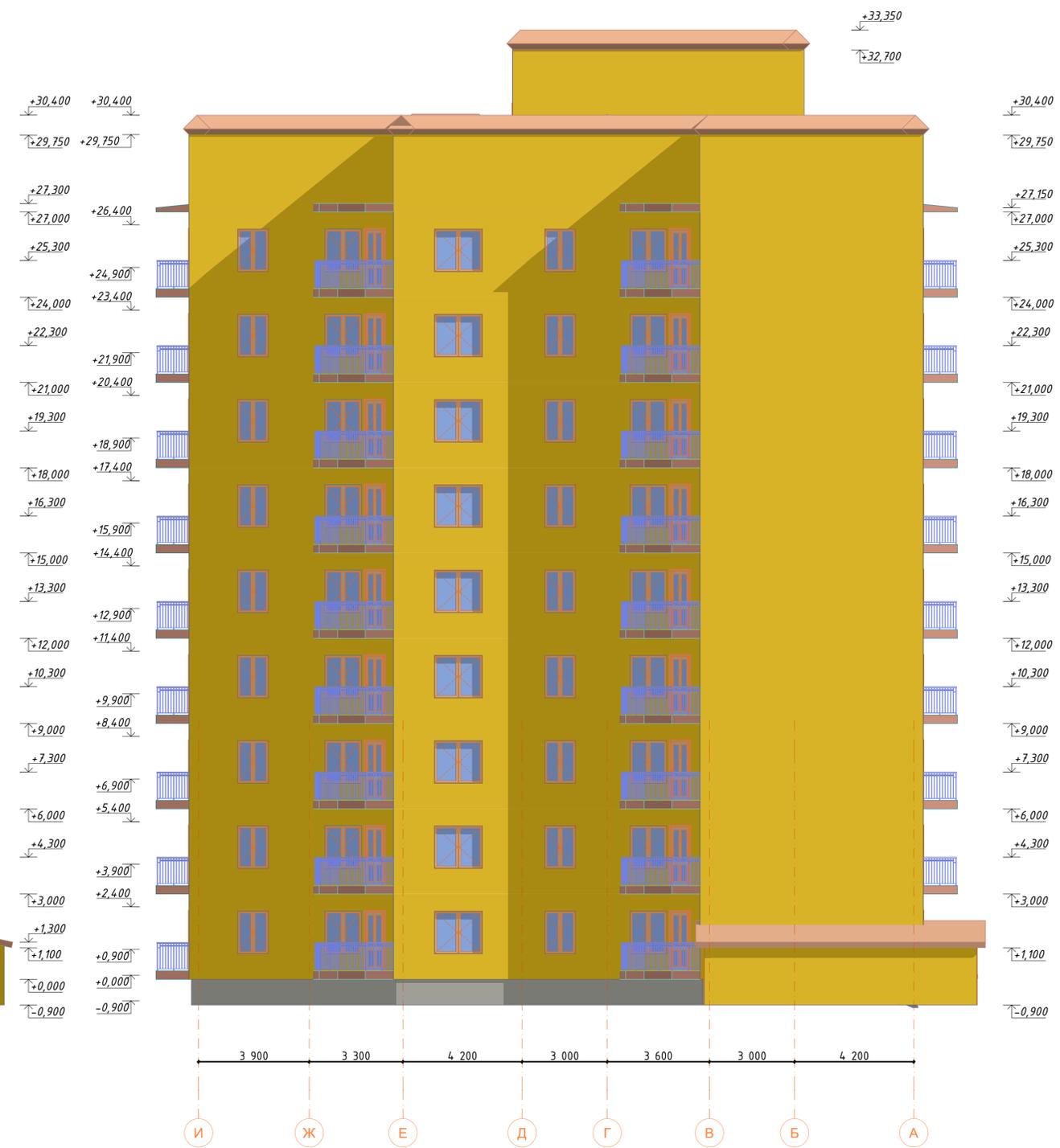


| | | | | | | | | | |
|------------|------------|------|---------|--------|------|--|---|------|--------|
| | | | | | | 401-БП.20033.ДП | | | |
| | | | | | | Багатоповерховий житловий будинок поліпшеного планування в мікрорайоні Лазурний | | | |
| Ек. | Кільк. | Арх. | №докум. | Підпис | Дата | Архітектурно-конструктивна частина | Стандія | Лист | Листов |
| Розробив | Семко О.В. | | | | | | ДП | 5 | 7 |
| Конс-т | Семко О.В. | | | | | | | | |
| Керівник | Семко О.В. | | | | | | | | |
| Н.контроль | Семко О.В. | | | | | Фасад 1-11, фасад А-И | Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" | | |
| Заб. каф. | Семко О.В. | | | | | | | | |

