

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій

**РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА  
ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ**

ОС «МАГІСТР»

**На тему:** *Особливості напружено деформованого стану  
будівлі при будівництві житлових будівель*

Галузь знань : 19 "Архітектура та будівництво"  
Спеціальність : 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

**Виконав:** *студент 2м курсу  
Поливода Владислав Сергійович*

**Керівник :**  *к.т.н. доц. Душин Владислав Вікторович*

**Завідувач кафедри:** *к.т.н., доцент Душин Владислав Вікторович*

СУМИ 2021

## АНОТАЦІЯ

### Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2021

Студент: Поливода Владислав Сергійович

Тема кваліфікаційної роботи: «Особливості напружено деформованого стану будівлі при будівництві 9 поверхового житлового будинку»

#### Склад кваліфікаційної роботи:

Архітектурно-будівельний розділ: розроблено генеральний план, фасади, план першого поверху, поздовжній розріз, прийнято конструктивне рішення, опорядження, інженерне обладнання. Перевірено теплотехнічні показники зовнішньої стіни, розраховано клас відповідальності будівлі.

Дослідницько-розрахунковий розділ: Запроектовані та розраховані пальова основа та фундаменти. Досліджені особливості напружено деформованого стану будівлі при будівництві 9 поверхового житлового будинку. Доведена можливість використання комплексних бетонних блоків для будівництва безкаркасних житлових будівель

Технологічно-організаційний розділ: Розділ містить характеристику будівельного майданчику, розроблену технологічну карту на вертикальне занурення залізобетонних паль, питання техніки безпеки, умови приймання робіт.

#### Перелік графічної частини кваліфікаційної роботи:

Лист 1: План на відм -2.700; План 1-го поверху

Лист 2: План типового поверху; Розріз 1-1

Лист 3: Фасади

Лист 4: Плани плит покриття, та перекриття

Лист 5: План пальового поля

Лист 6. Мета та завдання дослідження

Лист 7: Оцінка НДС комплексної стіни

Лист 8: Технологічна карта на вертикальне занурення залізобетонних паль

## **Зміст**

### **Вступ.**

1. Розділ І. Архітектурно – будівельний.

1.1. Ситуаційний план.

1.2. Об’ємно-планувальне рішення.

1.3. Архітектурно-конструктивне рішення.

1.4. Інженерні-розрахунки.

2. Розділ 2. Розрахунково - конструктивний.

2.1. Конструктивний розрахунок основ і фундаментів

2.2. Особливості напружено деформованого стану будівлі при будівництві 9 поверхового житлового будинку

3. Розділ 3. Технологічно-організаційний

3.1. Підготовка об’єкта будівництва.

3.2. Технологічна карта на влаштування цегляної кладки.

Область застосування та призначення технологічної карти

Вказівки до виконання робіт

Вказівки з техніки безпеки

Технічні вимоги та контроль якості процесу

## Вступ.

Багатоповерхове житлове будівництво дає найвигідніший економічний ефект, який дозволяє раціонально використовувати міську територію та її інженерне обладнання, скорочує протяжність транспортних магістралей і підземних комунікацій (водопровід, каналізація, газо - та енергомережі).

Багатоповерховий будинок повинен створювати не тільки найкращі умови для проживання людей, для того або іншого функціонального процесу (приготування їжі, підтримка особистої гігієни і т. ін.), але належним чином відповідати їхнім естетичним потребам, здійснювати благоприємний вплив на їх психологічний стан.

Зовнішній архітектурний облік багатоповерхового будинку визначається його внутрішнім змістом: планівкою, конструктивною схемою і об'ємно-просторою композицією приміщень; характером стінових та оздоблювальних матеріалів. Архітектурне рішення жилого будинку в значній мірі залежить також від його місцезнаходження в системі міської забудови та оточуючих його архітектурних споруд.

Від того, наскільки раціонально та економічно будуть вирішені ці питання, буде залежить якість квартир, будинку в цілому, його економічність, зручність та красаота.

Засобом для досягнення цих вимог є правильний вибір архітектурних та конструктивних рішень, використання сучасних матеріалів для оздоблення та інженерного обладнання квартир.

## **Розділ І. Архітектурно – будівельний**

## 1.1. Ситуаційний план

Будівельний майданчик прямокутної форми розмірами 73,0x53,0 м . розташований в м. Суми на розі вул. ім. Тараса Чорновола та Першотравнева. Головний фасад зорієнтований на західний напрямок. Рельєф майданчика спокійний. По периметру мається дорога, через яку проводиться виїзд та в'їзд обслуговуючого транспорту та населення . Покриття майданчика – асфальтобетонне. Для відводу талої та дощової води запроектовано ухил 10%.

Майданчик планується під комплексну збудову житловими будинками



1.2. Об'ємно-планувальне рішення.

Будівля в плані має прямокутну форму з розмірами в осях 42,4 x 12,60.

Багатоповерхова з висотою поверха 3,3м .

### Підрахунок техніко-економічних показників

1. Площа забудови:

$$S_{ЗАБ} = a \times b = 54 \times 54,5 = 2943,00 \text{ м}^2;$$

2. Робоча площа :

$$S_{РОБ} = 71,68 + 114,93 + 414,93 + 903,4 + 159,0 + 338,4 = 2117,3 \text{ м}^2;$$

3. Загальна площа :

$$S_{ЗАГ} = S_{РОБ} + S_{ДОП} = 2117,3 + 35,81 = 2153,11 \text{ м}^2;$$

4. Будівельний об'єм :

$$V_{Б} = S_{ЗАБ} \times H = 2943,0 \times 31,2 = 91821,6 \text{ м}^3;$$

5. Об'ємний коефіцієнт:

$$K_o = \frac{V_{Б}}{S_{ЗАГ}} = \frac{91821,6}{2153,11} = 42,7 \text{ м};$$

6. Планувальний коефіцієнт:

$$K_1 = \frac{S_{РОБ}}{S_{ЗАГ}} = \frac{2117,3}{2153,11} = 0,98 \text{ м};$$

Таблиця 1.3

### Техніко-економічні показники будівлі

№ п/п	Назва	Од. вим	Кількість
1.	Площа забудови	м <sup>2</sup>	2943,00
2.	Робоча площа	м <sup>2</sup>	2117,3
3.	Загальна площа	м <sup>2</sup>	2153,11
4.	Будівельний об'єм	м <sup>2</sup>	91821,60
5.	Об'ємний коефіцієнт	м <sup>2</sup>	42,70
6.	Планувальний коефіцієнт	%	0,98

### 1.3. Архітектурно-конструктивне рішення.

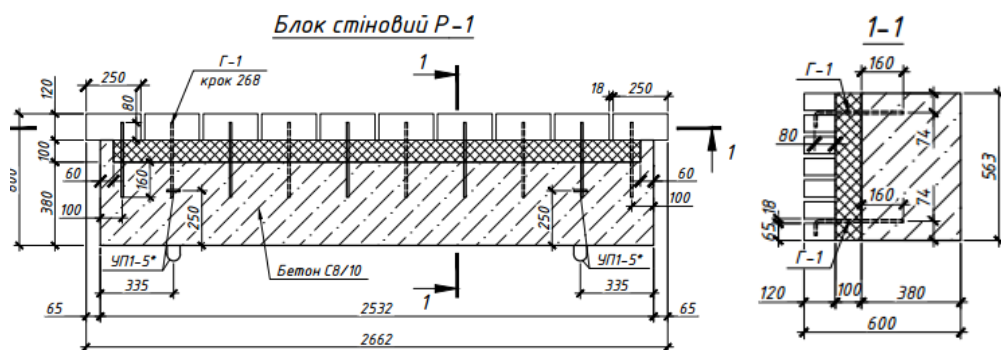
#### Фундаменти,

Основою для фундаментів служать піски та непросадкові супісі. Грунтові води знаходяться на глибині 8.45 м від поверхні ґрунту. За хімічним складом ґрунтові неагресивні. В якості фундаментів запроектовано пальовий ростверк

#### Стіни

Кладка внутрішніх стін запроектована зі звичайної повнотілої глиняної цегли пластичного пресування.

Зовнішні стіни влаштовуються з комплексних бетонних блоків.



Блоки стінові виконані з бетону С8/10 з утеплювачем ПБС-С-25 з облицюванням з фасадної сторони цеглою КРПр-Нф-М100-180-F25-1 заводського виготовлення.

Вентиляційні блоки прийняті розміром по висоті одного поверху із серії типових проектів 1-434С.

#### Перегородки

Перегородки конструктивної схеми будівлі цегляні із звичайної глиняної цегли пластичного пресування М75 на цементному розчині М25 товщиною 120мм. Висота перегородок – 3,3м. Перегородки армуються через кожні 5-6 рядів сіткою.

#### Вікна. Двері.

Вікна будівлі металопластикові. Засклення подвійне, підвіска верхня та нижня. Відкривання вікон зовнішнє та внутрішнє. Двері дерев'яні згідно ГОСТу 16.624-84 марки Д63.

Зовнішні двері в обох варіантах - дерев'яні згідно ГОСТу 16.424-84 марки Д46.

Дверні коробки – металеві рами. Для кріплення рам при влаштуванні дверного отвору передбачається закладка в бокові відкоси отвору металевих анкерів. Специфікацію елементів заповнення прорізів див. плани.

### **Покриття. Покрівля**

Покриття виконано із комплексних плит покриття, що складаються з залізобетонної плити покриття, 2 шарів пароізоляції на бітумній мастиці, утеплювача із фібролітових плит  $\gamma=300\text{кг/м}^3$ , стяжки з цементно-пісчаного розчину. Розміри 3х6м по серії 1.465.1-10/82 марки 1П87-4. Плити влаштовані на рігель з опиранням на 75мм. Закладні деталі плит покриття, рігелів приварити на місці.

Шви між плитами зачеканюють цементним розчином М100, зверху проклеюються два шари руберойдного килиму, а зверху – втоплений в бітумну мастику гравій.

Покрівля руберойдна, схила з уклоном 3%.

Кріплення плит покриття та перекриття до рігелів виконується за рахунок приварювання плит до закладних деталей.

Замонолічування поздовжніх шпоночних швів між плитами КЖС виконується цементним розчином чи бетоном на дрібному щебені класу не нижче В10.

По плитам вкладають пароізоляцію – 2 шари пергаміну, утеплювач – незгоряємі мінераловатні плити та шар руберойда насухо.

Покрівля – скатна, що складається з металочерепиці.

Водоодвід зовнішній організований здійснюється через 6 водоприймальних воронок.

Вихід на покрівлю здійснюється через чердачне приміщення. У місцях влаштування воронок підклеїти два допоміжних шари руберойду.

#### 1.4. Інженерні-розрахунки.

Теплофізичні властивості огорожувальної конструкції

Для визначення ефективності прийнятих конструктивних рішень проведено розрахунок тепловологісного стану огорожувальних конструкцій.

Розрахунок тепловологісного стану огорожувальних конструкцій будинку виконано графічно за допомогою програмного забезпечення для типових конструктивних рішень огорожувальних конструкцій будинку.

Розподіл температури в товщі огорожувальної конструкції визначається за формулою:

$$t(x) = t_6 - \frac{t_6 - t_3}{R_\Sigma} \left( \frac{1}{\alpha_6} + R_x \right), \quad (1)$$

де  $t_6$  – внутрішня температура приміщення,  $^{\circ}\text{C}$ , що визначається в залежності від призначення приміщення за додатком Г ДБН В.2.6-31 або за проектною документацією будинку;

$t_3$  - розрахункова температура зовнішнього повітря,  $^{\circ}\text{C}$ , що визначається за ДСТУ-Н Б В.1.1-27 в залежності від регіону України для якого проводиться розрахунок, як середня місячна температура повітря;

$R_\Sigma$  - опір теплопередачі огорожувальної конструкції,  $(\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$ ;

$\alpha_6$  - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції,  $\text{Вт}/(\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$ , приймається за додатком Е ДБН В.2.6-31;

$R_x$  - опір теплопередачі шарів огорожувальної конструкції,  $(\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$ , що розташовані до площини, для якої проводиться розрахунок, починаючи з приміщення.

Опір теплопередачі термічно однорідної непрозорої огорожувальної конструкції розраховується за формулою:

$$R_\Sigma = \frac{1}{\alpha_6} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_6} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_3}, \quad (2)$$

де  $\alpha_6$ ,  $\alpha_3$  - коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції,  $\text{Вт}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ , які приймаються згідно з додатком Е;

$R_i$  - термічний опір  $i$ -го шару конструкції,  $\text{m}^2 \cdot \text{K}/\text{Вт}$ ;

$\lambda_{ip}$  - теплопровідність матеріалу  $i$ -го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації (згідно з додатком Л), Вт/(м К);

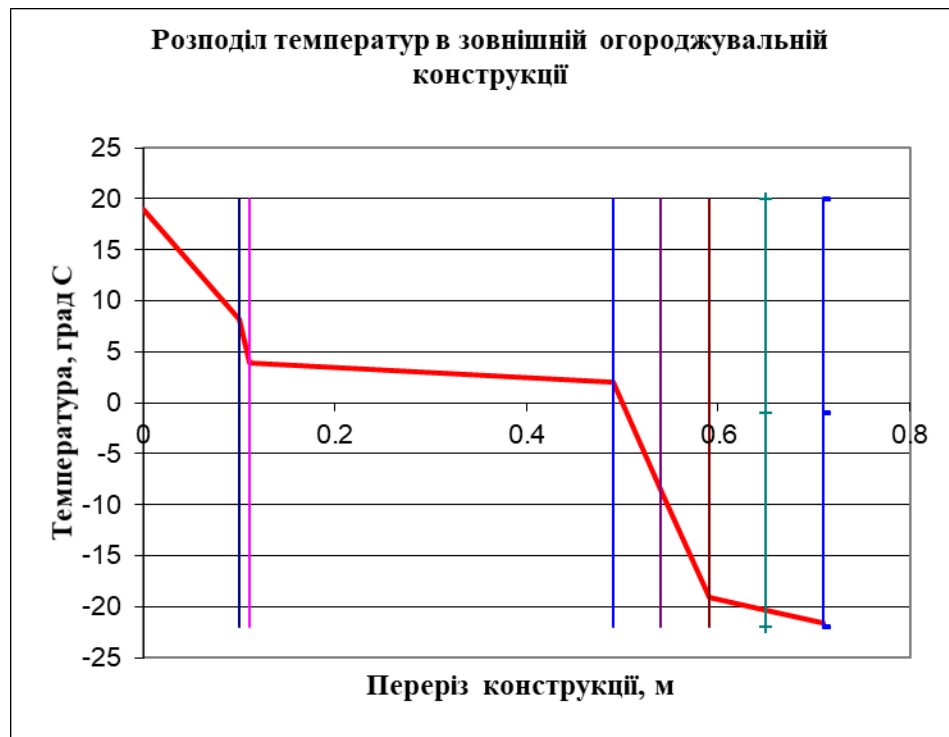


Рисунок 1 – Розподіл температур в огороджувальній конструкції при температурі зовнішнього повітря  $-23^{\circ}\text{C}$

Отриманий температурний розподіл побудовано, відкладаючи по осі абсцис значення опорів паропроникненню. Парціальний тиск насиченої водяної пари  $E(R_e)$  визначається за довідковими даними  $E(t)$  по розподілу температури в товщі конструкції.

Парціальні тиски водяної пари  $e$  зовнішнього та внутрішнього повітря визначаються за розрахунковими значеннями відносної вологості повітря  $\varphi_0$  та значеннями парціального тиску насиченої водяної пари  $E$ , за формулою

$$e = 0,01 \cdot \varphi_0 \cdot E, \quad (.3)$$

Значення відносної вологості  $\varphi_0$  в залежності від місяця року та місцезнаходження об'єкту визначається за ДСТУ-Н Б В.1.1-27[1]. Графічну побудову розподілу парціальних тисків виконують наступним чином: по вісі абсцис відкладають шкалу опору паропроникненню  $R_e$ , по вісі ординат відкладають шкалу парціальних тисків  $E$  та  $e$ . У разі, якщо в результаті

розрахунку огорожувальної конструкції для найбільш холодного місяця року за ДСТУ-Н Б В.1.1-27 розподіл  $e(R_e) < E(R_e)$  для будь-якого  $R_e \in [0, R_{e\Sigma}]$ , умови вважаються виконаними. У разі, якщо в результаті розрахунку огорожувальної конструкції для найбільш холодного місяця року за ДСТУ-Н Б В.1.1-27[] лінії  $e(R_e)$  та  $E(R_e)$  перетинаються – це означає наявність зони конденсації водяної пари.

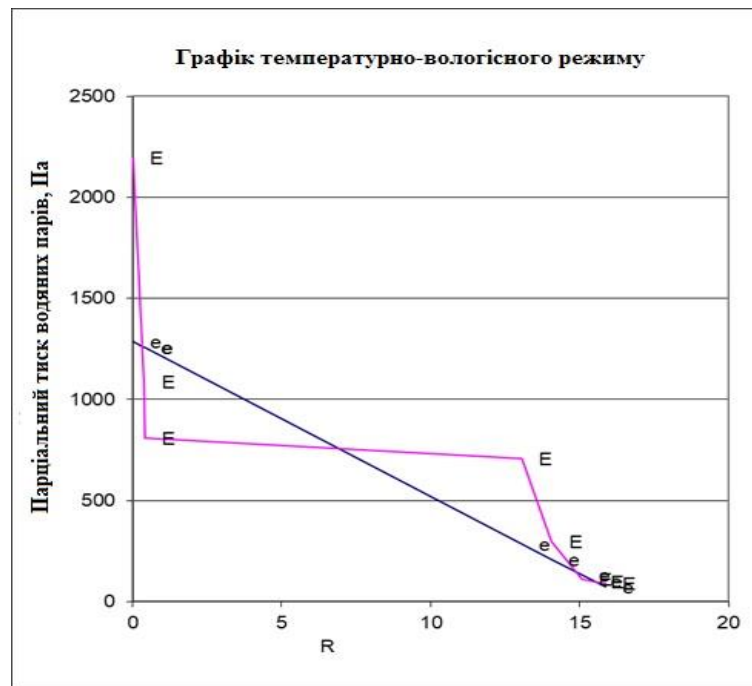


Рисунок 2 - Температурно-вологісний стан огорожувальної конструкції при зовнішній температурі повітря -23°C

Оскільки, у стінових блоках, що розглядаються, розташованих рядом з віконними чи дверними отворами, виконується монолітний бетонний виступ товщиною 60 мм – це може послужити мостиком холоду. Тому виконана окрема перевірка цього перерізу.

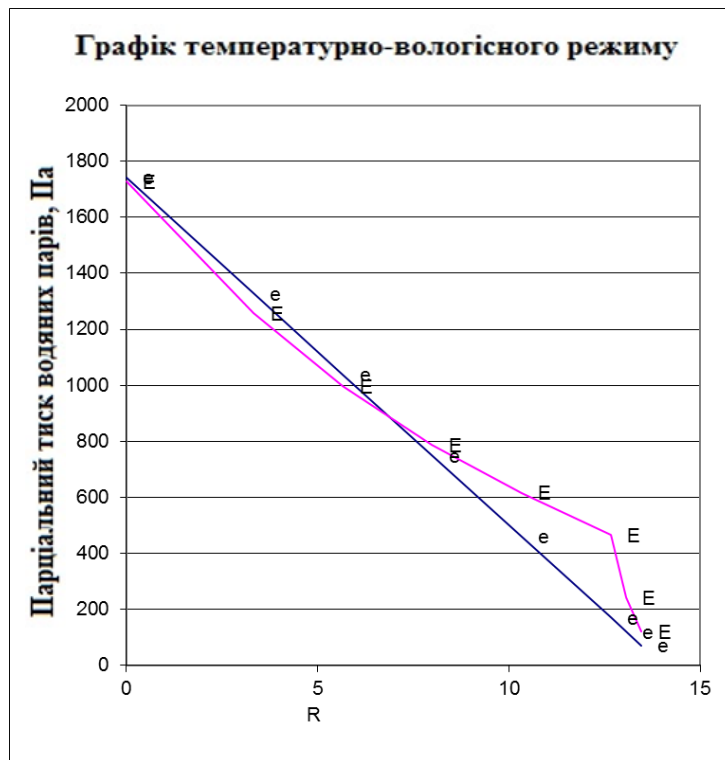


Рисунок 3 - Температурно-вологісний стан огорджувальної конструкції при зовнішній температурі повітря  $-23^{\circ}\text{C}$  у місці влаштування монолітного виступу

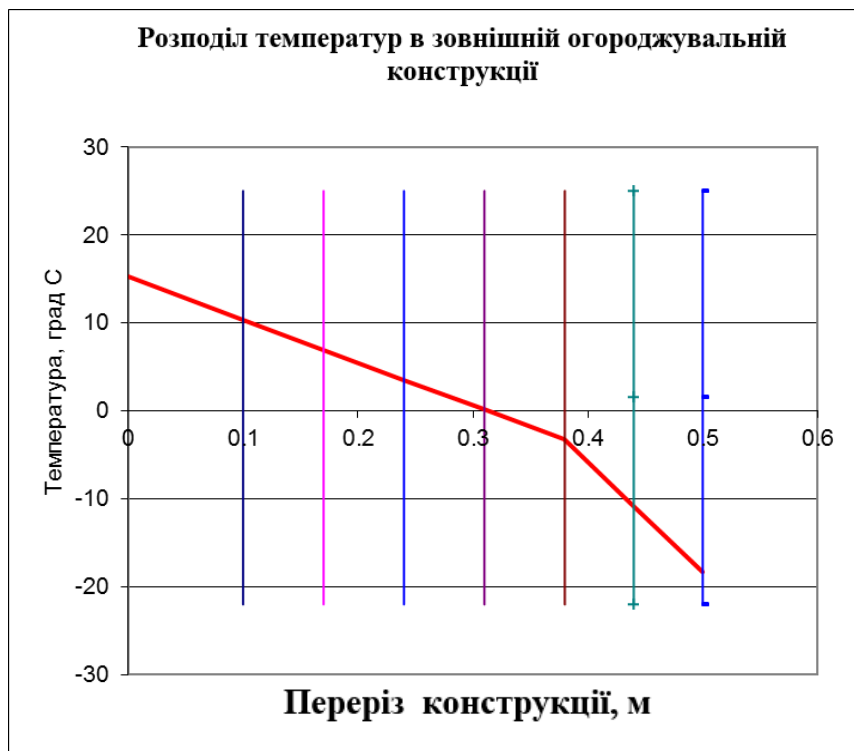


Рисунок 4 - Розподіл температур в огорджувальній конструкції у місці влаштування монолітного виступу

За результатами розрахунків можна зробити наступні висновки:

1. Розподіл парціальних тисків в огороджувальній конструкції при зовнішній температурі повітря  $-23^{\circ}\text{C}$ , свідчить про накопичення вологи майже по всій поверхні конструкції. Тому обов'язково слід забезпечити вентиляцію повітряного прошарку.

2. Вентильовані повітряні прошарки мають бути завтовшки не менше ніж 40 мм і не більше ніж 150 мм.

3. Оптимальна товщина вентильованого повітряного прошарку у стінах становить від 60 мм до 100 мм. Поверхню теплоізоляції, що повернена у бік вентильованого прошарку, потрібно захищати повітрогідрозахисним шаром.

4. Система з повітряним вентильованим прошарком має особливі вимоги пожежної безпеки по негорючості.

5. Є недоцільним використання внутрішнього додаткового утеплювання з використанням газоблоків, так як не враховані вимоги по використанню теплозахисних матеріалів і їх властивостей.

6. Занадто завищений термічний опір розглянутої конструкції –  $4,8, \text{m}^2 \text{K/Wt}$  (при нормованому –  $3,3, \text{m}^2 \text{K/Wt}$ ).

7. Температура на поверхні монолітного виступу товщиною 60мм при температурі зовнішнього повітря  $-22^{\circ}\text{C}$  буде  $15^{\circ}\text{C}$ , що взагалі припустимо і на внутрішній поверхні вологи не буде.

8. Враховуючи, що монолітний виступ огороджуючої конструкції знаходиться у зоні близької до системи опалення - можливо застосувати запропоноване конструкторське рішення.

## Розрахунок класу наслідків (відповідальності) будівлі

**Об'єкт:** 9 поверховий житловий будинок в м. Суми

**Клас наслідків (відповідальності) об'єкту** визначений на підставі п.5 статті 32 Закону України "Про регулювання містобудівної діяльності" (Відомості Верховної Ради України, 2011 р., № 34, ст. 343 зі змінами) положення ДБН В.1.2-14-2008 по класу наслідків (відповідальності) з врахуванням методики ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013, що не суперечить нормам ЗУ.

1. Рівень можливої небезпека для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті:

**$N_1 = 400$  осіб  $> 50$  осіб – (клас наслідків СС2)**

2. Рівень можливої небезпеки для здоров'я і життя людей, які періодично перебувають на об'єкті (пункт 3.1, Додаток «Ж»; ДСТУ Б В.1.2-16:2013):

**$N_2 = 656$  осіб  $> 100$  осіб (клас наслідків СС2)**

3. Кількість осіб, які перебувають зовні об'єкта визначається за формулою 5.1 ДСТУ-Н Б В.1.2-16 та рівна:

(за даними Замовника кількість осіб, що постійно перебувають на об'єкті дорівнює 250 особи, тому для підрахунку осіб, що перебувають ззовні об'єкта беремо  $N_1=250$ )

**$N_3 = \alpha \times N_1 = 1,3 \times 400$  осіб  $= 520$  осіб  $> 100$  осіб – (клас наслідків СС2)**

4. Рівень матеріальних збитків чи соціальних втрат, пов'язаних із припиненням експлуатації або з втратою цілісності об'єкта.

За укрупненими розрахунками вартість будівництва складає: **54 750.309** тис. грн.

Прогнозовані збитки визначаються за формулою:

$$\Phi - c \sum_i^n P_i \left( 1 - \frac{1}{2} T_{ef} \times K_{a,i} \right)$$

де

$\Phi$  - прогнозовані втрати (тис. грн.);

$c$  - коефіцієнт, що враховує відносну долю основних фондів, що повністю втрачаються під час аварії. Значення  $c$  можна оцінювати при аналізі сценарію

розвитку аварії відповідно до Додатку Б. Попередньо допускається приймати  $c=0,45$ ;

$P_i$ - вартість  $i$ -го виду основних фондів, що можуть бути втрачені, під якою слід розуміти загальну вартість, визначену на підставі ДБН Д.1.1-1 (тис. грн.);

$T_{ef}=35$ - середнє значення встановленого терміну експлуатації основних фондів (років). Взято орієнтовно;

$K_{a,i}=0,029$ - коефіцієнт амортизаційних відрахувань  $i$ -го виду основних фондів;

$n=1$  - кількість видів основних фондів.

$$\Phi = 0,45 \times (62\,153.501) \times (1 - 0,5 \times 35 \times 0,029) = 13774.769 \text{ (тис. грн.)}$$

В м.р.з.п. цей показник становить:

$$13774.769 / 6000 = 2295,79 \text{ м.р.з.п.,}$$

де 6,000 мінімальний розмір заробітної плати (м.р.з.п.) згідно п.5 ст.38 Бюджетного кодексу України

**звідси  $2295,79 > 2000$**

За критерієм «обсяг можливого економічного збитку» (табл.1 ДСТУВ.1.2-14-2008) споруда відноситься до класу наслідків (відповідальності) **СС2**.

**5.** Об'єкт не є пам'яткою культурної спадщини місцевого значення, визначена відповідно до Закону України "Про охорону культурної спадщини" - (клас наслідків **СС1**).

**6.** Об'єкт не розташований в охоронній зоні пам'яток культурної спадщини національного та місцевого значення - (клас наслідків **СС1**).

**7.** Об'єкт не відноситься до об'єктів підвищеної небезпеки, ідентифікованих відповідно до Закону України "Про об'єкти підвищеної небезпеки" - (клас наслідків **СС1**).

**8.** Об'єкт відноситься до житлових будинків понад чотири поверхи, та до житлових, громадських або багатофункціональних будівель заввишки понад 100 метрів та/або з рівнем можливої небезпеки для здоров'я і життя людей понад 400 осіб, які постійно перебувають на об'єкті - (клас наслідків **СС2**).

**9.** Приймаємо, що відмова споруджуваних елементів, що проектується

не впливає на припинення роботи об'єктів транспорту, зв'язку, енергетики.

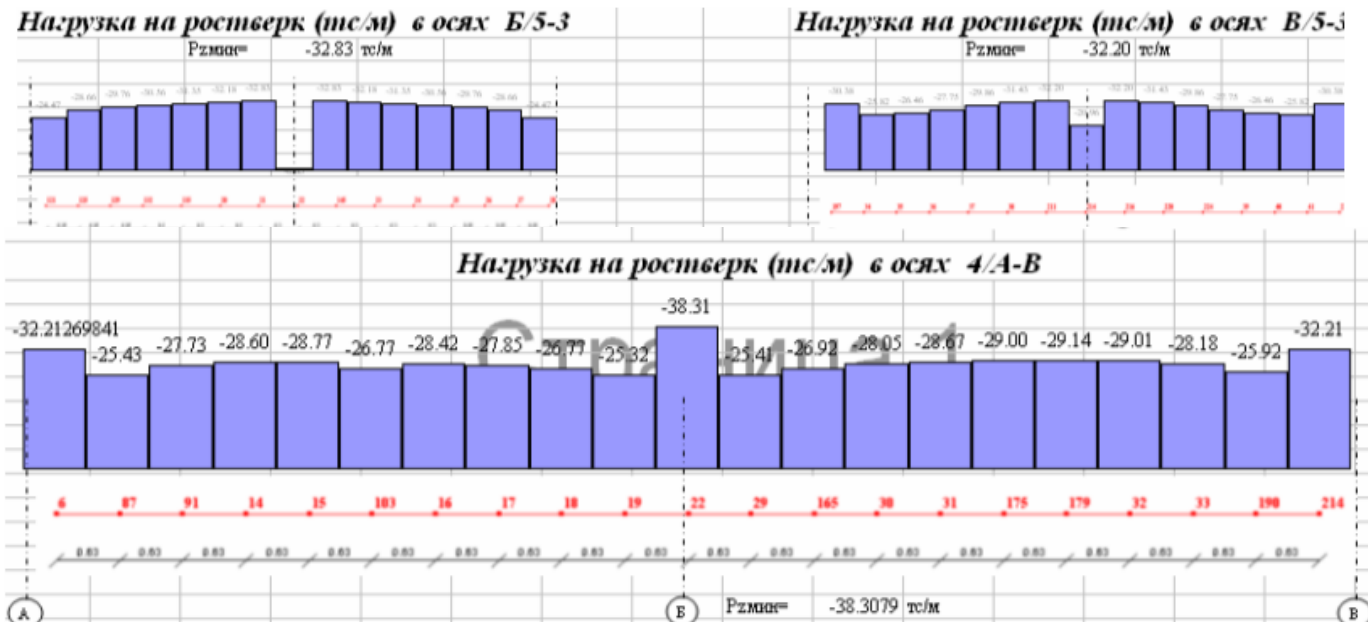
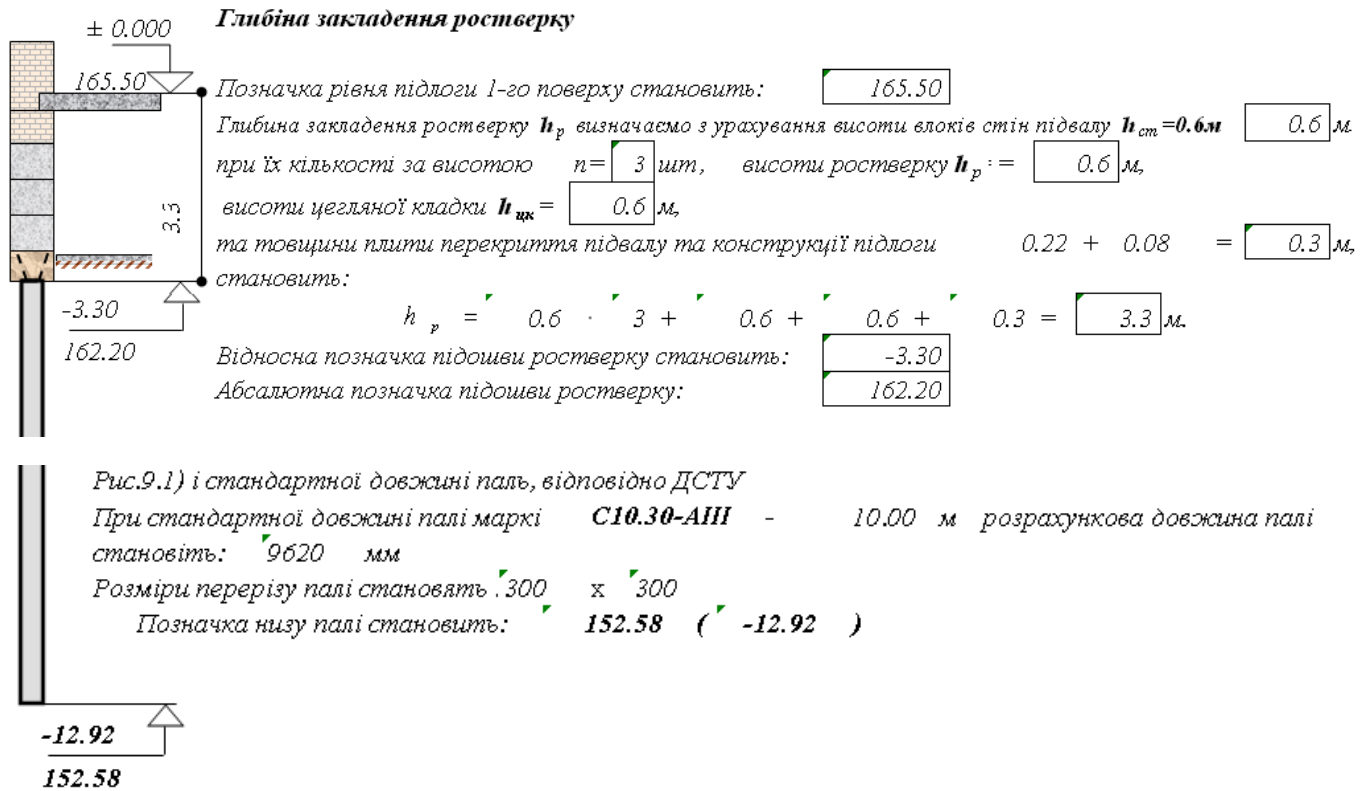
**10.** На об'єкті не розміщені споруди цивільного захисту (цивільної оборони).

**Висновок.** За критерієм «рівень можливої небезпеки для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті» об'єкт «9 поверховий житловий будинок в м. Суми» остаточно відносимо до **класу наслідків (відповідальності) СС2.**

## **Розділ 2. Розрахунково - конструктивний.**

## 2.1.. Конструктивний розрахунок основ і фундаментів

### РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВИХ ПРИЗМАТИЧНИХ ФУНДАМЕНТІВ ПО ПРОГРАМІ Мукосяєва В.М



Визначення несучої здатності палі по програмі Мукосяєва В.М.