Фасад 11-1 М1:100



Фасад И-А М1:100



| | | | | | | | | | |
|-----------|------------|------|---------|--------|------|---|---|------|--------|
| | | | | | | 401-БП.20033.ДП | | | |
| | | | | | | Багатоповерховий житловий будинок полішеного планування в мікрорайоні Лазурний | | | |
| Зм. | Кільк. | Арх. | №докум. | Підпис | Дата | Архітектурно-конструктивна частина | Стандія | Лист | Листов |
| Розробив | Семко О.В. | | | | | | ДП | 6 | 7 |
| Конс-т | Семко О.В. | | | | | | | | |
| Керівник | Семко О.В. | | | | | | | | |
| Контролює | Семко О.В. | | | | | Фасад 11-1, фасад И-А | Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" | | |
| Заб. каф. | Семко О.В. | | | | | | | | |

ПК 72.15-Вр1200

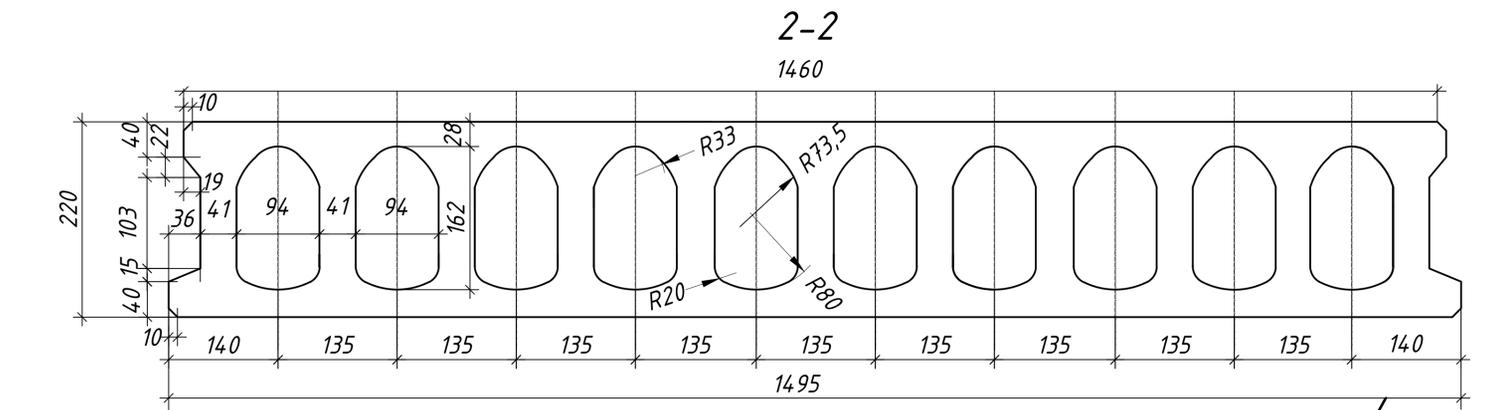
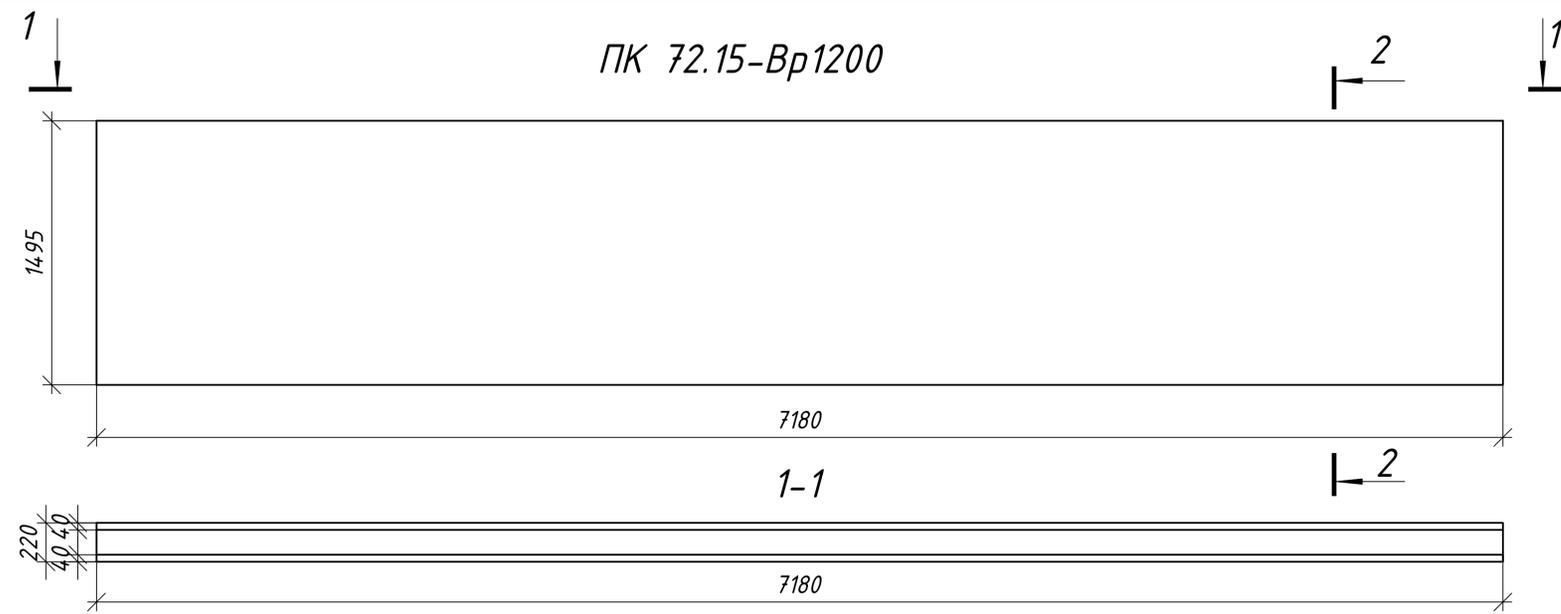
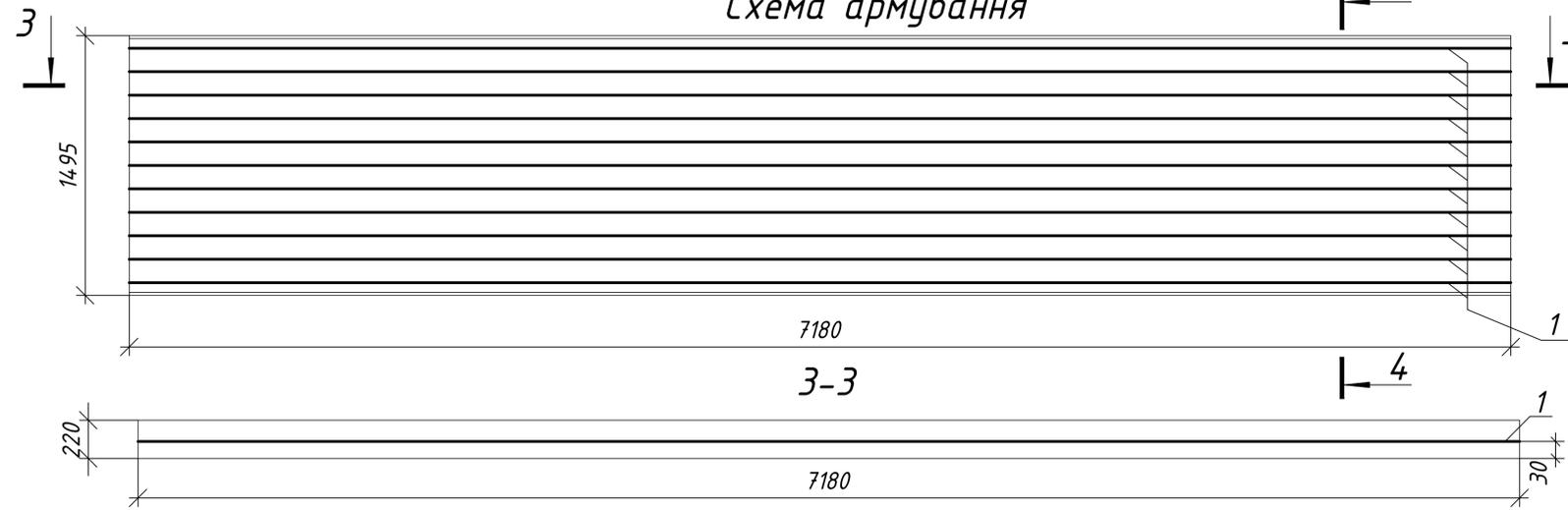
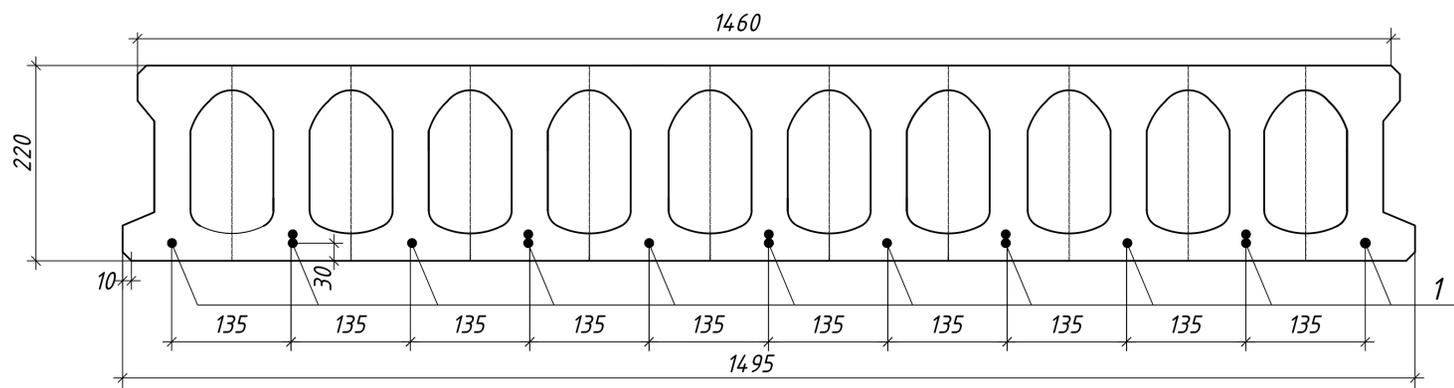