Несучу здатність палі визначаємо за формулою:

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

де  $\gamma_c$  — коефіцієнт умов роботи фундаменту в ґрунті



0.54	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	4.50	0.10	2.50	2.50	1.20	
0.55	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	4.60	0.10	2.60	2.60		0.10
0.56	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	4.70	0.10	2.70	2.70		0.20
0.58	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	4.80	0.10	2.80	2.80		0.30
0.59	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	4.90	0.10	2.90	2.90		0.40
0.60	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.00	0.10	3.00	3.00		0.50
0.60	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.00	0.10	3.10	3.10		0.60
0.60	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.00	0.10	3.20	3.20		0.70
0.60	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.00	0.10	3.30	3.30		0.80
0.60	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.00	0.10	3.40	3.40		0.90
0.60	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.00	0.10	3.50	3.50		1.00
0.60	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.00	0.10	3.60	3.60		1.10
0.60	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.00	0.10	3.70	3.70		1.20
0.60	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.00	0.10	3.80	3.80		1.30
0.60	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.00	0.10	3.90	3.90		1.40
0.60	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.00	0.10	4.00	4.00		1.50
0.61	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.10	0.10	4.10	4.10		1.60
0.62	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.20	0.10	4.20	4.20		1.70
0.62	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.20	0.10	4.20	4.20		1.70
0.64	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.30	0.10	4.30	4.30		1.80
0.65	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.40	0.10	4.40	4.40		1.90
0.66	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.50	0.10	4.50	4.50		2.00
0.67	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.60	0.10	4.60	4.60		2.10
0.68	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.70	0.10	4.70	4.70		2.20
0.70	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.80	0.10	4.80	4.80		2.30
0.71	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	5.90	0.10	4.90	4.90		2.40
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	5.00	5.00		2.50
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	5.10	5.10		2.60
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	5.20	5.20		2.70
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	5.30	5.30		2.80
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	5.40	5.40		2.90
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	5.50	5.50		3.00
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	5.60	5.60		3.10
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	5.70	5.70		3.20
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	5.80	5.80		3.30
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	5.90	5.90		3.40
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	6.00	6.00		3.50
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	6.10	6.10		3.60
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	6.20	6.20		3.70
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	6.30	6.30		3.80
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	6.40	6.40		3.90
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	6.50	6.50		4.00
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	6.60	6.60		4.10
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	6.70	6.70		4.20
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	6.80	6.80		4.30
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	6.90	6.90		4.40
0.72	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	6.00	0.10	7.00	7.00		4.50
3.06	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	25.50	0.10	7.10	7.10		0.10
3.07	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	25.55	0.10	7.20	7.20		0.20
3.07	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	25.60	0.10	7.30	7.30		0.30
3.08	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	25.65	0.10	7.40	7.40		0.40
3.08	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	25.70	0.10	7.50	7.50		0.50
3.09	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	25.75	0.10	7.60	7.60		0.60
3.10	1.00	1.00	1.00	0.09	1.20	25.80	0.10	7.70	7.70		0.70

3.10	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	25.80	0.10	7.70	7.70	0.70
3.10	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	25.85	0.10	7.80	7.80	0.80
3.11	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	25.90	0.10	7.90	7.90	0.90
3.11	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	25.95	0.10	8.00	8.00	1.00
3.12	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.00	0.10	8.10	8.10	1.10
3.13	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.05	0.10	8.20	8.20	1.20
3.13	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.10	0.10	8.30	8.30	1.30
3.14	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.15	0.10	8.40	8.40	1.40
3.14	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.20	0.10	8.50	8.50	1.50
3.15	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.25	0.10	8.60	8.60	1.60
3.16	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.30	0.10	8.70	8.70	1.70
3.16	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.35	0.10	8.80	8.80	1.80
3.17	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.40	0.10	8.90	8.90	1.90
3.17	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.45	0.10	9.00	9.00	2.00
3.18	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.50	0.10	9.10	9.10	2.10
3.19	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.55	0.10	9.20	9.20	2.20
3.19	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.60	0.10	9.30	9.30	2.30
3.20	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.70	0.10	9.50	9.50	2.50
3.21	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.75	0.10	9.60	9.60	2.60
3.22	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.80	0.10	9.70	9.70	2.70
3.22	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.85	0.10	9.80	9.80	2.80
3.23	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.90	0.10	9.90	9.90	2.90
3.23	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	26.95	0.10	10.00	10.00	3.00
3.24	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	27.00	0.10	10.10	10.10	3.10
3.24	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	27.02	0.10	10.20	10.20	3.20
3.24	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	27.04	0.10	10.30	10.30	3.30
3.25	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	27.06	0.10	10.40	10.40	3.40
3.25	1.0	1.00	1.00	0.09	1.20	27.08	0.10	10.50	10.50	3.50
7.90	1.0		1.00	0.09	1.20	65.84	0.10	10.60	10.60	0.10
7.92	1.0		1.00	0.09	1.20	65.98	0.10	10.70	10.70	0.20
7.93	1.0		1.00	0.09	1.20	66.12	0.10	10.80	10.80	0.30
7.95	1.0		1.00	0.09	1.20	66.26	0.10	10.90	10.90	0.40
7.97	1.0		1.00	0.09	1.20	66.40	0.10	11.00	11.00	0.50
955.14		855.14	1.00	10524.00	0.09	1.20	66.54	0.10	11.10	11.10
1140.83						1140.83				

Розрахункове допустиме навантаження з урахуванням коефіцієнта надійності  $\gamma 1.25$

$$\frac{F_a}{\gamma_k} = 1140.83 / 1.25 = 912.66 \text{ кН} \quad (9.3)$$

Розрахунок необхідної кількості палля 1 п/м ростверку по вісі В/5-3

Кількість палль визначаємо за формулою:

$$n = \frac{F_v}{F_d / \gamma_k}; \quad (9.4)$$

По вісі В/5-3 необхідна кількість палль становить:

$$n = (328.27 + 328.27 * 0.1) / 912.66 = 0.53 \text{ приймаємо } 1 \text{ шт.}$$

По вісі В/5-3 необхідна кількість палль становить:

$$n = (322.03 + 322.03 * 0.1) / 912.66 = 0.39 \text{ приймаємо } 1 \text{ шт.}$$

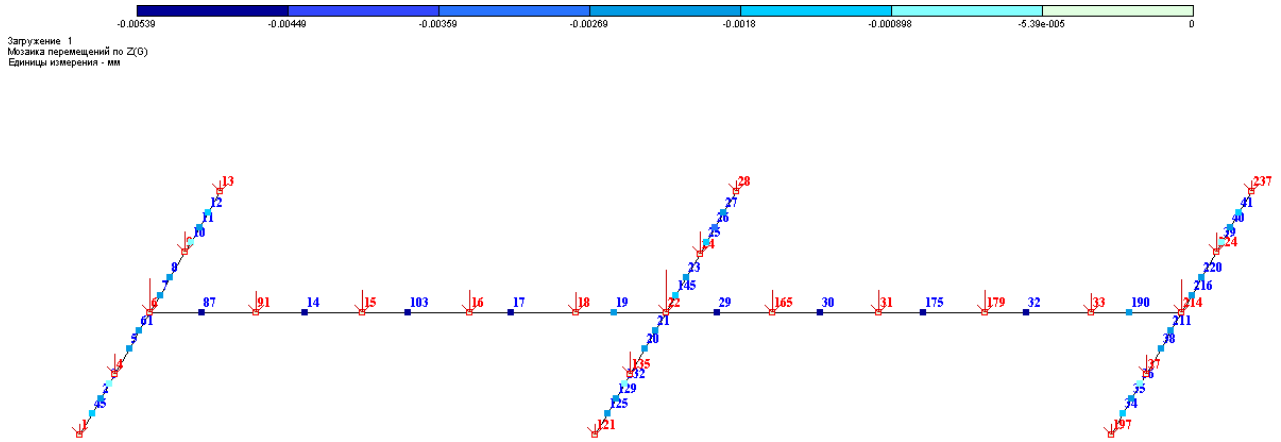
По вісі 4/А-В необхідна кількість палль становить:

$$n = (383.08 + 383.08 * 0.1) / 912.66 = 0.46 \text{ приймаємо } 1 \text{ шт.}$$

Допустиме навантаження на палю з кроком пал. 1.3м становить

$$912.66 / 1.3 = 702.046 \text{ кН} > 672.08 \text{ кН} = P_{z, \max} \text{ (див. Рис.2.8 і Табл.2.8, вузол №22)}$$

Допустиме навантаження на палю з кроком пал. 1.03м становить  
 $912.66/1.03=886.1кН > 672.08 кН=P_{z,max}$  (див. Рис.2.8 і Табл.2.8, вузол №22)



Вертикальне навантаження на палі в вузлах ростверку, що позначені красним кольором на рис. 2.8.

№ узла	Pz(тс)								
	№ загруз		№ загруз		№ загруз		№ загруз		загруз 1+2+3+4
1	9.797	1	0.779	2	0.101	3	-0.114	4	10.563
4	28.198	1	2.301	2	0.296	3	-0.347	4	30.448
6	49.488	1	4.192	2	0.525	3	-0.671	4	53.534
9	28.198	1	2.301	2	0.296	3	-0.347	4	30.448
13	9.797	1	0.779	2	0.101	3	-0.114	4	10.563
15	31.742	1	3.001	2	0.323	3	-0.178	4	34.888
16	32.205	1	3.079	2	0.324	3	-0.109	4	35.499
18	29.156	1	2.749	2	0.293	3	-0.043	4	32.155
22	60.948	1	5.648	2	0.609	3	0.003	4	67.208
24	31.467	1	2.908	2	0.312	3	0	4	34.687
28	13.716	1	1.269	2	0.135	3	0	4	15.12
31	32.183	1	3.079	2	0.324	3	0.122	4	35.708
33	27.433	1	2.455	2	0.287	3	0.264	4	30.439
37	28.171	1	2.299	2	0.296	3	0.345	4	31.111
91	30.462	1	2.744	2	0.317	3	-0.274	4	33.249
121	13.242	1	1.226	2	0.131	3	0	4	14.599
135	31.396	1	2.902	2	0.311	3	0	4	34.609
165	32.154	1	3.036	2	0.323	3	0.057	4	35.57
179	31.543	1	2.963	2	0.322	3	0.193	4	35.021
197	9.791	1	0.778	2	0.101	3	0.113	4	10.783
214	46.64	1	3.947	2	0.495	3	0.638	4	51.72
224	28.171	1	2.299	2	0.296	3	0.345	4	31.111
237	9.791	1	0.778	2	0.101	3	0.113	4	10.783

Табл.2.8.

## Розрахунок перерізу монолітного розтерку по вісі 4

Розрахунок виконуємо по програмі ЛИРА-АРМ з використанням результатів розрахунку фрагменту будівлі по програмі ЛИРА 9.2., розрахунку несучої здатності паль за максимальними значеннями сполучення зусиль у елементі №23 (див.рис.2.11) .

ЭЛЕМЕНТ N= 1	Элемент в ЛИРАРМ N= 23	Проект - 5 этажн кирп дом 2	Проект ЛИРАРМ: 5 этажн кирп дом 2	6 June 2005 19:56
--------------	------------------------	-----------------------------	-----------------------------------	-------------------

<p>Длина 0.47</p> <p>Расчетная длина LY - 0 , LZ - 0.47</p> <p>Сечение - прямоугольник</p> <p>B(D)= 50.0 , H(D1)= 60.0 , B1= 0.0 , H1= 0.0 ,B2= 0.0 , H2= 0.0</p> <p>Класс бетона - B25</p> <p>Класс продольной арматуры X - А-III</p> <p>Класс поперечной арматуры - А-I</p> <p>Расстояние к центру тяжести арматуры: снизу = 3 сверху = 3 сбоку = 3.</p>												
<b>УСИЛИЯ, СОЧЕТАНИЯ</b>												
<b>PCY</b>	<b>N</b>	<b>Mкр</b>	<b>My</b>	<b>Qz</b>	<b>Mz</b>	<b>Qy</b>	<b>N д</b>	<b>Mкр д</b>	<b>My д</b>	<b>Qz д</b>	<b>Mz д</b>	<b>Qy д</b>
Сечение: 1 PCY												
A	-0.04		-2.32	9.29		0	-0.02		-2.16	8.67		0
A	0.03		-2.32	9.28		0	0.01		-2.16	8.66		0
A	0.03		-2.12	8.49		0	0.01		-2.12	8.49		0
A	-0.04		-2.12	8.5		0	-0.02		-2.12	8.5		0
Сечение: 2 PCY												
A	-0.04		-1.23	9.18		0	-0.02		-1.15	8.56		0
A	0.03		-1.23	9.18		0	0.01		-1.15	8.56		0
A	0.03		-1.13	8.38		0	0.01		-1.13	8.39		0
A	-0.04		-1.13	8.39		0	-0.02		-1.13	8.39		0
Сечение: 3 PCY												
A	-0.04		-0.16	9.07		0	-0.02		-0.15	8.45		0

A	0.03		-0.16	9.07		0	0.01		-0.15	8.45		0
A	0.03		-0.15	8.28		0	0.01		-0.15	8.28		0
A	-0.04		-0.15	8.28		0	-0.02		-0.15	8.28		0
Сечение: 4 РСУ												
A	0.03		0.9	8.96		0	0.01		0.84	8.34		0
A	-0.04		0.9	8.97		0	-0.02		0.84	8.34		0
A	0.03		0.82	8.17		0	0.01		0.82	8.17		0
A	-0.04		0.82	8.18		0	-0.02		0.82	8.17		0
Сечение: 5 РСУ												
A	0.03		1.94	8.85		0	0.01		1.81	8.23		0
A	-0.04		1.95	8.86		0	-0.02		1.81	8.23		0
A	0.03		1.77	8.06		0	0.01		1.77	8.06		0
A	-0.04		1.77	8.07		0	-0.02		1.77	8.07		0
<b>АРМАТУРА</b>												
Режим: Подбор арматуры												
<b>AU1</b>	<b>AU2</b>	<b>AU3</b>	<b>AU4</b>	<b>AS1</b>	<b>AS2</b>	<b>AS3</b>	<b>AS4</b>	<b>%</b>	<b>ASW1/100</b>	<b>ASW2/100</b>	<b>Тр.крат.</b>	<b>Тр.длит.</b>
Сечение: 1 Несимметричное армирование												
2.01	2.01	2.01	2.01	1.13	1.13			0.34	0.46		0.14	0.14
2.01	2.01	2.01	2.01	1.13	1.13			0.34				

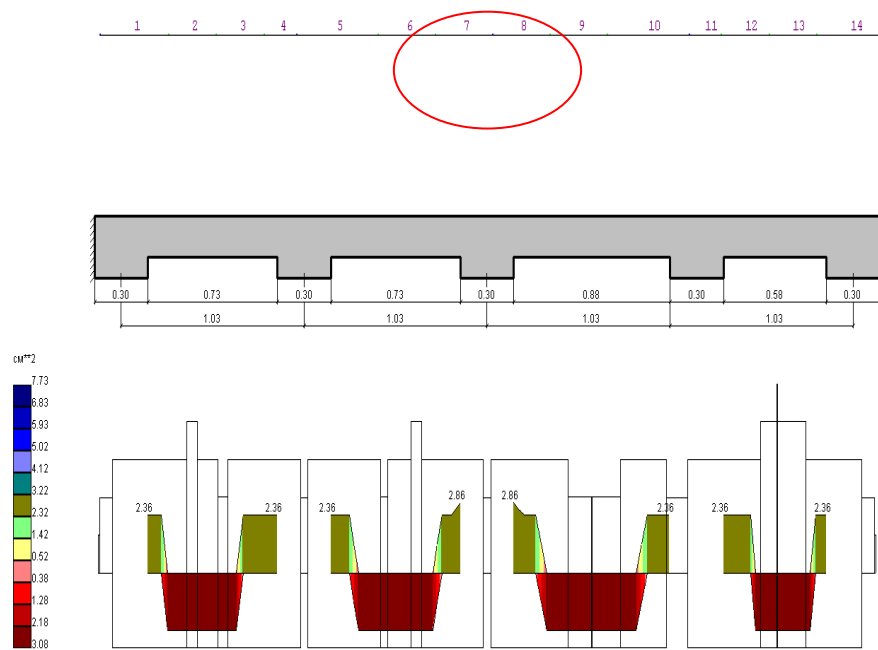


Рис. 2.9. Еюра матеріалів і згинаючих моментів у фрагменті ростверку по вісі А

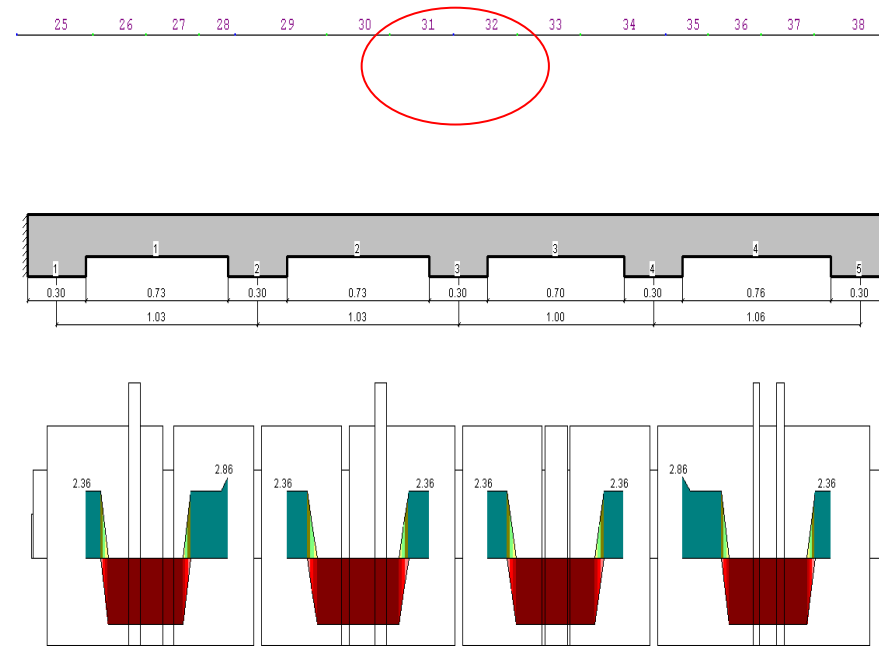
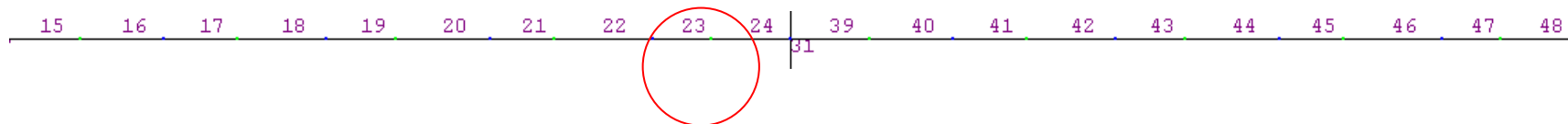


Рис. 2.10. Еюра матеріалів і згинаючих моментів у фрагменті ростверку по вісі В



1		2		3		4		5		6		7		8		9		10	
1.15	0.30	1.01	0.30	1.02	0.30	1.01	0.30	0.83	0.30	1.04	0.30	1.01	0.30	1.04	0.30	1.04	0.30	0.98	
1.30		1.31		1.32		1.31		1.13		1.34		1.31		1.34		1.34		1.34	1.13

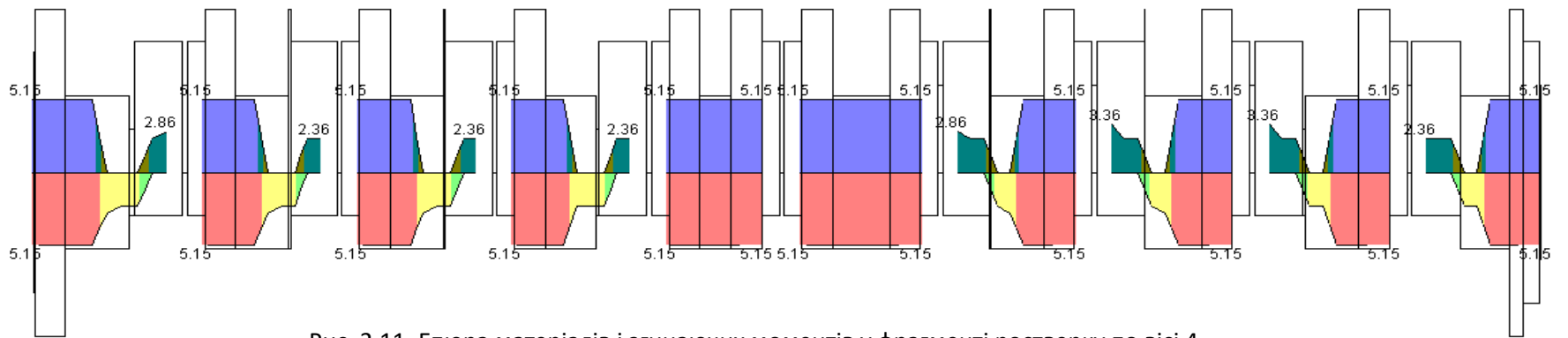
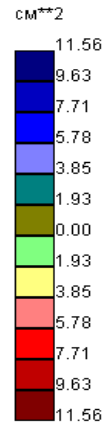


Рис. 2.11. Еюра матеріалів і згинаючих моментів у фрагменті ростверку по вісі 4

## Розрахунок перерізу монолітного ростверку по вісі а фрагменту

Розрахунок виконуємо по програмі ЛИРА-АРМ з використанням результатів розрахунку фрагменту будівлі по програмі ЛИРА 9.2., розрахунку несучої здатності паль за максимальними значеннями сполучення зусиль у елементі №7 і 8 (див.рис.2.9) .

ЭЛЕМЕНТ N= 7	Элемент в ЛИРААРМ N= 7	Проект - Lavr1	Проект ЛИРААРМ: 5 этаж кирпич дом 2	26 June 2005 20:52
--------------	------------------------	----------------	-------------------------------------	--------------------

Длина 0.3

Расчетная длина LY - 0 , LZ - 0.3

Сечение - прямоугольник

$B(D)= 60.0$  ,  $H(D1)= 60.0$  ,  $B1= 0.0$  ,  $H1= 0.0$  ,  $B2= 0.0$  ,  $H2= 0.0$

Класс бетона - B25

Класс продольной арматуры X - A-III

Класс поперечной арматуры - A-I

Расстояние к центру тяжести арматуры: снизу = 3 сверху = 3 сбоку = 3.

### УСИЛИЯ, СОЧЕТАНИЯ

PCY	N	Мкр	My	Qz	Mz	Qy	N д	Мкр д	My д	Qz д	Mz д	Qy д
Сечение: 1 PCY												
A	0.45	-	1.05	13.16	0.05	0.65	0.42	-0.31	0.98	-12.23	0.05	0.59
Сечение: 2 PCY												
A	0.45	-	0.06	13.22	0	0.65	0.42	-0.31	0.06	-12.3	0	0.59
A	0.44	-	0.06	12.94	0	0.62	0.41	-0.3	0.06	-12.2	0	0.58
Сечение: 3 PCY												
A	0.45	-	0.93	13.29	0.05	0.65	0.42	-0.31	-0.87	-12.37	-0.04	0.59
A	0.4	-	0.85	12.06	0.04	0.56	0.4	-0.29	-0.85	-12.08	-0.04	0.57
A	0.45	-	0.92	13.18	0.05	0.64	0.41	-0.31	-0.87	-12.33	-0.04	0.59
Сечение: 4 PCY												
A	0.45	-	1.93	13.36	0.09	0.65	0.42	-0.31	-1.8	-12.44	-0.09	0.59
Сечение: 5 PCY												
A	0.45	-	-	-	-	0.65	0.42	-0.31	-2.73	-12.51	-0.13	0.59

		0.34	2.94	13.43	0.14								
<b>АРМАТУРА</b>													
Режим: Подбор арматуры													
<b>AU1</b>	<b>AU2</b>	<b>AU3</b>	<b>AU4</b>	<b>AS1</b>	<b>AS2</b>	<b>AS3</b>	<b>AS4</b>	<b>%</b>	<b>ASW1/100</b>	<b>ASW2/100</b>	<b>Тр. крат.</b>	<b>Тр. длит.</b>	
Сечение: 1 Несимметричное армирование													
0.79	0.79			0.79				0.07	1.14	0.37	0.13	0.13	
0.79	0.79			0.79				0.07					
Сечение: 2 Несимметричное армирование													
0.79	0.79			0.79				0.07	1.15	0.37	0.03	0.03	
0.79	0.79			0.79				0.07					
Сечение: 3 Несимметричное армирование													
		0.79	0.79		0.79			0.07	1.16	0.37	0.12	0.12	
		0.79	0.79		0.79			0.07					
Сечение: 4 Несимметричное армирование													
		0.79	0.79		0.79			0.07	1.17	0.37	0.23	0.23	
		0.79	0.79		0.79			0.07					
Сечение: 5 Несимметричное армирование													
		0.91	0.91		1.04			0.08	1.17	0.37	0.29	0.29	
		0.79	0.79		0.79			0.07					

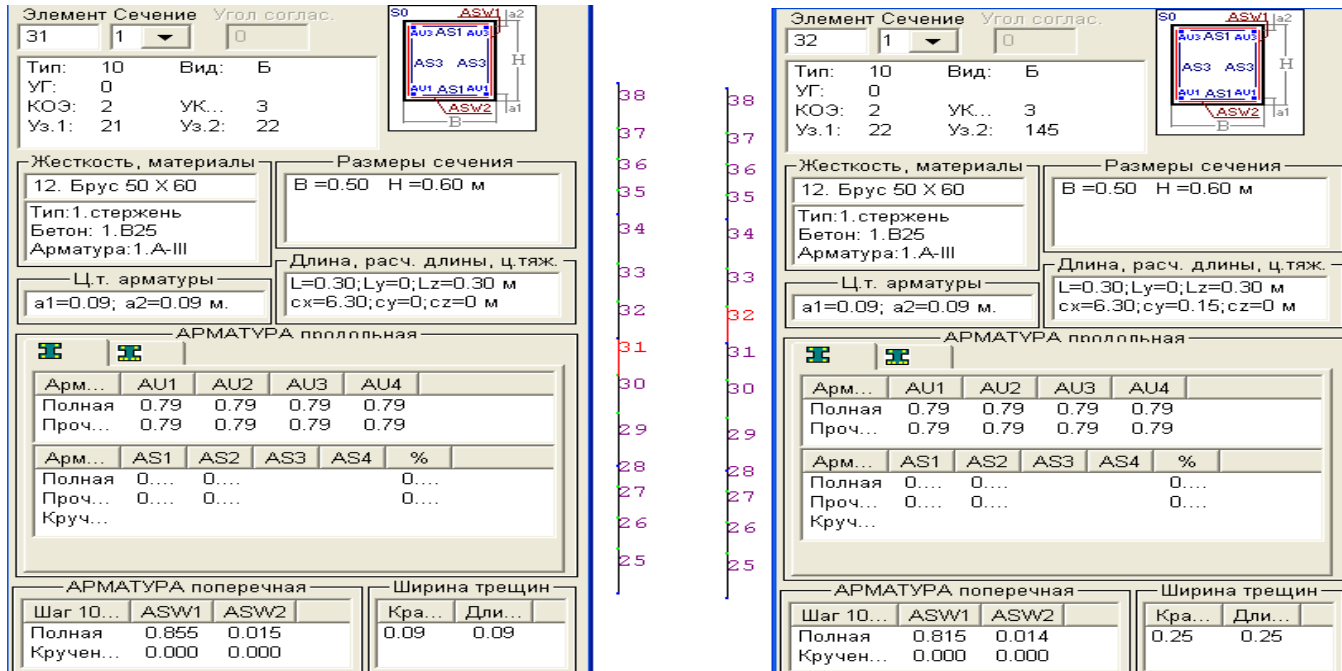
<b>ЭЛЕМЕНТ N=</b> <b>8</b>	Элемент в ЛИРАРМ N= <b>8</b>	Проект - Lavr1	Проект ЛИРАРМ: 5 этаж кирпич дом 2	26 June 2005 20:52
-------------------------------	---------------------------------	----------------	---------------------------------------	--------------------

<p>Длина 0.3</p> <p>Расчетная длина LY - 0 , LZ - 0.3</p> <p>Сечение - прямоугольник</p> <p>B(D)= 60.0 , H(D1)= 60.0 , B1= 0.0 , H1= 0.0 , B2= 0.0 , H2= 0.0</p> <p>Класс бетона - B25</p> <p>Класс продольной арматуры X - A-III</p> <p>Класс поперечной арматуры - A-I</p> <p>Расстояние к центру тяжести арматуры: снизу = 3 сверху = 3 сбоку = 3.</p>													
<b>УСИЛИЯ, СОЧЕТАНИЯ</b>													
<b>PCU</b>	<b>N</b>	<b>Мкр</b>	<b>My</b>	<b>Qz</b>	<b>Mz</b>	<b>Qy</b>	<b>N д</b>	<b>Мкр д</b>	<b>My д</b>	<b>Qz д</b>	<b>Mz д</b>	<b>Qy д</b>	

Сечение: 1 РСУ												
A	0.45	0.34	-	13.43	-	-	0.42	0.31	-2.73	12.51	-0.13	-0.59
Сечение: 2 РСУ												
A	0.45	0.34	-	13.36	-	-	0.42	0.31	-1.8	12.44	-0.09	-0.59
Сечение: 3 РСУ												
A	0.45	0.34	-	13.29	-	-	0.42	0.31	-0.87	12.37	-0.04	-0.59
A	0.4	0.28	-	12.06	-	-	0.4	0.29	-0.85	12.08	-0.04	-0.57
A	0.45	0.34	-	13.18	-	-	0.41	0.31	-0.87	12.33	-0.04	-0.59
Сечение: 4 РСУ												
A	0.45	0.34	0.06	13.22	0	-	0.42	0.31	0.06	12.3	0	-0.59
A	0.44	0.32	0.06	12.94	0	-	0.41	0.3	0.06	12.2	0	-0.58
Сечение: 5 РСУ												
A	0.45	0.34	1.05	13.16	0.05	-	0.42	0.31	0.98	12.23	0.05	-0.59
<b>АРМАТУРА</b>												
<b>Режим: Подбор арматуры</b>												
AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	ASW1/100	ASW2/100	Тр. крат.	Тр. длит.
Сечение: 1 Несимметричное армирование												
		0.91	0.91		1.04			0.08	1.17	0.37	0.29	0.29
		0.79	0.79		0.79			0.07				
Сечение: 2 Несимметричное армирование												
		0.79	0.79		0.79			0.07	1.17	0.37	0.23	0.23
		0.79	0.79		0.79			0.07				
Сечение: 3 Несимметричное армирование												
		0.79	0.79		0.79			0.07	1.16	0.37	0.12	0.12
		0.79	0.79		0.79			0.07				
Сечение: 4 Несимметричное армирование												
0.79	0.79			0.79				0.07	1.15	0.37	0.03	0.03
0.79	0.79			0.79				0.07				
Сечение: 5 Несимметричное армирование												
0.79	0.79			0.79				0.07	1.14	0.37	0.13	0.13
0.79	0.79			0.79				0.07				

## Розрахунок перерізу монолітного ростверку по вісі а фрагменту

Розрахунок виконуємо по програмі ЛИРА-АРМ з використанням результатів розрахунку фрагменту будівлі по програмі ЛИРА 9.2., розрахунку несучої здатності паль за максимальними значеннями сполучення зусиль у елементі №31 і 32 (див.рис.2.10) .



Конструктивно приймаємо уніфіковане армування ростверку у трьох розрізах 1-1,2-2,3-3, що вказані на плані ростверку на аркуші № .

## **2.2. Особливості напружено деформованого стану будівлі при будівництві 9 поверхового житлового будинку**

**Задачі дослідження.** доказати можливість використання комбінованих комплексних бетонних блоків для возведення житлових будівель

**Мета роботи** – визначення компонентів напружено-деформованого стану дослідження та надання рекомендацій для проектувальників.

**Об’єкт дослідження** – житлова багатоповерхова безкаркасна будівля в м. Суми, вертикальні несучі конструкції якої виконані з блоків бетонних стінових трьохшарових.

**Наукову новизну складає:** доведена можливість використання комплексних бетонних блоків для будівництва безкаркасних житлових будівель

### **2.2.1. Конструктивні особливості будівлі**

#### *Характеристика основних конструктивних елементів*

Основні конструктивні елементи будівлі – горизонтальні (пустотні плити перекриттів, виготовлені методом безперервного вібропресування), вертикальні (стіни з бетонних блоків) і фундаменти становлять єдину просторову систему - несучий кістяк будівлі.

Конструктивна система будівлі передбачена даним проектом - безкаркасна (з несучими стінами), є жорсткою, стійкою конструкцією з взаємозалежних зовнішніх і внутрішніх стін і перекриттів. В розглянутій будівлі несучими є поздовжні стіни.

Конструкція блока зовнішньої стіни складається із чотирьох шарів - бетонного товщиною 380 мм, утеплювача товщиною 100 мм і облицювального із керамічної цегли товщиною 120 мм, а також внутрішнього облицювання блоками з газобетону. Конструкція стіни наведена на рис. 2.1.

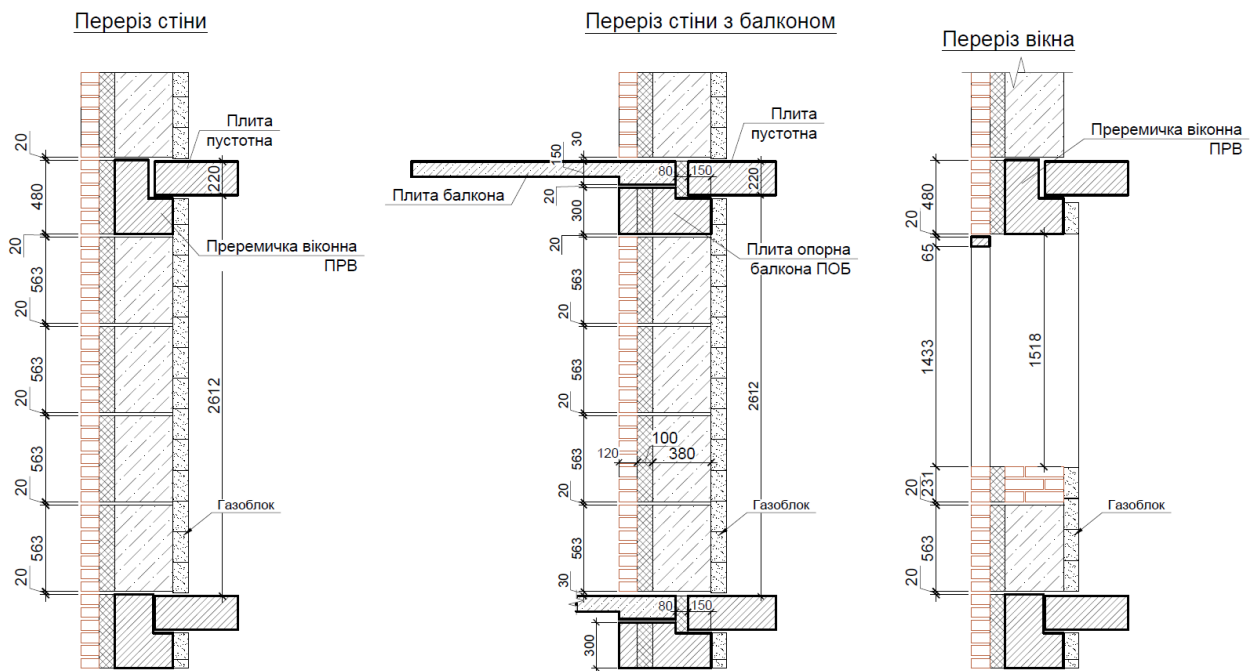


Рисунок 2.1 – Перерізи чотиришарового блоку несучої стіни житлової будівлі

### 2.2.2. Бетонний шар виконується із бетону кл. С8/10 ( М150).

Утеплювач -пінополістирол ПСБ-С-25, розташований між керамічною цеглою та бетонним шаром, та у віконному прорізу облицьований бетонним шаром в 0,06 м, як показано на рис. 2.2.

#### Фрагмент плану з прорізами

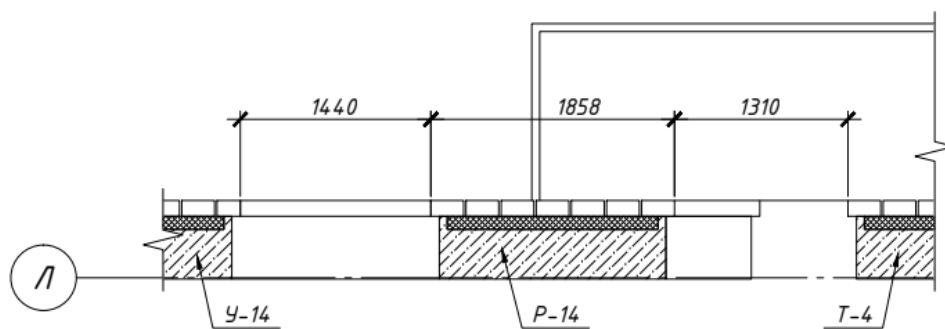


Рисунок 2.2 – Фрагмент тришарового блоку будівлі з розрізом, в якому показано розташування пінополістиролу ПСБ-С-25

Зовнішній облицювальний шар виконується із керамічної пустотілої цегли М100 на розчині М100.

Кріплення зовнішнього облицювального шару до бетону виконується на гнучких зв'язках із арматури Ø10 А400С.

Тришарові блоки у складі проектної конструкції зовнішніх стін засовуються у комплексі з внутрішнім облицюванням газобетонними блоками D400, що відмежовуються замкнутим повітряним прошарком товщиною 10мм. Завдяки газобетонним блокам досягаються нормативні показники теплоефективності, а також поліпшується якість фінішного опорядження.

План типового поверху розглянутої будівлі наведений на рисунку 2.3.

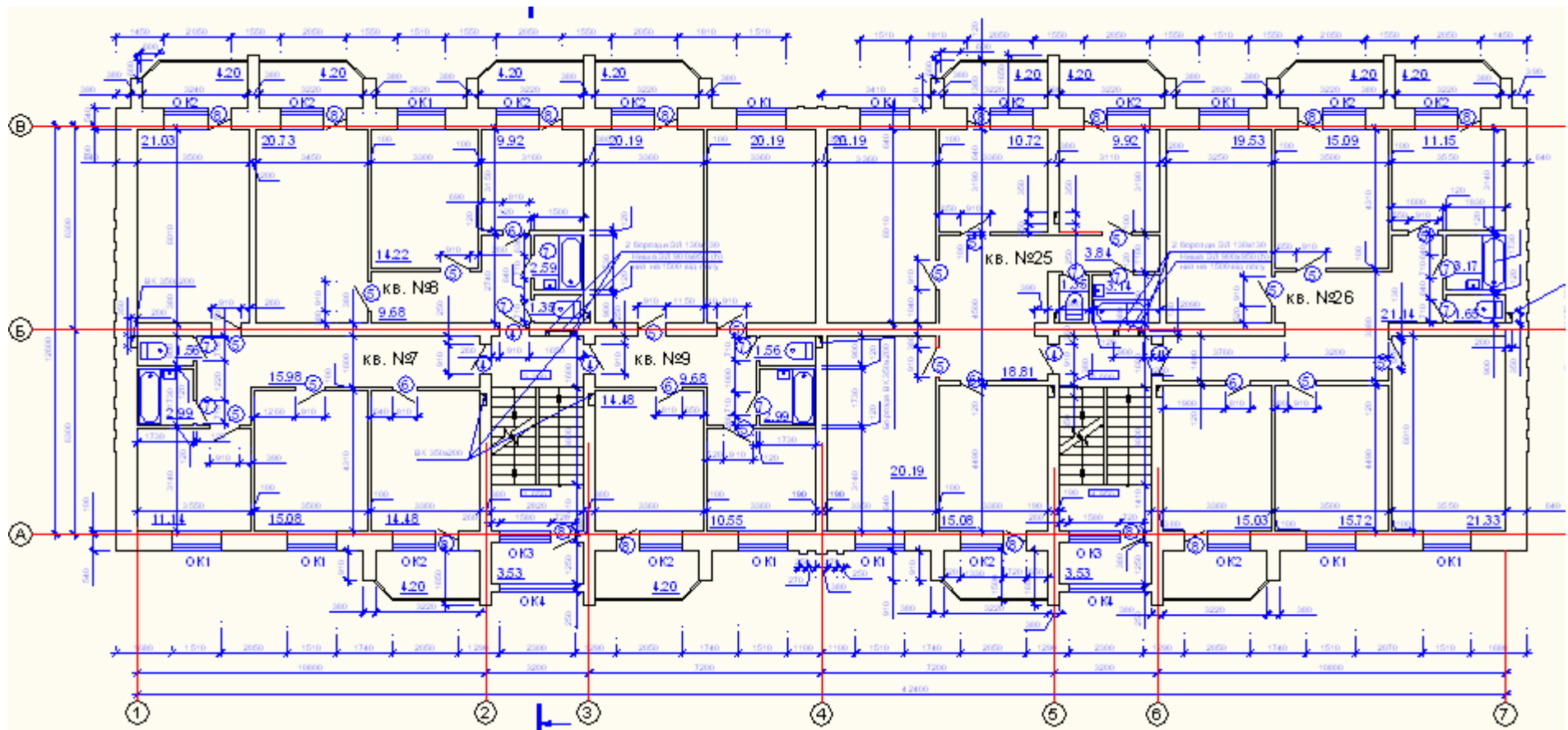


Рисунок 2.3 – Кладочний план типового поверху розглянутої будівлі

### 2.2.3. Особливості напружено-деформованого стану будівлі

Для теоретичної оцінки напружено-деформованого стану конструкцій будівлі було виконано скінченно-елементне моделювання з подальшим розрахунком в середовищі ПК «Ліра-Сапр».