Схема армування



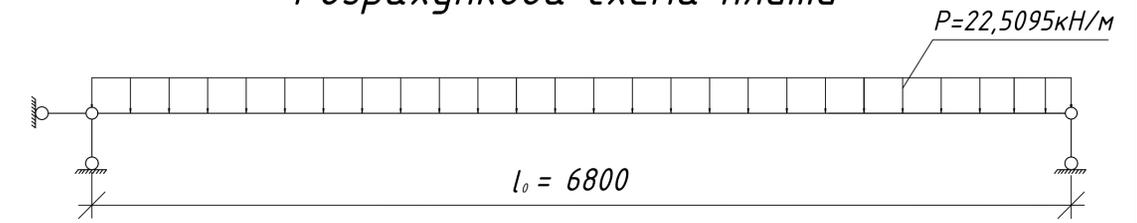
4-4



Специфікація

| Поз. | Позначення | Найменування | Кількість | Маса | Примітка |
|------|-------------------------|---------------------------------|-----------|--------|----------|
| | | Документація | | | |
| | КЗ.І-ПК 72.15-Вр1200 СК | Складальне креслення | | | |
| | | Складальні одиниці | | | |
| 1 | ПК 72.15-Вр1200-10 | ∅8Вр1200 ГОСТ 26434-85 L=7180мм | 16 | 2,83кг | 45,33кг |
| | | Матеріали | | | |
| | | Бетон класу С35/45 | | 1,477 | м³ |
| | | Арматура | | 45,33 | кг |

Розрахункова схема плити



1. Метод натягування арматури - механічний на упори
2. Передаточна міцність бетону $f_{cp} = 22,5$ МПа ;
3. Значення напружень в напружуваній арматурі, яке контролюється по закінченню напруження
 $\sigma_{con1} = 1004$ МПа
4. Зусилля натягу, що контролюється $N_{con} = \sigma_{con} \cdot A_p = 1010,63$ кН
5. Клас попередньо-напруженої арматури Вр1200

| 401-БП.20033. ДП | | | | | |
|--|-----------------|------|------|---|-------|
| Багатоповерховий житловий будинок поліпшеного планування в мікрорайоні Лазурний | | | | | |
| Зм. | Кільк. | Арк. | Док. | Підпис | Дата |
| Розробив | Щир-Димчів О.І. | | | | |
| Конс-т | Семко О.В. | | | | |
| Керівник | Семко О.В. | | | | |
| Н. контроль | Семко О.В. | | | | |
| Заб. каф. | Семко О.В. | | | | |
| Розрахунково-конструктивна частина | | | | Смадія | Аркшш |
| | | | | ДП | 7 |
| Схема ПК 72.15-Вр1200, розрахункова схема, схема армування, розріз 1-1, розріз 2-2 | | | | НУПІ ім. Юрія Кондратюка Кафедра БтмЦІ | |