Крім визначення компонентів напружено-деформованого стану (НДС) була виконана величезна несучої здатності колон. Перевірка реалізована на базі деформаційної моделі, що обґрунтована діючими нормами.

#### 2.2.3.1 Навантаження та впливи

Всі навантаження прийняті згідно чинного на території України нормативного документа ДБН В.1.2-2: 2006 "Навантаження і впливи".

##### 2.2.3.1.1 Снігове навантаження на покриття

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюється за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \times S_o \times C, \quad (3.1)$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням (визначається згідно з п. 8.11 ДБН В.1.2-2:2006);

$S_o$  - характеристичне значення снігового навантаження (в Па), що визначається згідно з 8.5 та додатком Е ДБН В.1.2-2:2006;

$C$ - коефіцієнт, що визначається згідно п. 8.6 ДБН В.1.2-2:2006 при  $\mu=1$   
 $S_m = 1,14 \times 167(\text{Суми}) \times 1 = 191 \text{ кг/м}^2$

##### 2.2.3.1.2 Збір навантажень на перекриття

1. Коричне навантаження  $(150 \text{ кг/м}^2 \times 1,3) = 195 \text{ кг/м}^2$ ;
2. Цементно-піщана стяжка  $t=40 \text{ мм}$   $(1900 \text{ кг/м}^3 \times 0,04 \text{ м} \times 1,3) = 100 \text{ кг/м}^2$ ;
3. Тимчасові перегородки\*  $300 \text{ кг/м}^2$ ;
4. Власна вага пустотних плит перекриття  $(360 \text{ кг/м}^2 \times 1,1) = 396 \text{ кг/м}^2$ .

$$\Sigma = 991 \text{ кг/м}^2 \approx 1000 \text{ кг/м}^2$$

\* Характеристичні значення навантажень на плити перекриттів від ваги тимчасових перегородок слід приймати залежно від їхньої конструкції,

розташування і характеру опирання на перекриття і стіни. Ці навантаження допускається враховувати як рівномірно розподілені додаткові навантаження, приймаючи їхні характеристичні значення на підставі розрахунку для передбачуваних схем розміщення перегородок, але не менш як 0,5 кПа (50 кгс/м<sup>2</sup>). Але з урахуванням наявності у складі проектної конструкції зовнішніх стін у комплексі з внутрішнім облицюванням газобетонними блоками D400 та можливістю вільного планування приміщень власниками квартир, прийняте навантаження 300кг/м<sup>2</sup>.

Також слід зауважити, що є можливість знижувати значення корисного навантаження згідно пунктів 6.8 и 6.9 ДСТУ В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи».

При розрахунку плит та вертикальних несучих елементів, які сприймають навантаження від одного перекриття, характеристичні значення корисних навантажень слід знижувати залежно від вантажної площі А(м<sup>2</sup>) елемента, що розраховується, множенням на коефіцієнт сполучень  $\Psi_A$ , який дорівнює:

при площі  $A > A_1=9 \text{ м}^2$

$$\psi_{A1} = 0.4 + \frac{0.6}{\sqrt{A/A_1}} \quad (3.2)$$

при площі  $A > A_2=36 \text{ м}^2$

$$\psi_{A2} = 0.5 + \frac{0.5}{\sqrt{A/A_2}} \quad (3.3)$$

**Примітка.** При розрахунку стін, що сприймають навантаження від одного перекриття, значення навантажень слід знижувати залежно від вантажної площі А елементів, що розраховуються (плит, балок), які спираються на стіни.

При визначенні поздовжніх зусиль для розрахунку стін, що сприймають навантаження від двох і більше перекриттів, характеристичні значення корисних навантажень слід знижувати множенням на коефіцієнт сполучень  $\Psi_n$ :

$$\psi_{n1} = 0.4 + \frac{\psi_{A1} - 0.4}{\sqrt{n}} \quad (3.4)$$

або

$$\psi_{n2} = 0.4 + \frac{\psi_{A2} - 0.4}{\sqrt{n}} \quad (3.5)$$

де  $n$  – загальне число перекриттів.

### 2.2.3.1.3 Навантаження від вітрового тиску

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} \times W_o \times C, \quad (3.6)$$

де  $\gamma_{fm}$  – коеф. надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження (визначається відповідно до п. 9.14 ДБН В.1.2-2: 2006);

$W_o$  – характеристичне значення вітрового тиску (визначається відповідно до п. 9.6 ДБН В.1.2-2: 2006);

$C$  – коеф., який визначається відповідно до п. 9.7 ДБН В.1.2-2: 2006.

$$C = C_{aer} \times C_h \times C_{alt} \times C_{rel} \times C_{dir} \times C_d;$$

$$C_{aer} \text{ (акт)} = +0,8; C_{aer} \text{ (пас)} = -0,6;$$

Тип місцевості-IV

За результатами розрахунку частот власних коливань будівлі (табл. 3.1 ДБН) на дію всіх вертикальних навантажень було встановлено, що основний період коливань більше 0.25 сек. У зв'язку з чим, вітровий тиск на дану будівлю був визначений згідно п.п. 9.9 і табл. 9.02 Змін. №1 до ДБН В.1.2-2: 2006 (див. табл. 3.2 ДБН).

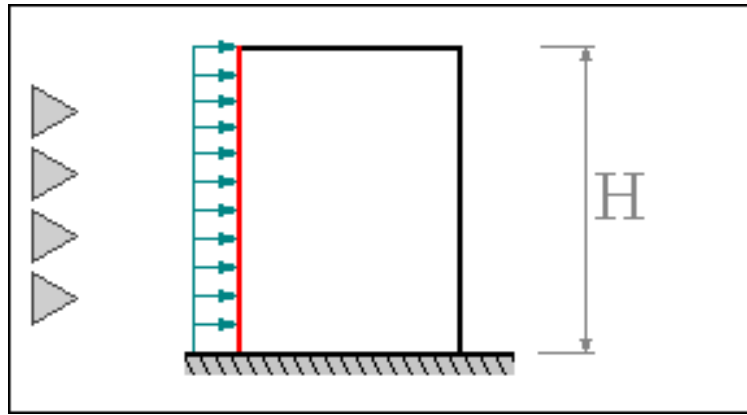


Рисунок 3.1 – До визначення вітрового тиску на будівлю

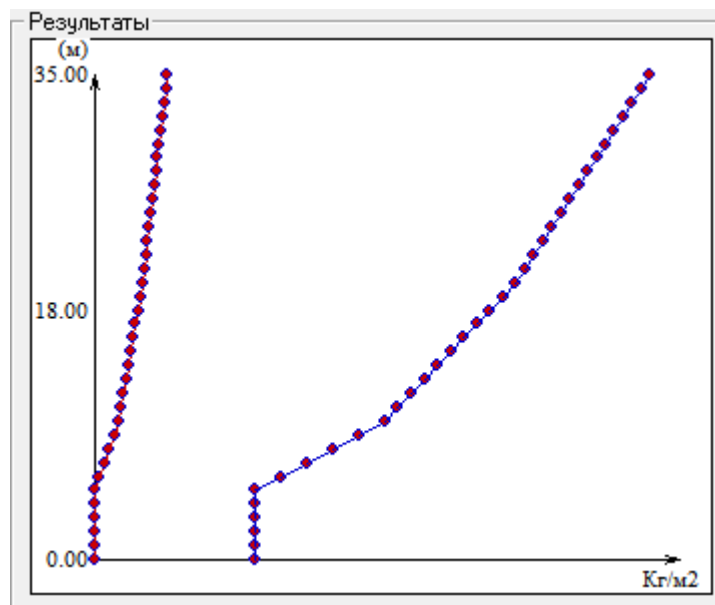


Рисунок 3.2 - Зміна тиску вітру по висоті будівлі

Характеристичні значення вітрового тиску для розрахунку будівлі в програмному комплексі були задані відповідно до табл. 3.1 – 3.2. Розподіл вітрового тиску по висоті представлено на рис. 3.1, 3.2

### Активна зона вітрового тиску

Таблиця 3.1

Прив'язка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (кг/м <sup>2</sup> )	Граничне навантаження, (кг/м <sup>2</sup> )	Прив'язка, (м)	Експлуатаційне навантаження, (кг/м <sup>2</sup> )	Граничне навантаження, (кг/м <sup>2</sup> )
0	4.23	22.98	1	4.23	22.98
2	4.23	22.98	3	4.23	22.98
4	4.23	22.98	5	4.23	22.98
6	4.8	26.05	7	5.36	29.11
8	5.93	32.18	9	6.49	35.24
10	7.06	38.3	11	7.34	39.84
12	7.62	41.37	13	7.9	42.9
14	8.18	44.43	15	8.47	45.96
16	8.75	47.5	17	9.03	49.03
18	9.31	50.56	19	9.6	52.09
20	9.88	53.63	21	10.07	54.68
22	10.27	55.73	23	10.46	56.79
24	10.65	57.84	25	10.85	58.89
26	11.04	59.95	27	11.24	61
28	11.43	62.05	29	11.62	63.11
30	11.82	64.16	31	12.01	65.21
32	12.21	66.27	33	12.4	67.32
34	12.59	68.37	35	12.79	69.43

**Пасивна зона вітрового тиску**

Таблиця 3.2

<b>Прив'язка, (м)</b>	<b>Експлуатаційне навантаження, (кг/м<sup>2</sup>)</b>	<b>Граничне навантаження, (кг/м<sup>2</sup>)</b>	<b>Прив'язка, (м)</b>	<b>Експлуатаційне навантаження, (кг/м<sup>2</sup>)</b>	<b>Граничне навантаження, (кг/м<sup>2</sup>)</b>
0.00	-3.17	-17.23	1.00	-3.17	-17.23
2.00	-3.17	-17.23	3.00	-3.17	-17.23
4.00	-3.17	-17.23	5.00	-3.17	-17.23
6.00	-3.59	-19.53	7.00	-4.01	-21.82
8.00	-4.44	-24.12	9.00	-4.86	-26.42
10.00	-5.28	-28.72	11.00	-5.49	-29.87
12.00	-5.71	-31.02	13.00	-5.92	-32.17
14.00	-6.13	-33.31	15.00	-6.34	-34.46
16.00	-6.55	-35.61	17.00	-6.76	-36.76
18.00	-6.98	-37.91	19.00	-7.19	-39.06
20.00	-7.40	-40.21	21.00	-7.54	-41.00
22.00	-7.69	-41.79	23.00	-7.84	-42.58
24.00	-7.98	-43.37	25.00	-8.13	-44.16
26.00	-8.27	-44.95	27.00	-8.42	-45.74
28.00	-8.56	-46.53	29.00	-8.71	-47.32
30.00	-8.85	-48.11	31.00	-9.00	-48.90
32.00	-9.15	-49.69	33.00	-9.29	-50.48
34.00	-9.44	-51.27	35.00	-9.58	-52.06

#### 2.2.3.1.4 Розрахункові сполучення навантажень (РСН) і розрахункові сполучення зусиль (РСЗ)

У відповідності з діючими на будівлю навантаженнями було сформовано 6 завантажень. Структура завантажень наступна:

- 1 – власна вага конструкцій;
- 2 – корисне навантаження;
- 3 – довготривале навантаження (тимчасові перегородки та стіни);
- 4 – вітер на фасад А-Л (входить до групи взаємовиключних та знакозмінних навантажень);
- 5 – вітер на фасад 1-18 (входить до групи взаємовиключних та знакозмінних навантажень);
- 6 – снігове навантаження.

На основі цих навантажень було сформовано 12 розрахункових сполучень навантажень РСН (8 перших основних сполучень та 4 других основних сполучень). Оскільки будівля відноситься до класу наслідків СС2, інформація щодо сейсмічності майданчика будівництва (м. Суми) чи складності інженерно геологічних умов відсутня. У сполученнях не були розглянуті сполучення з урахуванням сейсмічних навантажень та прогресуючого обвалення. Нижче приведені формули 1-го та 2-го основних сполучень навантажень:

- перше основне сполучення

$$\sum P + D \times K \times (K_p + T) \times M$$

- друге основне сполучення

$$\sum P + 0,95 \sum D + 0,9 \sum K + 0,95 \sum (K_p + T) + 0,9 \sum M$$

N загруз.	Наименование	Вид	Знакоперем.	Взаимоискл.
1	Власна вага	Постоянное(П)	+	
2	Корисна вага	Кратковременное(К)	+	
3	Ненесучі стіни	Длительное(Д)	+	
4	Вітер 1	Мгновенное(М)	+/-	1
5	Вітер 2	Мгновенное(М)	+/-	1
6	Сніг	Кратковременное(К)	+	

N загруз.	РСН1	РСН2	РСН3	РСН4	РСН5	РСН6
1	1.	1.	1.	1.	1.	1.
2	0.	0.	1.	0.	0.	0.
3	0.	1.	0.	0.	0.	0.
4	0.	0.	0.	0.	1.	0.
5	0.	0.	0.	0.	0.	1.
6	0.	0.	0.	1.	0.	0.

N загруз.	РСН7	РСН8	РСН9	РСН10	РСН11	РСН12
1	1.	1.	1.	1.	1.	1.
2	0.	0.	0.9	0.9	0.9	0.9
3	0.	0.	0.95	0.95	0.95	0.95
4	-1.	0.	0.9	0.	-0.9	0.
5	0.	-1.	0.	0.9	0.	-0.9
6	0.	0.	0.9	0.9	0.9	0.9

Рисунок 3.3 – Таблица РСН

## 2.2.4 Розрахункова модель будівлі

Для моделювання плит перекриття та стін були використані скінченні елементи №42 – «Універсальний трикутний СЕ оболонки» та СЕ №44 «Універсальний чотирикутний СЕ оболонки» (див. 3.4). Ці скінченні елементи використовуються для міцнісних розрахунків оболонок (плит перекриття та стін). Скінченно-елементна модель розглянутої будівлі наведена на рис. 3.6.

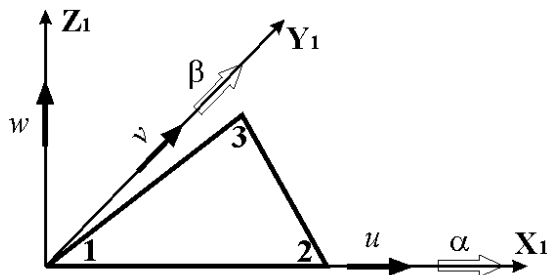


Рисунок 3.4 – СЕ №42

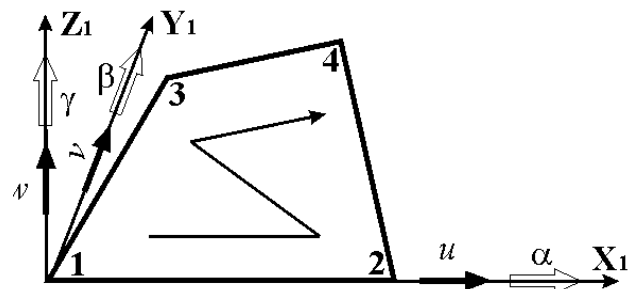


Рисунок 3.5 – СЕ №44

Загальна кількість вузлів у розрахунковій моделі будівлі 61597, елементів – 64162.

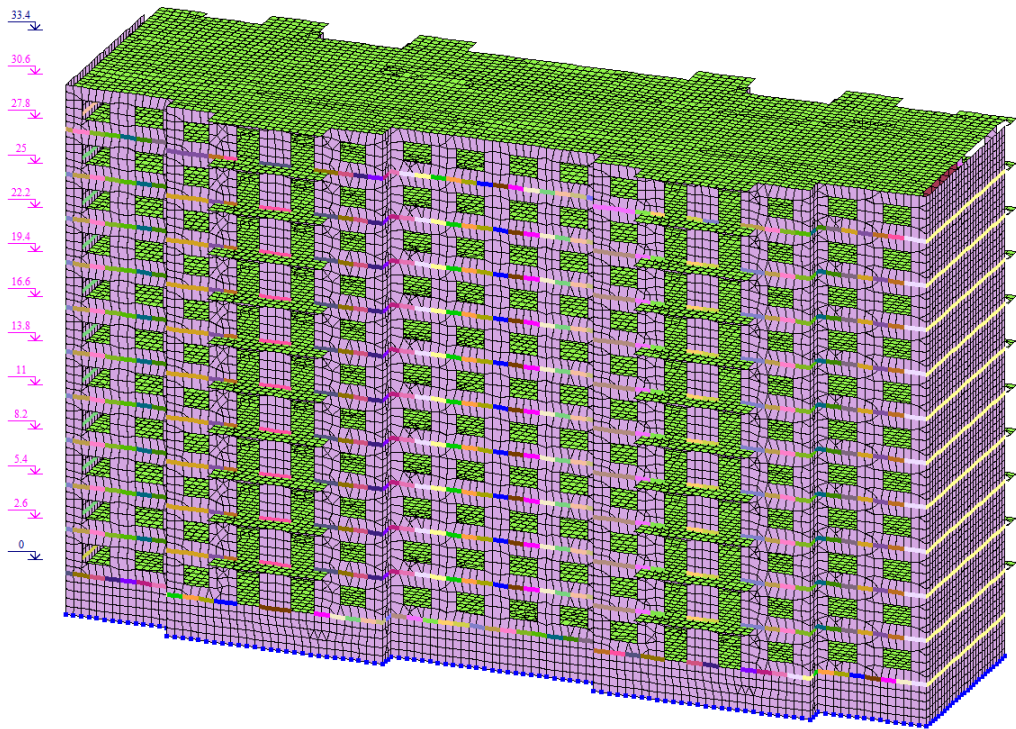


Рисунок 3.6 – Скінченно-елементна модель будівлі: ■ – СЕ плит перекриття; ■ – СЕ стін з бетонних блоків

Всім колонам та перекриттям у будинку були присвоєні встановлені експериментально класи бетону з відповідними значеннями модулів пружності.

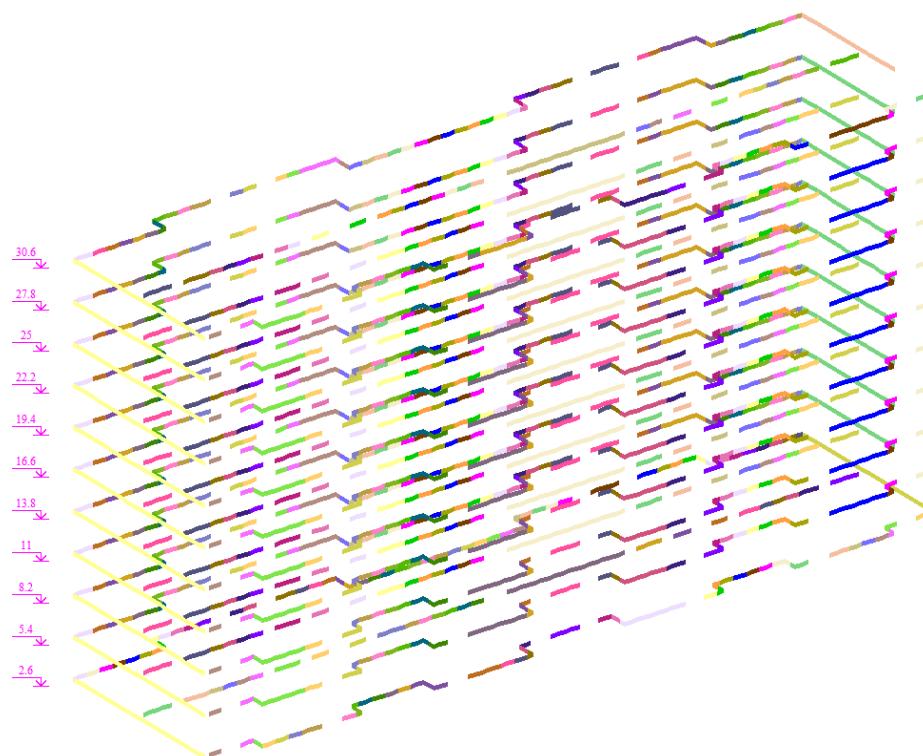


Рисунок 3.7 – Розрахункові рівні кладки всієї будівлі

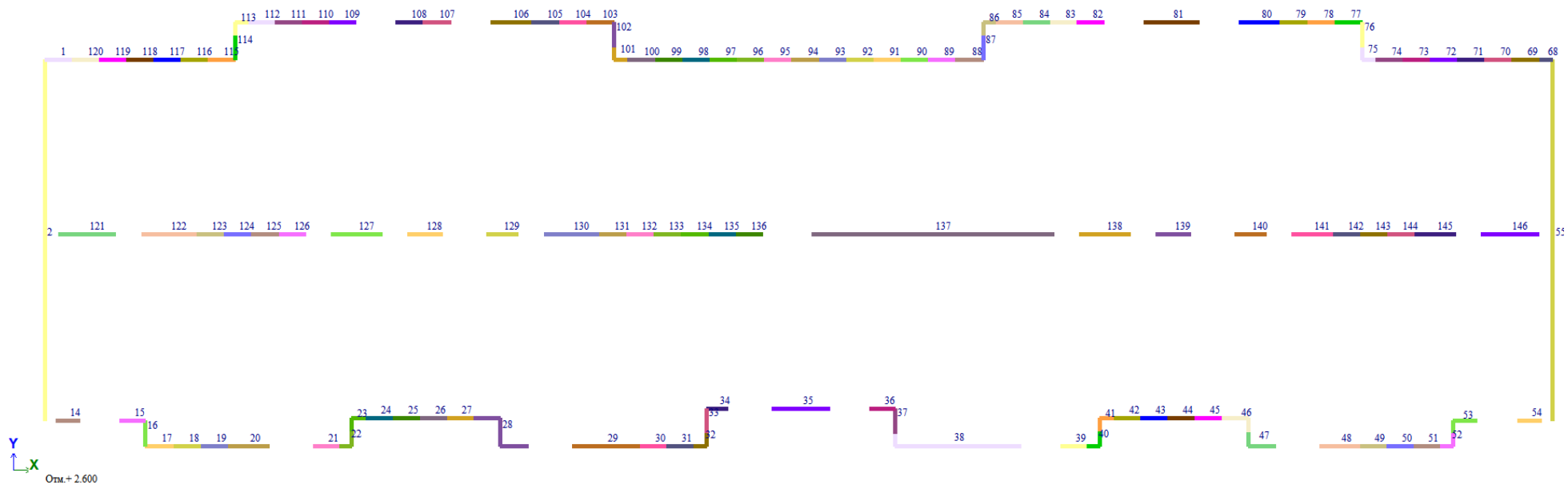


Рисунок 3.8 – Нумерація розрахункових простінків на відм. +2.600м

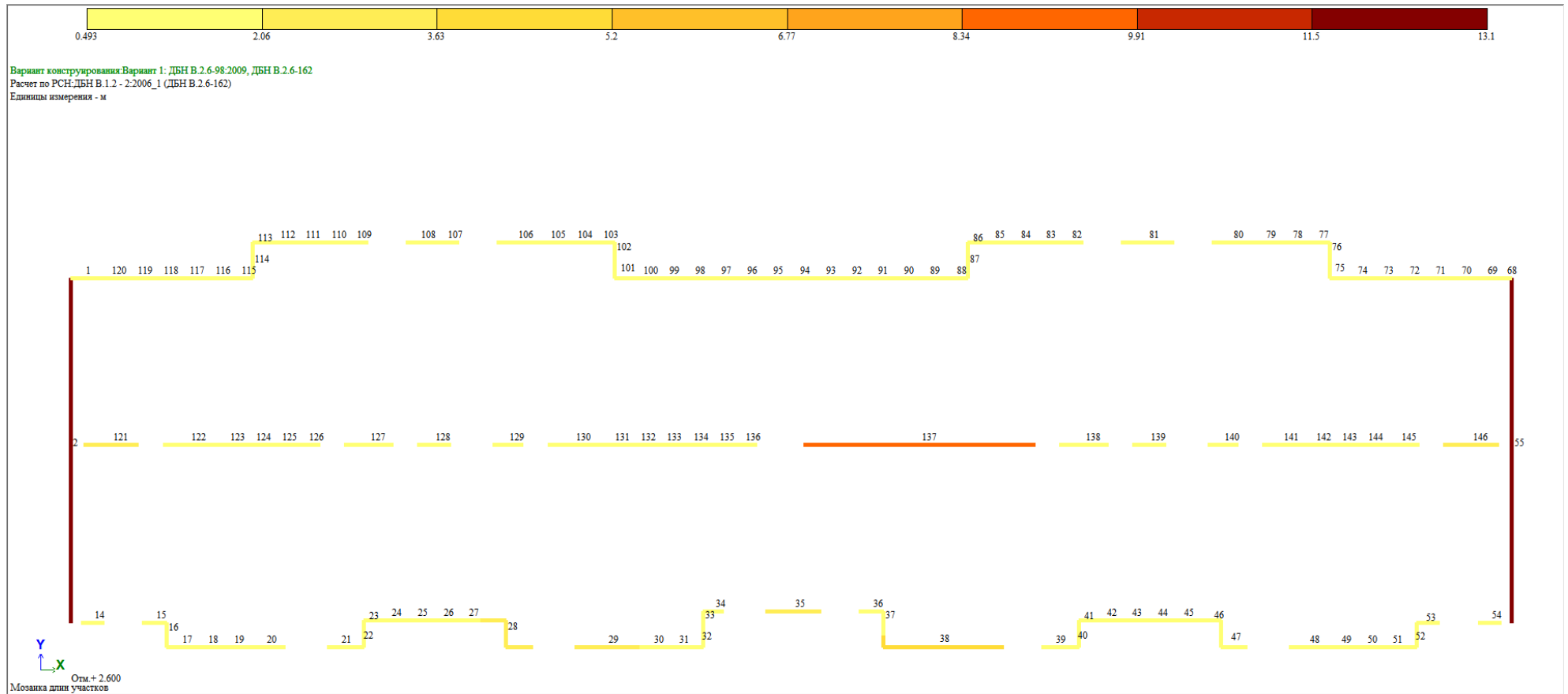


Рисунок 3.9 – Довжини (м) розрахункових простінків на відм. + 2.600м

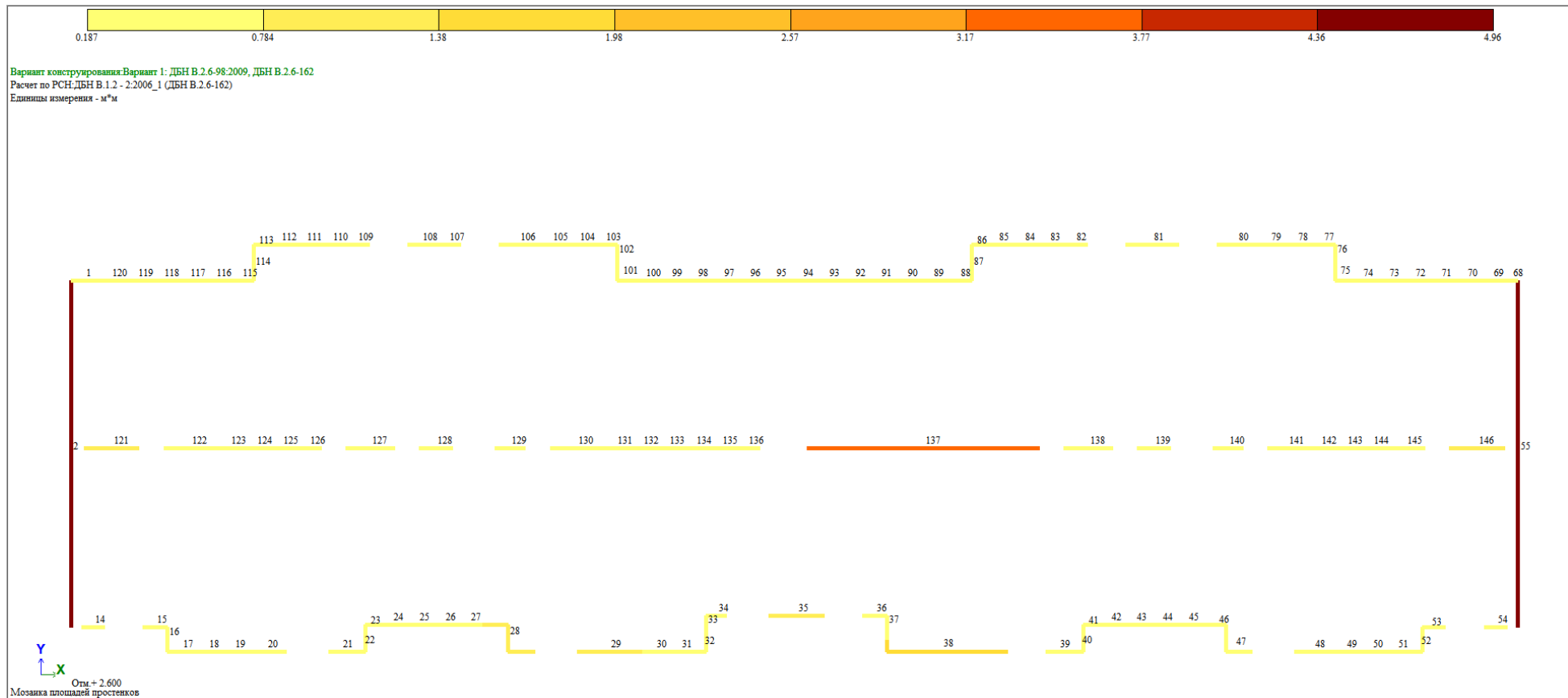


Рисунок 3.10 - Площі (м<sup>2</sup>) розрахункових простінків на відм. + 2.600м

## 2.2.5. Аналіз отриманих результатів

Максимальні горизонтальні переміщення (див. рис. 3.11) верхівки будівлі виявлені по РСН 10 і склали 5.7 мм. Гранично допустимі горизонтальні переміщення, відповідно до ДСТУ Б В.1.2-3: 2006 «Прогини і переміщення» для каркасних будинків складають  $h / 500 = 33400/500 = 66.8$  мм.

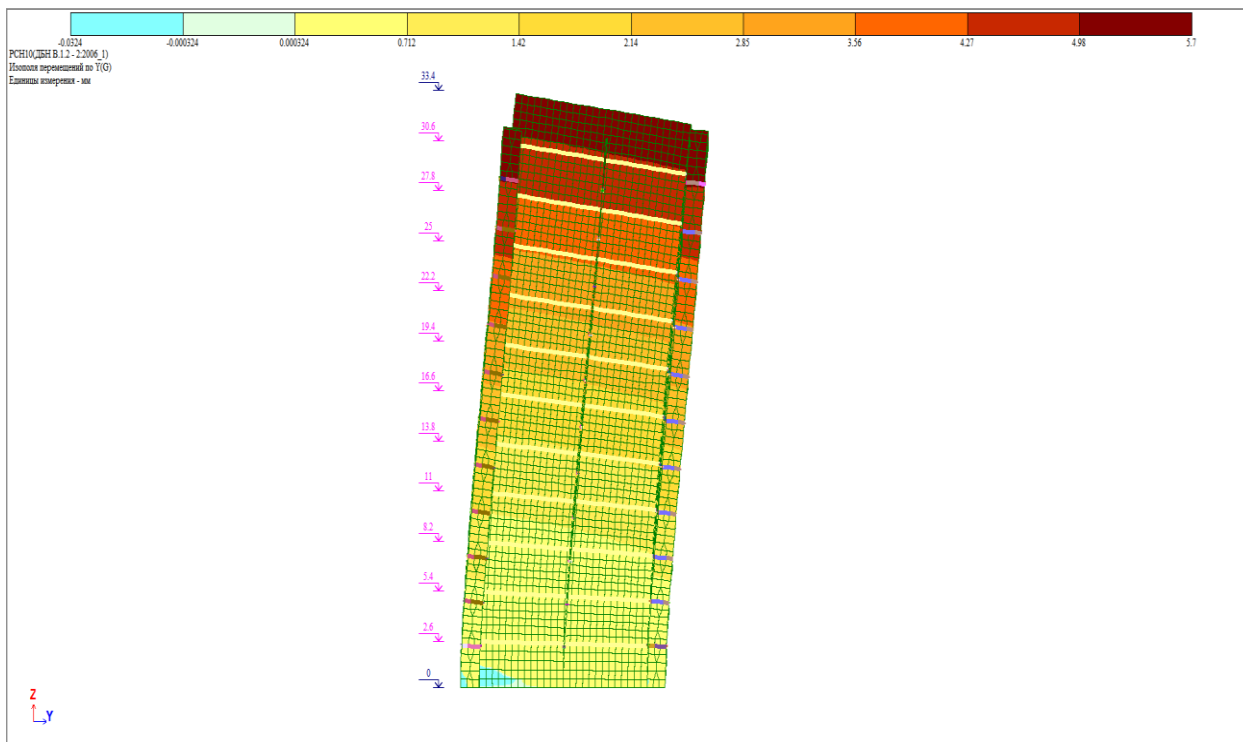


Рисунок 3.11 – Горизонтальні переміщення (уздовж осі Y) моделі будівлі, мм. Деформована схема будівлі показана не в масштабі

На рис. 3.12 – 3.13 показані ізополя поздовжніх напружень  $N_y$ , кг/см<sup>2</sup> по РСН10 для зовнішніх і внутрішніх стін відповідно. Мозаїка навантажень в центрах ваги простінків для нижнього рівня кладки показана на рисунку 3.14. Найнесприятливішим поєднанням для несучих стін є РСН10. Максимальні поздовжні зусилля, що виникають в стінах, склали  $N_{Ed} = 835$  кН/м. При цьому, в більшій частині простінків поздовжні зусилля змінюються в діапазоні від 400 до 600 кН/м.

Згідно ДБН В.2.6-162: 2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції» (додаток Р) розрахунковий опір на стиск кладки з крупних суцільних блоків з бетонів всіх видів при міцності каменя  $f_b=10\text{МПа}$  та при міцності розчину  $10.0\text{МПа}$  дорівнює  $f_d = 3.1 \text{ МПа}$ . При цьому слід зауважити, якщо в кладці з крупних бетонних блоків, шви розчину в якій виконані під рамку з вирівнюванням та ущільненням рейками (про щ вказується в проекті), допускається приймати з коефіцієнтом 1.2.

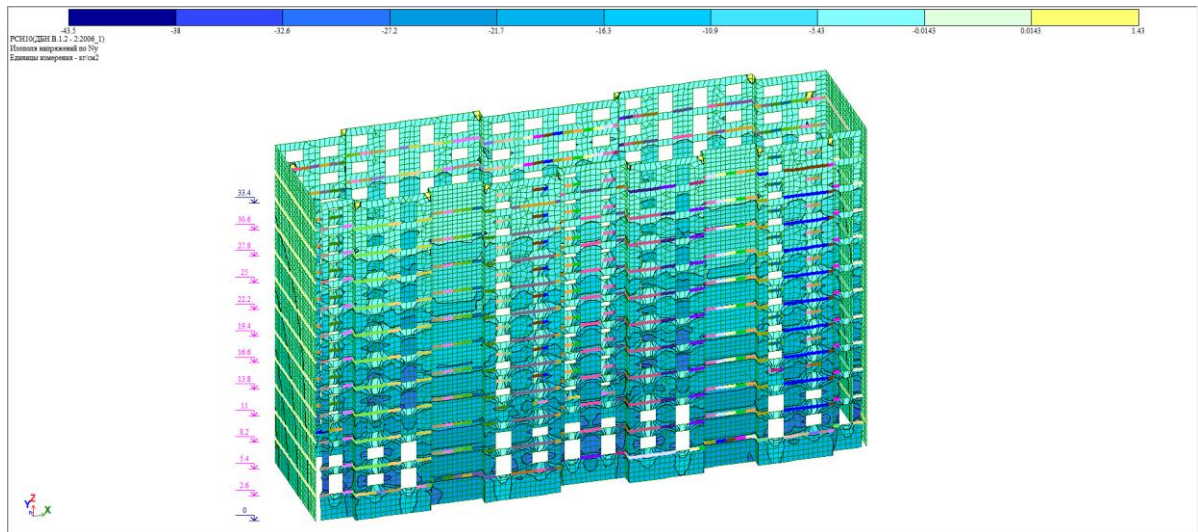


Рисунок 3.12 – Ізополя поздовжніх напружень  $N_u$ ,  $\text{кг/см}^2$  по РСН 10 для зовнішніх стін

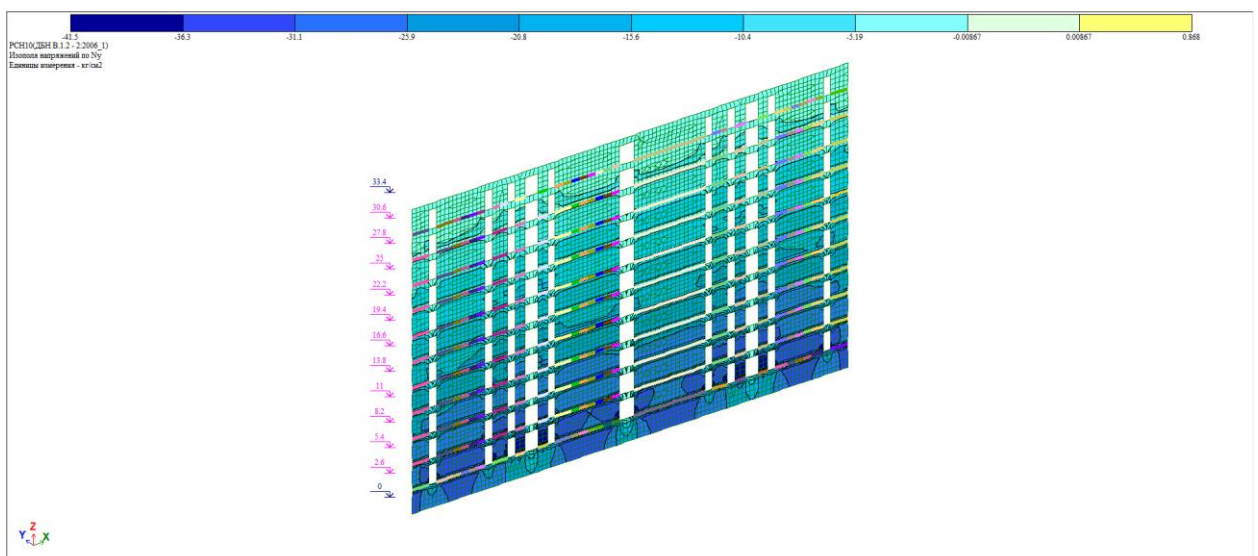


Рисунок 3.13 – Ізополя поздовжніх напружень  $N_u$ ,  $\text{кг/см}^2$  по РСН10 для внутрішніх стін

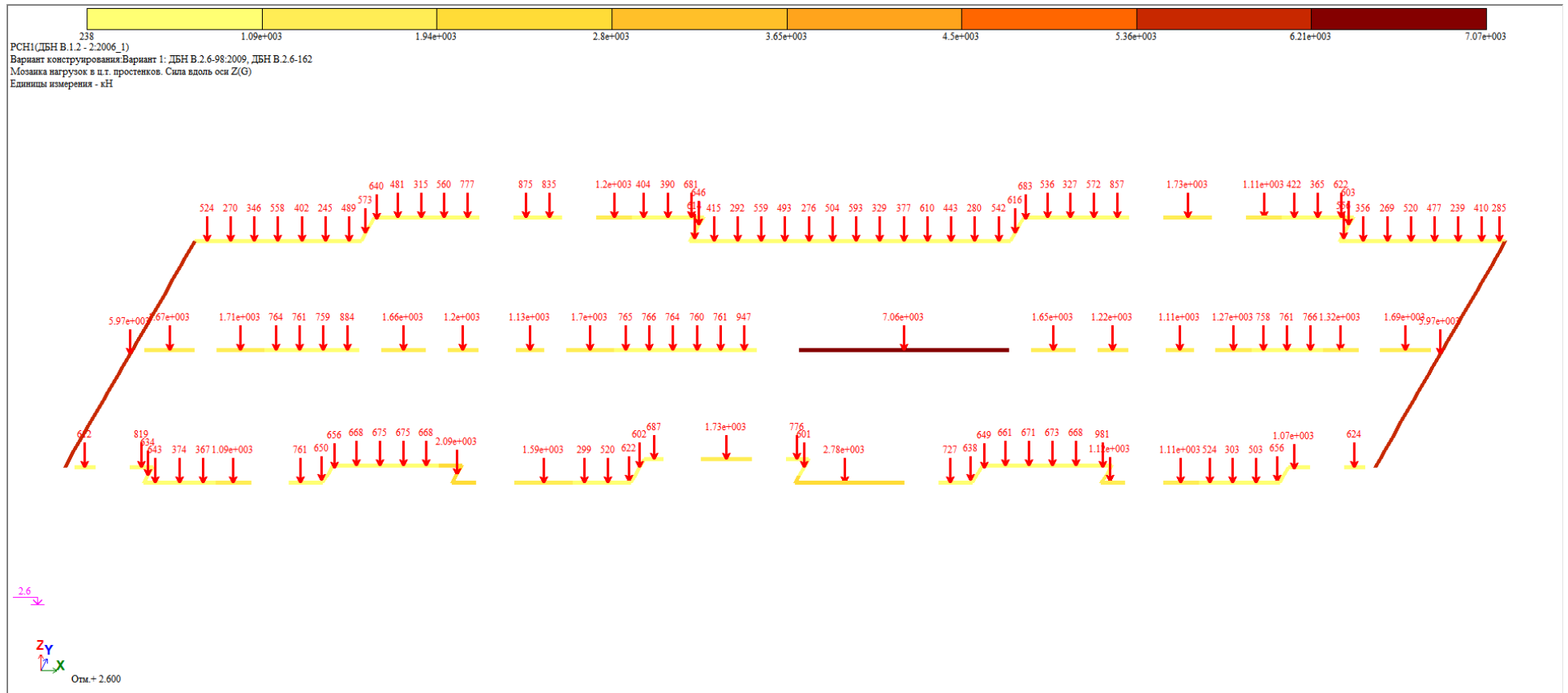


Рисунок 3.14 – Мозаїка навантажень в центрах ваги простінків, кН на відм. +2.600

З метою перевірки коефіцієнта запасу несучої здатності виконаний розрахунок за деформаційною методикою простінка з розмірами 380мм×1000мм. Розрахунковий опір стиску прийнято рівним 3.1 МПа. Несуча здатність простінка склала  $N_{Rd} = 1060$  кН/м. результати розрахунку наведені в табл. 3.4 та на рис. 3.15, 3.16.

$$\alpha = N_{Ed} / N_{Rd} = 0.79$$

*Результати розрахунку бетонного простінка за деформаційною методикою*

Таблиця 3.4

#	Eps c(1) ‰	Eps c(2) ‰	N (кН)	M (кН*м)
0	0	0	0	0
1	0.375	0.2068	603.7128	8.2013
2	0.75	0.3178	879.2798	12.3457
3	1.125	0.3415	995.8816	14.1826
4	1.5	0.3118	1042.3497	14.929
5	1.875	0.2603	1059.2812	15.2031
6	2.25	0.2009	1061.8978	15.2455
7	2.625	0.133	1052.4793	15.0929
8	3	0.05	1027.4224	14.6883
9	3.375	-0.0569	981.8059	14.0446
10	3.75	-0.221	914.1845	13.163

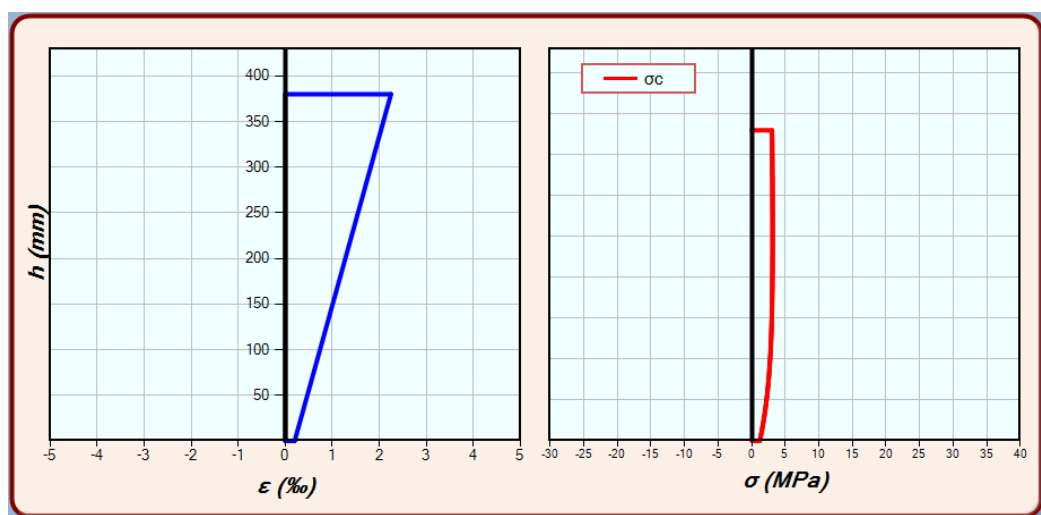


Рисунок 3.15 – Епюри деформацій і напружень в бетонному простінку

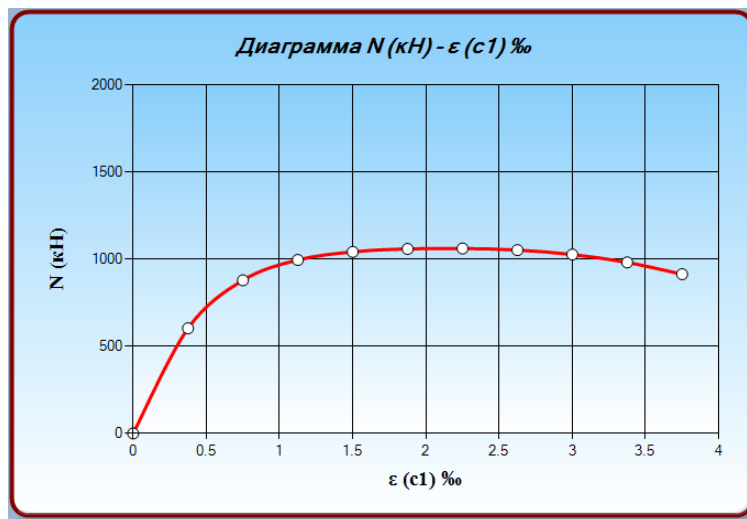


Рисунок 3.16 – Діаграма «поздовжня сила – кривизна»

На основі проведених розрахунків можна зробити наступні висновки:

1. Максимальне горизонтальне переміщення верху будівлі - 5.7 мм (див. рис. 3.11).

2. Результати розрахунку свідчать про те, що всі прийняті проектні рішення задовольняють вимогам що ставляться до конструкцій по 1-го і 2-го граничними станами.

3. Слід звернути особливу увагу на те, що використання суцільних бетонних блоків є нераціональним. Так відсоток запасу за несучою здатністю в нижньому рівні склав 21%. Дане значення відсотка запасу може бути обґрунтовано на нижніх поверхах будівлі, але починаючи з відм. +16.600,  $N_{Ed} = 600$  кН/м і відсоток запасу виростає до 43%, а з відм. рівня +22.200,  $N_{Ed} = 400$  кН/м і відсоток запасу виростає до 62%. Варто також відзначити, що всі навантаження в даному розрахунку приймалися «в запас» для оцінки зверху, не вводилися понижуючі коефіцієнти і не підвищувалася міцність кладки з бетонних блоків за рахунок якісного виконання швів під рейку. Такий відсоток запасу є необґрунтованим не тільки з конструктивної точки зору, але і з економічної.

### **Розділ 3. Технологічно-організаційний**

### **3.1. Підготовка об'єкта будівництва.**

Технологія та організація будівництва розроблена з урахуванням новітніх досягнень в будівельному виробництві й ґрунтується на принципах індустріалізації виробництва, вдосконалення методів та форм його організації.

Головним вважається наступне:

- підвищення збірності конструкцій та технологічного обладнання
- впровадження поточних методів у будівництві
- комплексна механізація та автоматизація будівельно-монтажних робіт
- упровадження рекомендацій по використанню закінчених наукових досліджень в області удосконалення організації будівництва та технології виробництва будівельно-монтажних робіт, а також виконання основних вимог за науковою організацією праці.

Розробку розділу технології та організації будівництва проведено по періодах та стадіях.

*Умови будівельного виробництва.*

Будівельний майданчик знаходиться в межах міста Суми. Підвіз ґрунту на будмайданчик проводиться з відстані до 10 км, піску - 8 км. Відстань до найближчої залізничної станції 5 км, доставки залізобетонних конструкцій та бітуму - 10 км.

Вертикальне планування ділянки вирішено у відповідності з рельєфом та природними умовами сусідніх районів в ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям.

Вертикальне планування вирішена способом проектних горизонталей. При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийнятий поверхневий, розсередоточений за рахунок запроектованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

Рельєф ділянки пересічний, район будівництва відноситься до другого будівельно-кліматичного району.

Розрахункова зимова температура  $-24^{\circ}\text{C}$ . Розрахункова глибина промерзання ґрунту 1.2м.

Забезпечення будівельними матеріалами та машинами здійснюється матеріально-технічною базою генерального підрядчика будівництва.

### *Обґрунтування термінів будівництва.*

Нормативну тривалість будівництва визначено згідно ДБН-А43-5-96.

Об'єкт	Характеристика	Норма тривалості будівництва		
		загальна	В тому числі	
			підготовчий період	монтаж обладнання
Житловий будинок		12	1	1.5

Для даного підприємства загальна нормативна тривалість будівництва складає 6 місяців. З них на монтаж устаткування відводиться до 1 місяця. Таким чином нормативна тривалість будівництва даного об'єкту складає  $6-1=5$  місяців. Розрахункова тривалість будівництва одержана при розробці календарного плану складає 172 днів ( $172/22=7.82$  місяців). Розрахункова тривалість, менша за нормативну за рахунок раціональної організації будівельного процесу, суміщення потоків та ін. заходів.

### ***Вибір комплектів машин.***

#### *Вибір екскаватора.*

При глибині котловану  $h = 2.5$  м приймаємо екскаватор із прямою лопатою й обсягом ковша  $2.5 \text{ м}^3$ . Для порівняння розглядаємо два екскаватори: ЭО-3322А [ $C_{PC}=56.07$  тис.грн.  $C_{MC}=42.70$  грн] і ЭО-7111С [ $C_{PC}=68.27$  тис.грн.  $C_{MC}=45.40$  грн].

Приведені витрати:

$$Z_{\Pi} = Z + E_H * \text{ДО};$$

де:  $Z$  – вартість розробки  $1 \text{ м}^3$  ґрунту:

$$З=1.17 \cdot C_{MC} / \Pi_{\text{Э}}$$

де:  $C_{MC}$  – вартість однієї машино зміни.

1.17 – коеф. обліку накладних витрат.

$E_H$  – нормативний коеф. ефективності капіталовкладень ( $E_H=0.15$ ).

$K$  – питомі капіталовкладення на розробку 1 м<sup>3</sup> ґрунту:

$$D_o = (1.07 \cdot C_{PC}) / (\Pi_{\text{Э}} \cdot N_{\text{ГОД}});$$

де:  $C_{PC}$  – інвентарно-розрахункова (балансова) вартість машини.

$N_{\text{ГОД}}$  – нормативне число змін роботи механізму за рік  
(при двозмінному режимі роботи  $N_{\text{ГОД}}=408$ ).

$\Pi_{\text{Э}}$  – змінна експлуатаційна продуктивність машини:

$$\Pi_{\text{Э}} = 60 \cdot Z \cdot q_{\text{КЭ}} \cdot n_T \cdot k_B \cdot k_1;$$

де:  $Z$  – тривалість робочої зміни  $Z=8.2$ .

$q_{\text{КЭ}}$  – ємність ковша екскаватора

$n_T$  – технічне число циклів екскаватора в хвилину:

$$n_T = 60 / t_{\text{ЦЭ}};$$

де:  $t_{\text{ЦЭ}}$  – тривалість одного циклу

$k_B$  - коеф. використання машини за часом  $k_B=0.76$

$k_1$ ; - коеф. наповнення ковша екскаватора ґрунтом у щільному тілі:

$$k_1 = k_H / k_{\text{ПР}};$$

де:  $k_H$  – коеф. наповнення ковша пухким ґрунтом  $k_H=1.13$

$k_{\text{ПР}}$  – коеф. первісного розпушення ґрунту  $k_{\text{ПР}}=1.28$

$$k_1 = 1.13 / 1.28 = 0.883$$

Екскаватор ЭО-3322А:

$$n_T = 60 / 22 = 2.73$$

$$\Pi_{\text{Э}} = 60 \cdot 8.2 \cdot 2.5 \cdot 2.73 \cdot 0.76 \cdot 0.883 = 2253.4 \text{ м}^3/\text{див}$$

$$D_o = (1.07 \cdot 56070) / (2253.4 \cdot 408) = 0.0652 \text{ грн}$$

$$З = 1.17 \cdot 42.7 / 2253.4 = 0.0222 \text{ грн}$$

$$\underline{З_{\text{Ц}} = 0.0222 + 0.15 \cdot 0.0652 = 0.032 \text{ грн}}$$

Екскаватор ЭО-7111С:

$$n_T = 60 / 22 = 2.73$$

$$P_{\text{Э}}=60*8.2*2.5*2.73*0.76*0.833=2253.4 \text{ м}^3/\text{див}$$

$$D_{\text{о}}=(1.07*68270)/(2253.4*408)=0.0794 \text{ грн}$$

$$Z=1.17*45.4/2253.4=0.0236 \text{ грн}$$

$$Z_{\text{п}}=0.0236+0.15*0.0794=0.035 \text{ грн}$$

Прийнято екскаватор ЭО-3322А з ємністю ковша 2.5 м<sup>3</sup> на гусеничному ході.

Основні технічні характеристики одноковшевого екскаватора

ЭО-3322А обладнаного прямою лопатою:

№ п/п	Технічна характеристика	Значення
1	Місткість ковша. м <sup>3</sup>	2.5
2	Радіус копання. м:	
	- найбільший	12
	- найменший	4.3
3	Радіус вивантаження. м:	
	- найбільший	10.8
	- найменший	6.8
4	Найбільша висота вивантаження. м	7
5	Найбільша висота копання. м	6.4
6	Тривалість циклу. с	22
7	Продуктивність при навантаженні ґрунту в транс- кравці засобу м <sup>3</sup> /ч. при ґрунті II групи	142
8	Потужність двигуна. квт	160
9	Швидкість пересування. км/год	1.28
10	База. м	5.17
11	Радіус хвостової частини. м	5.0
12	Маса. т	9.4

Підбор автотранспортних засобів і їхньої кількості.

При обсязі ґрунту, що вивозиться, 2970 м<sup>3</sup> і відстані до відвала до 10 км по дорозі з асфальтовим покриттям. приймаємо самосвальний автопоїзд у складі автомобіля-самоскида і причепа-самоскида з подачею однієї машини під навантаження (при щільності ґрунту (глини)  $\rho_{\text{ГР}}=1.7\div 1.8 \text{ т/м}^3$ ). Приймаємо автосамосвал КрАЗ 25661 з вантажопідйомністю  $m=12.5\text{т}$  і обсягом кузова  $P=6\text{м}^3$ . і причіп-самоскид СПП-1-8 з  $m=22\text{т}$  і  $P=13\text{м}^3$ . Перевірка умови:

$$m/P=(12.5+22)/(6+13)=1.81\text{т/м}^3\approx\rho_{\text{ГР}}$$

Кількість ковшів екскаватора. завантажуються в автопоїзд:

$$n=P/(q*k_1)=(6+13)/(2.5*0.833)=9\text{шт.}$$

Коеф. впливу транспорту. при кількості ковшів, що завантажуються,  $n=9$   $k=0.9$ .

Розрахункова тривалість одного транспортного циклу:

$$t_{\text{ц}}=t_n+(120*L_{\text{ТР}})/v_{\text{СР}}+t+t_m;$$

де:  $L_{\text{ТР}}$  – відстань транспортування ґрунту (3км)

$v_{\text{СР}}$  – середня швидкість руху (38 км/ч)

$t$  – час розвантаження (2 хв)

$t_m$  – час маневру автопоїзда при навантаженні і розвантаженні (3 хв)

$t_n$  – тривалість навантаження

$$t_n=n/(n*k)=9/(2.73*0.9)=3.66 \text{ хв}$$

$$t_{\text{ц}}=3.66+120*3/38+2+3=18.13 \text{ хв.}$$

Необхідна кількість автопоїздів:

$$N=t_{\text{ц}}/t_n=18.13/3.66=4.95 \text{ шт.}$$

Прийнято 5 автопоїздів.

Основні технічні характеристики комплекту

транспортних засобів.

№ п/п	Показники	Автомобіль КрА325661	Причіп СПП-1-8
1	Вантажопідйомність. т	12.5	22
2	Власна маса. т	10.85	15.8
3	Обсяг кузова. м <sup>3</sup>	6	13
4	Кут перекидання. °	60	60
5	Час перекидання. с	20	15
6	Максимальна швидкість. км/год	68	-
7	Напрямок розвантаження	назад	назад
8	Базовий автомобіль	Краз25661	-
9	Автомобіль, що рекомендується	-	Краз25661
10	Габарити. мм:		
	- довжина	8100	13850
	- ширина	2640	2700
	- висота	2730	2750
11	Навантажувальна висота. мм	1685	1685

### Вибір крану.

Для монтажу будівельних конструкцій і зведення будівлі взагалі прийнято баштовий кран. При ширині рейок 6 м, відстані від першої рейки до стіни будівлі

2 м та ширині будівлі  $16.5+2*0.5=17.5$  м виліт стріли повинен бути не меншим ніж  $17.5+2+6/2=22.5$  м. Висота будівлі  $\approx 35$  м. Максимальна вага монтажного елемента (плита перекриття 6 x 1.5 м) - 2.8 т.

Висота підйому гаку:

$$H_{\text{під.}} = h_{\text{ел.}} + h_3 + h_{\text{стр.}} + h_{\text{буд}}$$

де:  $h_{\text{ел.}} = 0.3$  м – висота елемента

$h_3 = 0.5$  м – висота запасу

$h_{\text{стр.}} = 1.6$  – висота стропа

$h_{\text{буд}} = 35$  м – висота будівлі

$$H_{\text{під.}} = 0.3 + 0.5 + 1.6 + 35 = 37.4 \text{ м.}$$

За технічними параметрами для монтажу приймаємо кран КБ-160.2 (КБ-308) із наступними технічними характеристиками:

Виліт стріли            максимальний            25 м

                                 мінімальний            13 м

**Висота підйому гаку на мінімальному вильоті    55 м**

                                 на максимальному вильоті    40.5 м

Вантажопідйомність    при мінімальному вильоті стріли            8 т

                                 при максимальному вильоті стріли            5.5 т

Швидкість            підйому вантажу 15 м/хвилину

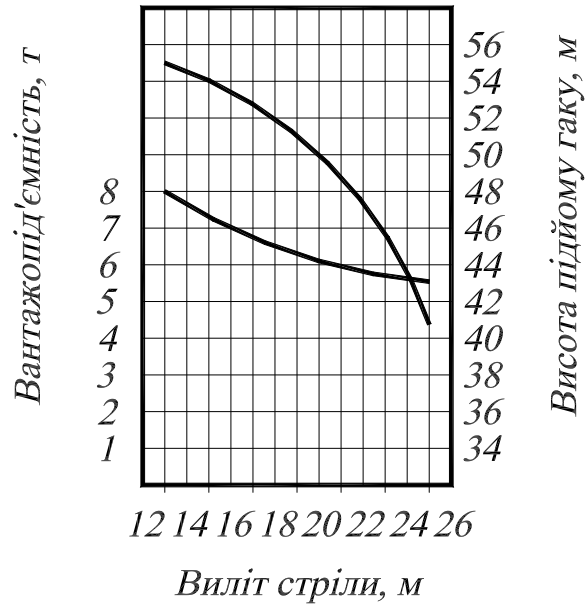
                                 повороту стріли 0.6 обертів/хвилину

                                 руху 19.7 м/хвилину

Потужність електродвигуна 58 кВт

Ширина колії    6000 мм.

*ГРУЗОВА ХАРАКТЕРИСТИКА  
крану КБ-308*



## **3.2. Технологія виконання робіт**

### ***Технологічна карта на вертикальне занурення залізобетонних паль***

#### ***3.2.1. Призначення та ефективність використання карти.***

Данна технологічна карта призначена для організації труда ланок робочих, зайнятих при вертикальному зануренні залізобетонних паль самохідною копровою установкою на базі екскаватора. Палі, що проектуються мають марку С6-30, ГОСТ 19804.1-79 зі слідуючими показниками :

- Переріз палі 300 x 300 мм;
- максимальна довжина 10.0 м;
- маса палі 3.100 т;
- несуча здатність палі 39.5 т;

Забивні залізобетонні палі занурюються в ґрунт без виїмки ґрунту і не заповнюються бетонним розчином. Дані палі мають ненапружену повздовжню арматуру та поперечне армування, по формі поперечного перерізу палі прямокутні, по формі повздовжнього перерізу – призматичні, по конструктивним особливостям палі – цільні, конструкція нижнього кінця – загострена.

Методи та засоби праці, які рекомендовані в карті, дають можливість виконувати роботи по розвантаженню, розкладці і подачі паль до копрової установки ланці такелажників у складі двох чоловік за дві зміни.

Такелажник 4р. - 1 чоловік.

Такелажник 2р. - 1 чоловік.

Роботи по зануренню паль ведуться ланкою копровиків у складі двох чоловік за дві зміни.

Копровик 5р – 1 чоловік.

Копровик 3р – 1 чоловік.

Технологічна карта передбачає:

- розвантаження інвентаря;
- розвантаження залізобетонних паль;
- подавання паль до копра;

- вертикальне занурення;
- завантаження інвентаря і пристосувань.

### 3.2.2. Нормокомплекти для проведення пальових робіт

Нормокомплект будівельних машин, енергетичного устаткування, оснастки, ручного інструменту, засобів заміру і контролю для влаштування залізобетонних паль приведений в таблиці 1.

Таблиця 1.

Найменування	Нормативний документ	Технологічна потреба	Призначення
Копрова установка СП051 на базі екскаватора з дизель-молотом СП-48А		1	Вертикальне занурення паль у ґрунт
Кран пневмоколісний КС-5363А		1	Навантажо-розвантажувальні роботи, подача паль до копра.
Тягач КамАЗ-5410		1	Транспортування залізобетонних паль.
Траверса	ТУ 22-3949-79	1	Строповка паль при розвантажуванні.
Строп СККІ-9,0 6000	ГОСТ 25573-82	2	Строповка палі при підйомі на копрову установку.
Лом сталевий будівельний ЛМ	ГОСТ 1405-83	3	Направлення палі при розвантажуванні
Ключ пальовий		1	
Кувалда кувальна гостроноса	ГОСТ 11402-75*	2	Влаштування наголовника
Висок сталевий будівельний ОТ200	ГОСТ 7948-80	2	Перевірка вертикальності.
Канат пеньковий d=20мм	ГОСТ483-75*	10м	Утримання палі.
Рулетка вимірювальна металева	ГОСТ 7502-80*	1	Заміри відмов.
Кисть малярна	ГОСТ 10597-80	1	Розмітка паль по довжині.
Фарби будівельні	ГОСТ 12.4.087-84	6	Розмітка паль по довжині.

### *3.2.3. Організація пальових робіт і праці робітників*

До початку виконання робіт по зануренню паль повинні бути виконані наступні роботи:

- зрізка рослинного шару ґрунту, розбирання асфальтобетонного покриття;
- планування будівельного майданчику;
- розбивка місць занурення паль;
- влаштування тимчасового освітлення;
- підготовка і перевірка необхідного інвентарю та пристосувань;

Транспортування залізобетонних паль на будівельний майданчик виконується тягачем КамАЗ-5410 з універсальним полуприцепом-плитовозом УПЛ-1412 вантажопідйомністю 14т.

Розвантаження з автотранспорту, розташування і подача паль до копра виконується пневмоколісним краном вантажопідйомністю 25т з використанням двогілкового стропу.

Палі завозяться на об'єкт згідно з тижнево-добовим графіком. Складування паль виконується вказаних на схемі місцях. Копровик 3 розряду виконує розмітку палі по довжині через 1 м фарбою.

Занурення паль виконується самохідною копровою установкою СП-51 на базі екскаватора, що обладнаний дизель-молотом СП-48А з масою ударної частини 3500 кг.

Змонтований і випробуваний копер встановлюється до місця занурення першої палі. Спочатку забиваються контрольні палі згідно з вимогами робочого проекту та ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Посібник з проведення земляних робіт та влаштування основ та спорудження фундаментів». Після проведення випробувань по забивці контрольних паль виконується занурення рядових паль. Паля підтягується до копра, на її верхній кінець такелажник 2 влаштовує наголовник і виконує строповку палі. Молот піднімається у верхнє положення і кріпиться. Перехід палі із горизонтального положення в вертикальне виконується плавно, без ривків і ударів, при цьому паля утримується відтяжкою, для запобігання удару о копер.

Палі встановлюється вістрям на ґрунт, копровщик перевіряє вертикальність і співвісність її з молотом і потім молот повільно опускається. Для того щоб придати палі необхідне направлення і запобігти дії вигину, перші удари виконуються при невеликій висоті підйому молота, а після занурення палі на 1 м забивка продовжується при нормальній висоті підйому молота до отримання проектної відмови. Виміри відмов, а також інші дані об умовах виконання робіт заносяться в журнал забивки палі.

Розвантаження, розкладка та подача палі до копрової установки виконується ланкою такелажників. Занурення палі ведеться ланкою копровщиків в дві зміни, 13 днів.

#### *3.2.4. Вказівки по техніці безпеки*

Занурення залізобетонних палі виконується з виконанням вимог ДБН А.3.2-2-2009

Територія на якій виконуються палеві роботи , повинна бути огорожена для запобігання доступу людей в зону можливого падіння матеріалів, інструменту і т.д.

Всі особи, що знаходяться на будівельному майданчику, запов'язані носити захисні каски по ГОСТ 12.4.087-84. робітники і інженерно-технічні робітники без захисних касок і інших необхідних засобів індивідуального захисту до виконання робіт не допускаються. Допуск сторонніх осіб, а також робітників в нетверезому стані на територію будівельного майданчика строго забороняється.

Границі небезпечних зон поблизу робочих органів машин та механізмів, що рухаються визначаються відстанню 5м.

Майданчики для навантажувальних та розвантажувальних робіт повинні бути сплановані і мати ухил не більше 5град.

При виконанні вантажно-розвантажувальних робіт не допускається строповка вантажу, що знаходиться в нестійкому положенні, а також зміщення стропувальних пристосувань на піднятому вантажі. Перед навантаженням або

розвантаженням паль, монтажні петлі повинні бути оглянуті, очищені від розчину або бетону і при необхідності виправлені без пошкодження конструкції.

Монтаж, демонтаж і переміщення копра слід виконувати згідно з технологічною картою під безпосереднім керівництвом осіб, що відповідають за безпечне виконання вказаних робіт.

Монтаж, демонтаж і переміщення копра при повітрі 15м/с і більше не допускається.

Перед підйомом конструкції копра всі його елементи повинні бути надійно закріплені, а інструмент і незакріплені предмети убрані.

При підйомі конструкції, що зібрана в горизонтальному положенні, повинні бути припинені всі інші роботи в радіусі, що дорівнює довжині конструкції плюс 5 м.

Технічний стан копра (надійність закріплення вузлів, неушкодженість зв'язків) необхідно перевіряти перед початком кожної зміни.

Кожний копер повинен бути обладнаний звуковою сигналізацією. Перед пуском їх у дію необхідно подати звуковий сигнал.

Для забезпечення безпечної експлуатації на копрі повинен бути встановлений обмежник висоти підйому інструменту або вантажозахватного пристрою.

Гранична маса молоту та палі для копра повинна вказуватись на його фермі або рамі. На копрі повинен бути встановлений обмежник вантажопідйомності.

Палі дозволяється підтягувати по прямій лінії в межах видимості машиніста копра тільки через відвідний блок, що закріплений в основі копра.

Пересування копра повинне виконуватись по спланованому майданчику при опущеному молоту. Ста шляху для пересування копру слід перевіряти перед початком кожної зміни. В процесі забивки паль і після роботи копер необхідно закріпити протиугінним пристроєм.

Підйом палебійного молота і палі слід виконувати послідовно. Одночасний підйом палебійного молота і палі не дозволяється.

### *3.2.5. Основні вимоги до якості і технічній прийомці робіт*

Виконання і прийомку робіт по забиванню пальь здійснювати згідно вимог ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Посібник з проведення земляних робіт та влаштування основ та спорудження фундаментів». Прийомка робіт по влаштуванню пальь повинна виконуватись на підставі: проектів пальових фундаментів; паспортів заводів – виготовлювачів на палі; актів лабораторних вишукувань і контрольних бетонних зразків і актів на антикорозійний захист пальь; актів геодезичної розбивки осей фундаментів; виконавчих схем розташування пальь з зазначенням їх відхилень в плані і по висоті; звітних відомостей і журналів забивки пальь; результатів динамічних і статичних випробувань.

Прийомка забитих пальь виконується після закінчення забивки і оформлюється актом.

Нормативні допуски ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Посібник з проведення земляних робіт та влаштування основ та спорудження фундаментів»

-відхилення від проектного положення в плані для кущів і стрічок з розташуванням пальь в 2 і 3 ряди:

а)для крайніх пальь –  $0,2d$ ;

б)для пальового ряду – поперек вісі –  $0,3 d$ ;

- ухил (відхилення від вертикалі) забитих пальь – не більш 2 %;

- найбільш допустимі відхилення рівня голови палі від проектною відмітки:

а)з монолітними ростверками  $\pm 30$ .

## 1. Література

2. 1. ДБН А. 2.2.-3-2012 «Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації для будівництва»
3. 2. ДБН Б.1.1-15-2012 « Склад та зміст генерального плану населених пунктів».
4. 3. ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ»
5. 4. ДБН А.3.1-5-2009 "Організація будівельного виробництва".
6. 5. ДБН В.1.2-2-2006 " Навантаження і впливи ".
7. 6. ДБН В.2.6-98-2009 « Бетонні та залізобетонні конструкції»
8. 7. ДБН В.2.2-9-2009 « Громадські будівлі та споруди».
9. 8. ДБН В.2.5-74:2013 "Водопостачання. Зовнішні мережі й спорудження".
- 10.9. ДБН В. 2.5-75:2013 «Каналізація. Зовнішні мережі й спорудження".
- 11.10. ДБН В.2.5-28:2006 "Природне й штучне висвітлення"
- 12.11. ДБН В.2.5.-67-2013» «Опалення, вентиляція і кондиціонування».
13. 12. НАПБ Б.03.002-2007 «Норми визначення категорії приміщень.
14. будинків та зовнішніх установок за вибухонебезпечною небезпекою» .
15. 13. РЕКН. Збірка 1. Земляні роботи
16. 14. РЕКН. Збірка 7. Залізобетонні конструкції.
17. 15. РЕКН. Збірка 11. Підлоги.
18. 16. РЕКН. Збірка 12. Покрівля.
19. 17. РЕКН. Збірка 15. Опоряджувальні роботи.
20. 28. Байков В.Н. "Залізобетонні конструкції", М., Будвидав -1987 р
21. 19. Беловол В.В. " Нормування праці і кошториси в будівництві" Суми:
22. ВВП "Мрія" ЛТД.
23. 20. Берлінов М.В. "Приклади розрахунку основ і фундаментів" Д.: Будвидав -1986.
- 24.21.Долматов Б.І. "Механіка ґрунтів, основи і фундаменти", М.Будвидав -1981
- 25.22.Лопатто А.Е. "Розрахунок перерізів і конструювання елементів
26. залізобетонних конструкцій", Київ -1981 р.

- 27.23. Літвінов О.О. "Технологія будівельного виробництва", Київ -1972 р.
- 28.
- 29.24. Луцкой С.Я. "Довідник. Технологія будівельного виробництва", М, Вища школа -1991 р.
- 30.25 Маклакова Т.Г. "Конструкції цивільних будівель", М. - 1986 р.
- 31.26 Мандріков .Н. "Приклади розрахунку залізобетонних конструкцій", М., Будвидат -1989 р.
- 32.27. Онуфрієв І.А. "Будівельне виробництво". Довідник. Том 2.
- 33.28. ДСТУ БВ. 2.6-65:2008 «Палі залізобетонні».
- 34.29. ДСТУ Б.В-176:2008 « Суміші бетонні і залізобетонні.
- 35.30. ДСТУ БВ.2.6-15-99 «Вікна і двері полівілхлорідні».
- 36.31.ДСТУ БВ.2.6-16-2000 «Двері дерев'яні».
- 37.32. ДСТУ Б.В.2.6-62:2008 «Марші та сходові площадки залізобетонні»
- 38.33. ДСТУ Б В.2.4-2009 « Правила виконання архітектурно будівельних
- 39.креслень.
- 40.34. ДСТУ БВ.2.7-2011 « Руберойд».
- 41.35. ДСТУ 4848-2007 « Бітуми нафтові».
- 42.36. ДСТУ 2.7-118-2002 « Плитки керамічні»
- 43.37. ДСТУ Б В.2.7-2010 « Вироби паркетні».
- 44.38. ДСТУ Б А. 1.1-18-94 « Лінолеум. Терміни та визначення».
45. 39. ДСТУ Б.А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів.