

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій

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

ОС « МАГІСТР »

На тему: *Ремонтний цех сільгосптехніки в м. Суми*

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

Виконала: *студентка 2м курсу
Пентіна Олена Іванівна*

Керівник : *к.т.н., доцент Мукосєєв Володимир Миколайович*

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

СУМИ 2021

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій
Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

З А В Д А Н Н Я
НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ
Пентіна Олена Іванівна

1. Тема роботи: Ремонтний цех сільгосптехніки в м. Суми

Затверджено наказом по університету №2253-н від "23" вересня 2021р.

2. Строк здачі студентом закінченої роботи: "10" грудня 2021 р

3. Вихідні дані до роботи: _____

4. Зміст розрахунково -пояснювальної записки (перелік питань, що підлягають розробці)

АНОТАЦІЯ

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

Студент: Пентина Олена Іванівна

Тема кваліфікаційної роботи: «Ремонтний цех сільгосптехніки в м. Суми»

Склад кваліфікаційної роботи:

Архітектурно-будівельний розділ: *обґрунтована актуальність розробки проекту «Ремонтний цех сільгосптехніки в м. Суми», наведений ситуаційний план розміщення об'єкту, прийняте об'ємно-планувальне і конструктивне рішення в залежності від технологічного процесу ремонту техніки, виконано теплотехнічний розрахунок сендвіч-панелей для перевірки можливості їх використання в м. Суми.*

Дослідницько-розрахунковий розділ: *В розділі 2.1 обґрунтовано конструктивне рішення будівлі шляхом перевірки напружено-деформованого стану в ПК ЛИРА-САПР, визначені розрахункові сполучення зусиль в палях. Визначені параметри НППС, що відповідають умовам I-ї та II-ї групи граничних станів в наданих геологічних умовах. В розділі 2.2 виконано дослідження впливу об'єму ущільненої зони при змінних значеннях вологості природного ґрунту на осідання НППС.*

Технологічно-організаційний розділ: *Розділ містить характеристику будівельного майданчику, технологічну карту на виконання робіт з монтажу колон каркасу будівлі, питання техніки безпеки і ТЕП техкарти*

Перелік графічної частини кваліфікаційної роботи:

Лист 1: *Генеральний план. Ситуаційний план.*

Лист 2: *Фасад 1-21, план на відмітці 0.000.*

Лист 3: *Розріз 1-1. Розріз 2-2. План покриття. План покрівлі.*

Лист 4: *Схема розміщення НППС. Схема розміщення окремих ростверків.*

Лист 5: *Статичний розрахунок поперечної рами будівлі.*

Лист 6: *Фізико-механічні властивості ґрунтів. Розрахунок несучої здатності НППС-4.9-50-1.5.*

Розрахунок несучої здатності НППС-4.9-50-1.95. Розрахунок несучої здатності

НППС-4.9-50-1.6. Розрахунок осідання НППС-4.9-50-1.6.;

Лист 7: *Тема дослідження. Мета роботи. Завдання роботи. Розрахунок осідань НППС-4.9-50-*

1.6 при $W=0.11$, $W=0.18$, $W=0.24$, $W=0.3$. Графіки залежності. Висновки.

Лист 8: *Технологічна карта на монтаж колон.*

ЗМІСТ

| | |
|--|----|
| ВСТУП | 6 |
| РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ | 8 |
| 1.1. Ситуаційний план | 8 |
| 1.2. Об'ємно-планувальне рішення | 10 |
| 1.3. Архітектурно-конструктивне рішення | 10 |
| 1.4. Інженерні-розрахунки | 14 |
| РОЗДІЛ 2 ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ | 17 |
| 2.1. Розрахунково-конструктивна частина | 17 |
| 2.2. Дослідження впливу об'єму ущільненого ґрунту під подошвою розширення на осідання фундаменту | 40 |
| РОЗДІЛ 3 ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИЙ | 48 |
| 3.1. Підготовка об'єкту будівництва | 48 |
| 3.2. Технологія виконання будівельних процесів - розробка технологічної карти на монтаж колон | 49 |
| СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ | 58 |
| ДОДАТОК А «Публікації» | 63 |

ВСТУП

Високий рівень розвитку виробників сільськогосподарської продукції на регіональному рівні потребує розвитку якості та кількості регіональних машино-сервісних підприємств. Однак аналіз кількості ремонтно-транспортних підприємств за даними <http://www.economy.nayka.com.ua/?op=1&z=3379> (РТП) у розрізі їх розвитку в регіонах України (табл. 1.1) вказує на зменшення кількості цих організацій в період з 2010 року по 2013 рік, а інформацію за період з 2013 по теперішній час знайти не вдалося.

Динаміка регіонального розвитку ремонтно-транспортних підприємств України

Таблиця 1.1

| № п/п | Регіони та області | Кількість РТП, одиниць | | | |
|-------|--------------------|------------------------|---------|---------|---------|
| | | 2010 р. | 2011 р. | 2012 р. | 2013 р. |
| 1. | АР Крим | 7 | 7 | 7 | 5 |
| 2. | Вінницька | 20 | 19 | 19 | 10 |
| 3. | Волинська | 3 | 3 | 2 | 3 |
| 4. | Дніпропетровська | 5 | 5 | 5 | 4 |
| 5. | Донецька | 14 | 14 | 14 | 14 |
| 6. | Житомирська | 7 | 7 | 6 | 6 |
| 7. | Закарпатська | 4 | 4 | 4 | 0 |
| 8. | Запорізька | 6 | 6 | 5 | 5 |
| 9. | Ів.- Франківська | 10 | 8 | 8 | 8 |
| 10. | Київська | 12 | 12 | 12 | 5 |
| 11. | Кіровоградська | 21 | 21 | 21 | 8 |
| 12. | Луганська | 10 | 10 | 10 | 6 |
| 13. | Львівська | 5 | 4 | 4 | 4 |
| 14. | Миколаївська | 5 | 7 | 7 | 7 |
| 15. | Одеська | 11 | 11 | 11 | 8 |
| 16. | Полтавська | 9 | 8 | 8 | 9 |
| 17. | Рівненська | 4 | 3 | 3 | 3 |
| 18. | Сумська | 12 | 12 | 12 | 3 |
| 19. | Тернопільська | 4 | 4 | 4 | 4 |
| 20. | Харківська | 12 | 11 | 11 | 10 |
| 21. | Херсонська | 6 | 6 | 6 | 3 |
| 22. | Хмельницька | 6 | 4 | 4 | 4 |
| 23. | Черкаська | 6 | 6 | 6 | 4 |
| 24. | Чернівецька | 8 | 8 | 8 | 5 |
| 25. | Чернігівська | 6 | 5 | 5 | 4 |

Одним зі шляхів забезпечення сталого розвитку РТП є концентрація сучасних засобів діагностики, ремонту і передексплуатаційної перевірки роботоспроможності сільськогосподарської техніки в регіонах є створення потужних регіональних сервісних центрів з ремонту сільгоспмашин. Вважаємо актуальною тему кваліфікаційної роботи «Ремонтний цех сільгосптехніки в м. Суми» в зв'язку з можливістю забезпечення потреб сільгоспвиробників в обслуговуванні механізованого парку на регіональному рівні.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Ситуаційний план

Ділянка будівництва ремонтного цеху сільгосптехніки знаходиться в Ковпаковському районі міста Суми (рис.1.1.). Генеральним планом міста територія будівництва визначена для резервних площадок промислової зони.



Рис.1.1. Ситуаційний план розміщення ремонтного цеху сільгосптехніки

Фасадом головний і адміністративний корпуси зорієнтовані на Курський проспект. Планування і забудова головних проїздів і пішохідних тротуарів вирішено з урахуванням розміщення комунікацій, елементів благоустрою, рухом пішоходів і транспорту. Забезпечення харчуванням робітників і службовців буде проводитися в столовій, яка знаходиться поруч з адміністративною будівлею.

Територія огорожена огорожею із металічних листів висотою 1,65м.
Рельєф площадки спокійний, рівнинний.

Загальна характеристика району будівництва

Ремонтний цех сільгосптехніки цех потужністю знаходиться в місті Суми.
Будівництво цеху ведеться на новій-резервній території промзони, яка призначена для розширення бази в майбутньому, навпроти заводу обтяжених бурильних та провідних труб. Територія будівництва знаходиться в другій кліматичній зоні. Для цієї зони характерна холодна зима і жарке літо: абсолютно максимальна температура 38⁰С, абсолютно мінімальна температура -36⁰С.

Тривалість періоду з середньою температурою (добовою) менше - 0⁰С складає 124 днів.

Середня відносна вологість повітря в січні – 3.8%, в липні - 15%.

Нормативна глибина промерзання ґрунту - 90см.

Клас будівлі яка проектується – СС2.

Ступінь довговічності - II.

Ступінь вогнестійкості - II.

Проектом планування міста передбачено розселення робітників і службовців в прилеглих житлових районах.

ТЕП генплану

1. Площа території-6,55 га;

2. Площа забудови-35391 м²;

3. Площа вимощення, доріг, тощо- 23623 м²;

4. Площа використаної території-59014 м²;

5. Площа озеленення-6492 м²;

6. Коефіцієнт забудови - $\frac{\text{Площа..забудови}}{\text{Площа..території}} = \frac{35391}{65500} = 0,54$;

7. Коефіцієнт використаної території:

$\frac{\text{Площа..використаної..території}}{\text{Площа..території}} = \frac{59014}{65500} = 0,9$

8. Коефіцієнт озеленення:

$$\frac{\text{Площа..озеленення}}{\text{Площа..території}} = \frac{6492}{65500} = 0.1$$

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Характеристика технологічного процесу

Ремонтний цех сільгосптехніки складається з трьох ліній:

Лінія діагностики для виконання загальної діагностики сільгоспмашин, яка забезпечує 1-й етап обслуговування (проведення діагностики машини із подальшим оформленням діагностичної карти, в якій описується стан всіх вузлів і систем та деталізується план подальших робіт);

Лінія розбірки, ремонту і зміни вузлів та деталей (2-й етап);

Лінія технологічного налагодження, регулювання техніки і контрольної діагностики (3-й етап).

Для забезпечення технологічної схеми діагностики та ремонту обрана типова схема розміщення робочих ділянок та відділів, яка вписується в трьох прольотну одноповерхову будівлю висотою до низу кроквяних конструкцій 10.8м шириною 54м.

1.3. Архітектурно-конструктивне рішення

Обґрунтування прийнятого рішення

Основні принципи об'ємно-планувального рішення прийняті з урахуванням:

1) підвищити компактність забудови шляхом блокування основних, підсобних і складських приміщень, а також допоміжних корпусів;

2) планувальної структури будівлі, яка дає змогу забезпечити модернізацію технологічних процесів, забору повітря з вулиці без організації допоміжних повітряно-збірних пристроїв;

3) збільшення ефективності капітальних вкладень шляхом будівництва цеха частинами із просторових елементів будівлі, які повторюються.

Будівля головного корпусу цеха має прямокутну форму з розмірами в осях 120x54 м.

Планувальна сітка 3x18 м з кроком колон 6 м. Висота до низу кроквяної конструкції 10,8 м, загальна висота будівлі 15 м. Конструктивна схема будівлі - каркасна, виконана в залізобетоні. Просторова жорсткість забезпечується поперечним рамами з залізобетонних колон по серії КЭ-01-49 (рис. 1.3.1), розкисних ферм серії ПК-01-128/78, диску покриття з ребристих плит 3x6м, фундаментними і підкрановими балками, вертикальними в'язами по колонах (див. рис. 1.3.1).

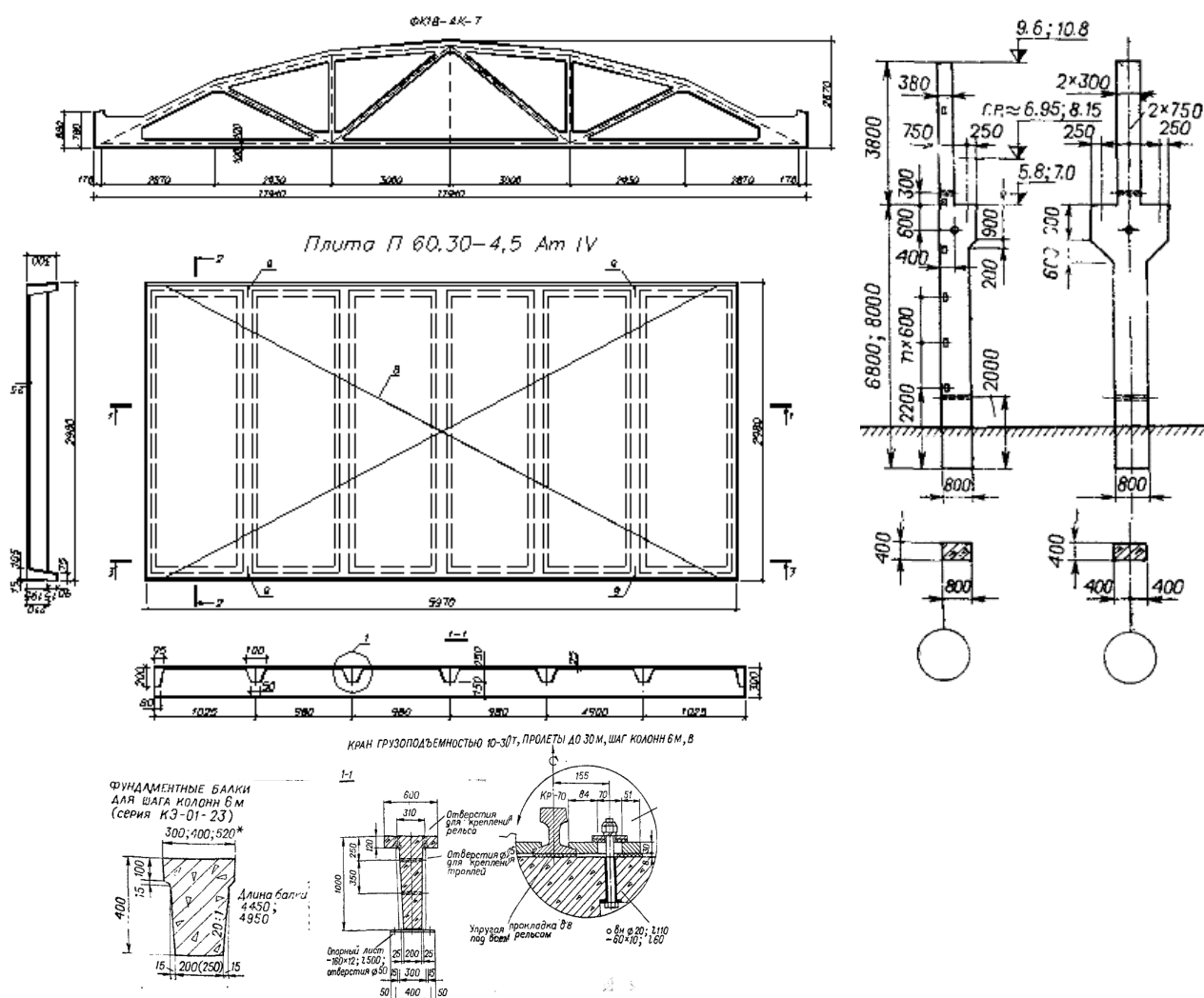


Рис.1.3.1. Конструктивні елементи каркасу будівлі

В якості несучих і огорожуючих конструкцій в проекті, виходячи з конструктивних, техніко-економічних міркувань прийняті сегментні ферми з розкосами, прольотом 18 м і кроком колон 6 м, масою 7,2т: ФК18-4К-7. Плити покриття прийняті ребристі, розмірами 3x6 м і масою 4,5т (Серія 1.465-7 «Збірні

залізобетонні попередньо-напружені плити для покриття промислових будівель розміром 3х6 м»).

Несучі і огорожуючі конструкції

Фундаменти (рис.1.3.2) прийняті з набивних паль в пробитих свердловинах пальові, залізобетонні, об'ємом 3,14м³ із бетону М 200: ростверки монолітні залізобетонні, прямокутного перерізу Рм-1

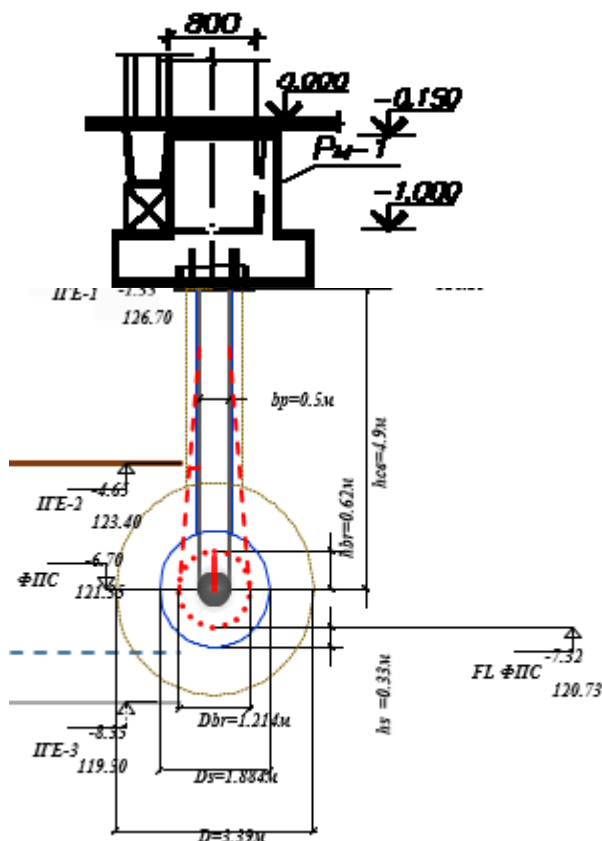


Рис.1.3.2. Монолітний ростверк фундаменту з НППС -4.9-50-1.5

Під стійки перегородок виконують стовпчасті потовщення у конструкції підстиляючої шар підлоги розміром 0,5х0,5х0,5м. Колони: прийняті збірні залізобетонні, крайніх рядів КП1-10, середніх рядів КП1-13, довжиною 11,8м та масою 8т та 10,1т відповідно, колони фахверка КФ 26.

Серія КЭ-01-52 “Збірні залізобетонні колони прямокутного перерізу для одноповерхових промислових будівель”.

Серія 1.427.1-3 “Колони залізобетонні прямокутного перерізу для повздовжнього і торцевого фахверка одноповерхових промислових будівель”.

Підкранові балки прийняті по серії КЭ-01-50 “Балки підкранові залізобетонні попередньо-напружені для кранів вантажопідйомністю до 30т”.

Конструкції ліхтарів прийняті по серії 1.464-13/82 «Світлоаераційні ліхтарі з одним ярусом переплетів».

Конструкція зовнішніх стін – тришарова ефективна панель, розміром 6x1,2 і 6x1,8. Серія 1.432-9/18 “Трьохшарові панелі стін промислових будівель з кроком колон 6 м”: ПС 600.12.30 і ПС 600.18.30.

В кожному польоті працює по одному мостовому крану вантажопідйомністю $Q=10$ т.

Тип покрівлі – рулонна з руберойду РМ-350 на бітумній мастиці з захисним покриттям із гравію фракції 5-10мм;

-утеплення покрівлі – мінераловатні плити ISOVER, товщиною 10см;

-цементно-піщана стяжка товщиною 4см по утеплювачу;

Конструкція підлоги цеху:

-щебенева підсіпка товщиною 10см;

-бетонна основа товщиною 10см із бетону М 200;

-чиста бетонна підлога товщиною 10см;

Гідроізоляція підземних конструкцій – обмазувальна, у два шари бітумної мастики.

Бокове освітлення - металеві віконні блоки, висотою 1,2м; 5,4м із подвійним склінням (ДСТУ EN 14351-1:2020 (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT). Вікна та двері).

Двері всередині цеху прийняті дерев'яні марки Д33 по (ДСТУ EN 14351-1:2020 (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT). Вікна та двері).

У цеху використовуються металеві ворота РВС 3,6x3,6м (масою $m=0,475$ т) у кількості 5 одиниць;

Просторову жорсткість окремих блоків і всього будинку забезпечена встановленням системи вертикальних і горизонтальних металевих в'язів у повздовжньому напрямках.

1.4. Інженерні-розрахунки

Теплотехнічний розрахунок

Мета розрахунку. Визначити товщину металевої панелі для умов Сумської області. Розрахунок виконуємо згідно ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель» [2]. Дійсні норми будівельної теплотехніки повинні дотримуватися при «проектуванні конструкцій, що обгороджують, (зовнішніх і внутрішніх стін, перегородок, покриттів, горищних і міжповерхових перекриттів, підлог, заповнень прорізів: вікон, ліхтарів, дверей, воріт) будинків і споруд різного призначення (житлових, суспільних, виробничих і допоміжних промислових підприємств, сільськогосподарських і складських) з нормованими температурою або температурою і відносною вологістю внутрішнього повітря».

Вихідні дані: тришарова стінова панель складається із двох металевих листів та мінераловатної плити.

Відповідно до уніфікації товщина δ_2 повинна бути 50, 75, 100 мм. Розрахункова температура і відносна вологість $t_b = 15^\circ\text{C}$; $\phi_b = 60\%$.

Вологісний режим – сухий, зона вологості –II

Середня температура найбільш холодної доби -39°C (з забезпеченням 0,92 ДБН В.2.6-31:2016).

$$\alpha_g = 8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \text{К}}.$$

Потрібний опір теплопередачі огороження:

$$R_o^{nomp} = \frac{n \cdot (t_g - t_3)}{\Delta t^H \cdot \alpha_g},$$

де n – коефіцієнт, який залежить від положення зовнішньої поверхні огороження по відношенню до зовнішнього повітря, в даному випадку дорівнює 1;

t_b , t_3 – відповідно розрахункові температури внутрішнього (приймають відповідно нормам проектування відповідних будівель) та зовнішнього повітря;

Δt^H – нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожуючої конструкції;

$\alpha_в$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожуючої конструкції.

$$\alpha_в = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \text{К}).$$

$$\Delta t^H = t_в - \tau_p = 15 - 2,6 = 12,4^\circ,$$

де τ_p – температура внутрішньої поверхні огорожі.

Коефіцієнт теплопровідності мінераловатної плити ISOVER:

$$\lambda_2 = 0,064 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \text{К}),$$

$$R_o^{номп} = \frac{n \cdot (t_в - t_з)}{\Delta t^H \cdot \alpha_в} = \frac{1 \cdot (15 + 29)}{12,4 \cdot 8,7} = 0,683 \text{ м}^2 \text{К}/\text{Вт},$$

$$R_o^{номп} \cdot R_{ек} = 0,683 \cdot 1,3 = 0,888 \text{ м}^2 \text{К}/\text{Вт}.$$

Визначаємо товщину утеплювача:

$$\delta_2 = [R_o^{номп} \cdot R_{ек}] \cdot \lambda = [0,888] \cdot 0,064 = 0,0568 \text{ м}$$

Загальний опір огорожуючої конструкції теплопередачі:

$$R_o = \frac{0,1}{0,064} = 1,56 \text{ м}^2 \text{К}/\text{Вт}$$

Приймаємо товщину утеплювача 100 мм, так як виконується умова:

$$R_o^{ек} \geq R_o^{номп} = 1,56 > 0,638 \text{ м}^2 \text{К}/\text{Вт}.$$

Висновки

Розміщення об'єкту відповідає нормам проектування ДБН Б.1.1-15:2012

Склад і зміст генерального плану населеного пункту.

Об'ємно-планувальне рішення цеху забезпечує вимоги до технологічного процесу діагностики ремонту і підготовки відремонтованих сільгоспмашин до подальшої експлуатації.

Конструктивне рішення каркасу цеха забезпечує жорсткість та стійкість будівлі.

Сендвіч-панелі товщиною 100мм можуть бути використані в якості навісних огороджуючих конструкцій, але це потребує переробки вузлів кріплення до типових колон. Тому в проекті прийнято типові стінові панелі по Серії 1.432-9/18 «Тришарові панелі стін промислових будівель з кроком колон 6 м».

РОЗДІЛ 2

ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ

2.1. Розрахунково-конструктивна частина

Обґрунтування вибору основних несучих конструкцій

Обґрунтування конструктивного рішення будівлі наведено в розділі 1.3. На рис. 2.1. наведено загальний вигляд 3-и вимірної моделі поперечника, що відображає прийняту скінчено-елементну модель в ПК «ЛИРА»

ПромПент 3_18_1080.lzd



Рис. 2.1. 3-и вимірна модель поперечника проектуємої будівлі

За технологічними вимогами прийнято габарити поперечника каркасу, що наведені на рис. 2.2.

Завантаження 1

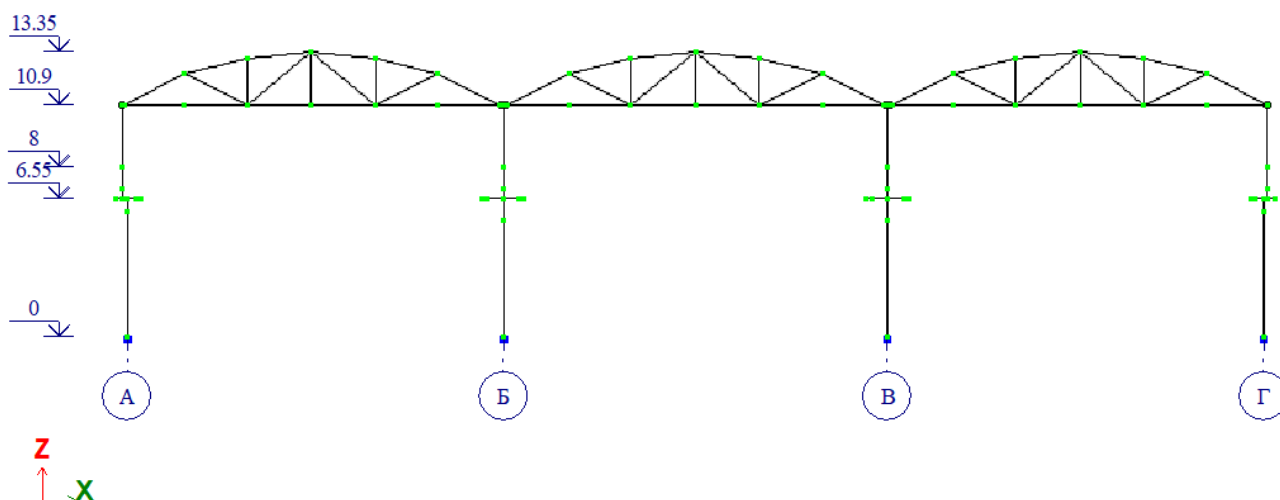


Рис. 2.2. Габарити чисельної моделі поперечнику будівлі

Розрахунок напружено-деформованого стану поперечника виробничого корпусу будівлі

Вихідні данні для розрахунку НДС поперечника

Будівельний майданчик розташований у м. Суми

Кліматична характеристика району за вимогами ДСТУ-Н Б В.1.1-27 2010 «Будівельна кліматологія» [16]:

Кліматичний район будівництва -ІІ - Південно-східний. Середня температура зовнішнього повітря по місяцях наведена на рис. 2.3.

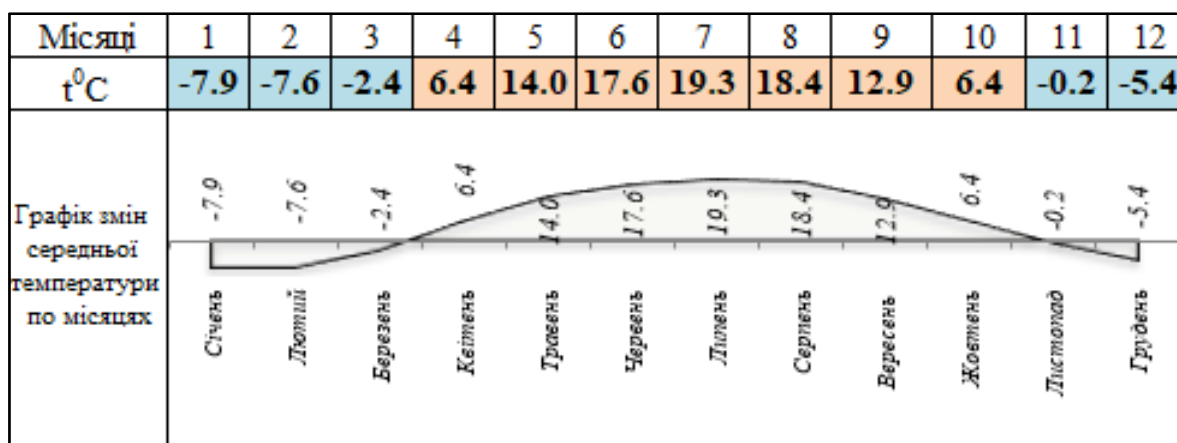


Рис.2.3. Середня температура зовнішнього повітря по місяцях

За вимогами ДБН В.1.2-2_2006 Навантаження і впливи [17] сніговий район – 6-й. Характеристичне значення ваги снігу на горизонтальну поверхню становить $S_0=1670\text{Па}$ (експлуатаційне значення $S_e= 1670\text{Па}$)

Розрахунок виконувався в програмному комплексі «ЛИРА – САПР».

Розрахункова схема поперечника каркасу

Розрахункова схема поперечника виконувалась з урахуванням геометричних параметрів поперечника, стандартних перерізів, фізико-механічних властивостей матеріалів, умов закріплення, навантажень від власної ваги огорожувальних конструкцій, навантажень від снігу та вітру у районі будівництва:

Номери вузлів (рис. 2.4.), номери елементів (рис. 2.5.) та номери призначених елементам жорсткостей (рис.2.6.) задані під час створення розрахункової схеми поперечника будівлі в ПК «ЛИРА – САПР»

Кліматичний район – І; Сніговий район – 6; Вітровий район – 1.

Тип місцевості за вітром – III

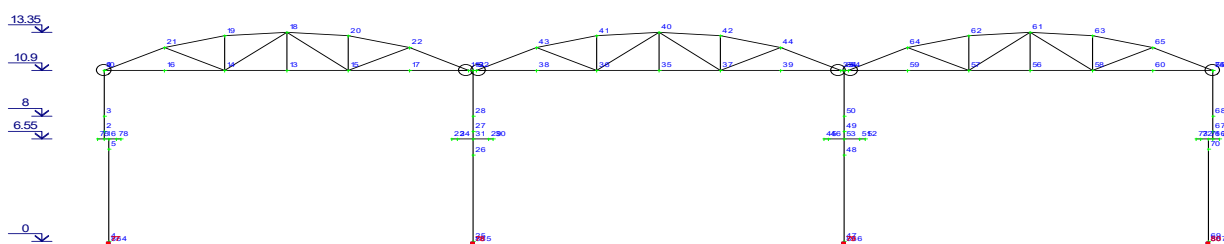


Рис. 2.4. Розрахункова схема. Номера вузлів.

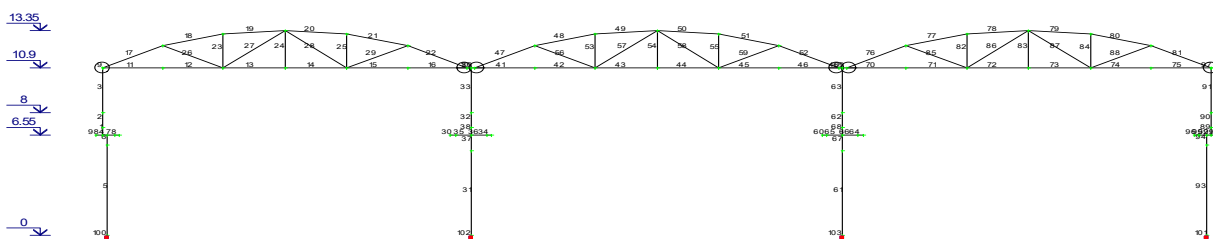


Рис. 2.5. Розрахункова схема. Номера елементів.

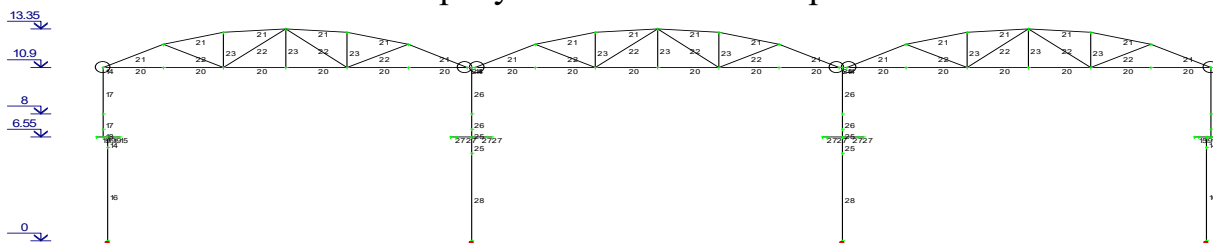


Рис. 2.6. Розрахункова схема. Номери жорсткостей

Характеристики жорсткості елементів, що призначені конструкціям

наведено на рис. 2.7

| Таблица жесткостей | | | |
|---|--------------------------------------|---|--|
| Тип Имя | Параметры | Тип Имя | Параметры |
| (сечения-(см) жесткости-(т,м) расп.вес-(т,м)) | | (сечения-(см) жесткости-(т,м) расп.вес-(т,м)) | |
| 1 Брус 25 X 20 (нижн пояс фермы) | Ro=2.5,E=3.31e+006,GF=0 B=25,H=20 | 16 Брус 40 X 80 (Нижна гілка кр. колони) | Ro=2.5,E=2.75e+006,GF=0 B=40,H=80 |
| 2 Брус 25 X 25 (Верхн пояс) | Ro=2.5,E=3.31e+006,GF=0 B=25,H=25 | 17 Брус 38 X 40 (Верхня гілка кр. колони) | Ro=2.5,E=2.75e+006,GF=0 B=38,H=40 |
| 3 Брус 15 X 15 (Раскосы) | Ro=2.5,E=3.31e+006,GF=0 B=15,H=15 | 18 Брус 40 X 38 (ЖВ КР колон верхн в) | Ro=2.5,E=1e+011,GF=0 B=40,H=38 |
| 4 Брус 15 X 15 (Стойки) | Ro=2.5,E=3.31e+006,GF=0 B=15,H=15 | 19 Брус 40 X 90 (ЖВ Консоль крайней колонны) | Ro=2.5,E=1e+011,GF=0 B=40,H=90 |
| 5 Брус 40 X 80 (жесткие вставки) | Ro=2.5,E=1e+011,GF=0 B=40,H=80 | 20 Брус 25 X 20 (нижн пояс фермы) | Ro=2.5,E=3.31e+006,GF=0 B=25,H=20 |
| 6 Брус 40 X 90 (Консоль крайней колонны) | Ro=2.5,E=3.31e+006,GF=0 B=40,H=90 | 21 Брус 25 X 25 (Верхн пояс) | Ro=2.5,E=3.31e+006,GF=0 B=25,H=25 |
| 7 Брус 40 X 80 (Нижна гілка кр. колони) | Ro=2.5,E=2.75e+006,GF=0 B=40,H=80 | 22 Брус 15 X 15 (Раскосы) | Ro=2.5,E=3.31e+006,GF=0 B=15,H=15 |
| 8 Брус 38 X 40 (Верхня гілка кр. колони) | Ro=2.5,E=2.75e+006,GF=0 B=38,H=40 | 23 Брус 15 X 15 (Стойки) | Ro=2.5,E=3.31e+006,GF=0 B=15,H=15 |
| 9 Брус 60 X 40 (Верхня гілка середн. колони) | Ro=2.5,E=2.75e+006,GF=0 B=60,H=40 | 24 Брус 40 X 80 (жесткие вставки) | Ro=2.5,E=1e+011,GF=0 B=40,H=80 |
| 10 Брус 40 X 90 (Консоль средн. колонны) | Ro=2.5,E=3.31e+006,GF=0 B=40,H=90 | 25 Брус 40 X 80 (жесткие вставки) | Ro=2.5,E=1e+011,GF=0 B=40,H=80 |
| 11 Брус 40 X 80 (Нижна гілка середн. колони) | Ro=2.5,E=2.75e+006,GF=0 B=40,H=80 | 26 Брус 60 X 40 (Верхня гілка середн. колони) | Ro=2.5,E=2.75e+006,GF=0 B=60,H=40 |
| 12 Брус 40 X 38 (ЖВ КР колон верхн в) | Ro=2.5,E=1e+011,GF=0 B=40,H=38 | 27 Брус 40 X 90 (Консоль средн. колонны) | Ro=2.5,E=3.31e+006,GF=0 B=40,H=90 |
| 13 Брус 40 X 90 (ЖВ Консоль крайней колонны) | Ro=2.5,E=1e+011,GF=0 B=40,H=90 | 28 Брус 40 X 80 (Нижна гілка середн. колони) | Ro=2.5,E=2.75e+006,GF=0 B=40,H=80 |
| 14 Брус 40 X 80 (жесткие вставки) | Ro=2.5,E=1e+011,GF=0 B=40,H=80 | 29 Брус 120 X 150 (Підколоннік) | Ro=2.5,E=2.35e+006,GF=0 B=120,H=150 |
| 15 Брус 40 X 90 (Консоль крайней колонны) | Ro=2.5,E=3.31e+006,GF=0 | 30 Пластина Н 45 | E=2.35e+006,V=0.2,H=45,Ro=2.5 |

Рис. 2.7. Розрахункова схема. Жорсткості елементів.

Навантаження

Навантаження від покриття збираємо з вантажної площі $\frac{L_0 B_0}{2}$.

Навантаження від маси підкранових шляхів, стінових панелей, від вітрових навантажень збираємо з полоси бм, що дорівнює кроку колон. Місця прикладання зосереджених сил визначаємо по конструктивним рішенням вузлів з'єднання елементів каркаса. Всі навантаження визначаємо з врахуванням коефіцієнтів надійності по призначенню $\gamma_n = 0.95$ і по навантаженню $\gamma_{fm} = 1.14$.

Постійні навантаження від власної ваги конструкцій фрагменту будівлі в межах кроку рам $b=3\text{м}$ визначені в табл. 2.1.

Розрахунок постійних навантажень

Таблиця 2.1

| Склад покриття та вид навантаження | товщ. м | Питом а вага | Характеристичн е-не значення | Коефіцієнт и надійності | | Граничне навантаж ення |
|---|------------|-----------------|---------------------------------|-------------------------------|------------|------------------------------|
| | | | | γ_{fm} | γ_n | |
| Постійне навантаження | | | | | | |
| 1.Захисний шар із гравія на мастиці($t=0,005\text{м}; \gamma=16\text{кН/м}^3$) | 0.005 | 16 | 0.08 | 1.2 | 0.95 | 0.0912 |
| 2.Гідроізоляційни й коввор із трьох шарів рубероїда ($t=0,009\text{м}; \gamma=10\text{кН/м}^3$) | 0.009 | 10 | 0.09 | 1.3 | 0.95 | 0.1112 |
| 3.Стяжка з цементно-піщаного розчину($t=0,015\text{м}; \gamma=18\text{кН/м}^3$) | 0.015 | 18 | 0.27 | 1.3 | 0.95 | 0.3335 |
| 4.Утеплювач з мінераловатних плити з ($t=0,12\text{м}; \gamma=1\text{кН/м}^3$) | 0.12 | 10 | 1.2 | 1.3 | 0.95 | 1.482 |
| 5. Пароізоляція ($t=0,0005\text{м}; \gamma=6,3\text{кН/м}^3$) | 5E-04 | 6.3 | 0.0032 | 1.3 | 0.95 | 0.0039 |
| 6.Плити покриття з 6, $Q=2,7\text{т}$ | 27 | 18 | 1.5 | 1.1 | 0.95 | 1.5675 |
| Всього постійна | | | | | | 3.5892 |
| Тимчасова | | | | | | |
| 1.Снігова($\mu=1$) | | | 1.74 | 1.14 | 0.95 | 1.8844 |

На рис. 2.8. навантаження наведені з урахуванням ширини вантажної площі $B=6\text{м}$.

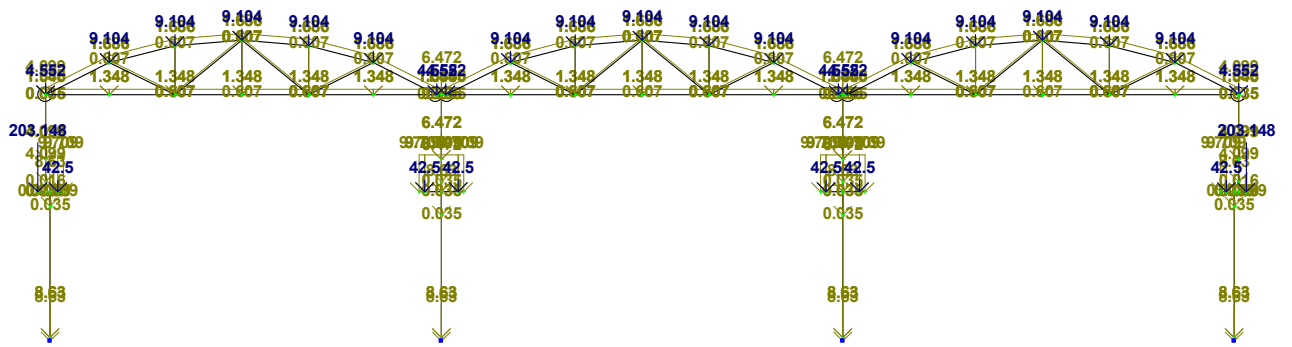


Рис. 2.8. Постійні навантаження від власної ваги конструкцій фрагменту будівлі в межах кроку рам $V=6\text{м}$

Тимчасові навантаження.

В розрахунку НДС поперечнику виробничого корпусу враховувались:

- **Снігові навантаження**, що визначені згідно ДБН [17] з використанням робіт [18 - 22] (див. табл. 2.1., рис. 2.9.).

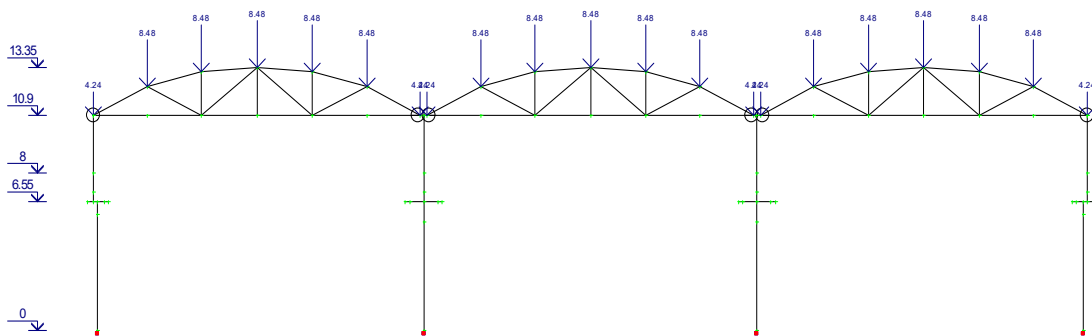


Рис. 2.9. Снігові навантаження на фрагмент будівлі в межах кроку рам $V=6\text{м}$

- **Вітрові навантаження**, що розраховані за допомогою програми «ВЕСТ» [24] (див. табл. 2.2.) з урахуванням району і місцевості будівництва (див. табл. 2.3). Схема і значення вітрових навантажень наведені на рис. 2.10.

Вихідні дані для розрахунку вітрових навантажень

за програмою «ВЕСТ» ПК SCAD

Таблиця 2.2.

| | | |
|--------------------------|--|--------------------------------------|
| Вихідні дані | | |
| Характеристичне значення | | 0.42 кПа |
| вітрового тиску | | |
| Тип місцевості | | III - приміські ділянки, на яких, по |

| | |
|---|--|
| Вихідні дані | |
| | крайній мірі 15% поверхні зайняті будівлями, маючими середню висоту, до 15 м |
| Тип споруди | Промислова будівля |
| Висота розміщення будівельного об'єкту над рівнем моря | 0.15 км |
| Коефіцієнт надійності по граничному розрахунковому значенню γ_{fm} | 1.14 |

**Результати визначення вітрового тиску за
висотою по програмі «ВЕСТ» ПК SCAD Таблица 2.3.**

| Висота (м) | НАВІТРЕНИЙ БІК | | ПІДВІТРЕНИЙ БІК | |
|------------|-------------------------------|-------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| | Експлуатаційне значення (кПа) | Граничне значення (кПа) | Експлуатаційне значення (кПа) | Граничне значення (кПа) |
| 0 | 0.11 | 0.57 | -0.07 | -0.37 |
| 1 | 0.11 | 0.57 | -0.07 | -0.37 |
| 2 | 0.11 | 0.57 | -0.07 | -0.37 |
| 3 | 0.11 | 0.57 | -0.07 | -0.37 |
| 4 | 0.11 | 0.57 | -0.07 | -0.37 |
| 5 | 0.11 | 0.57 | -0.07 | -0.37 |
| 6 | 0.11 | 0.57 | -0.07 | -0.37 |
| 7 | 0.11 | 0.57 | -0.07 | -0.37 |
| 8 | 0.11 | 0.57 | -0.07 | -0.37 |
| 9 | 0.11 | 0.57 | -0.07 | -0.37 |
| 10 | 0.11 | 0.57 | -0.07 | -0.37 |
| 10.8 | 0.11 | 0.57 | -0.07 | -0.37 |

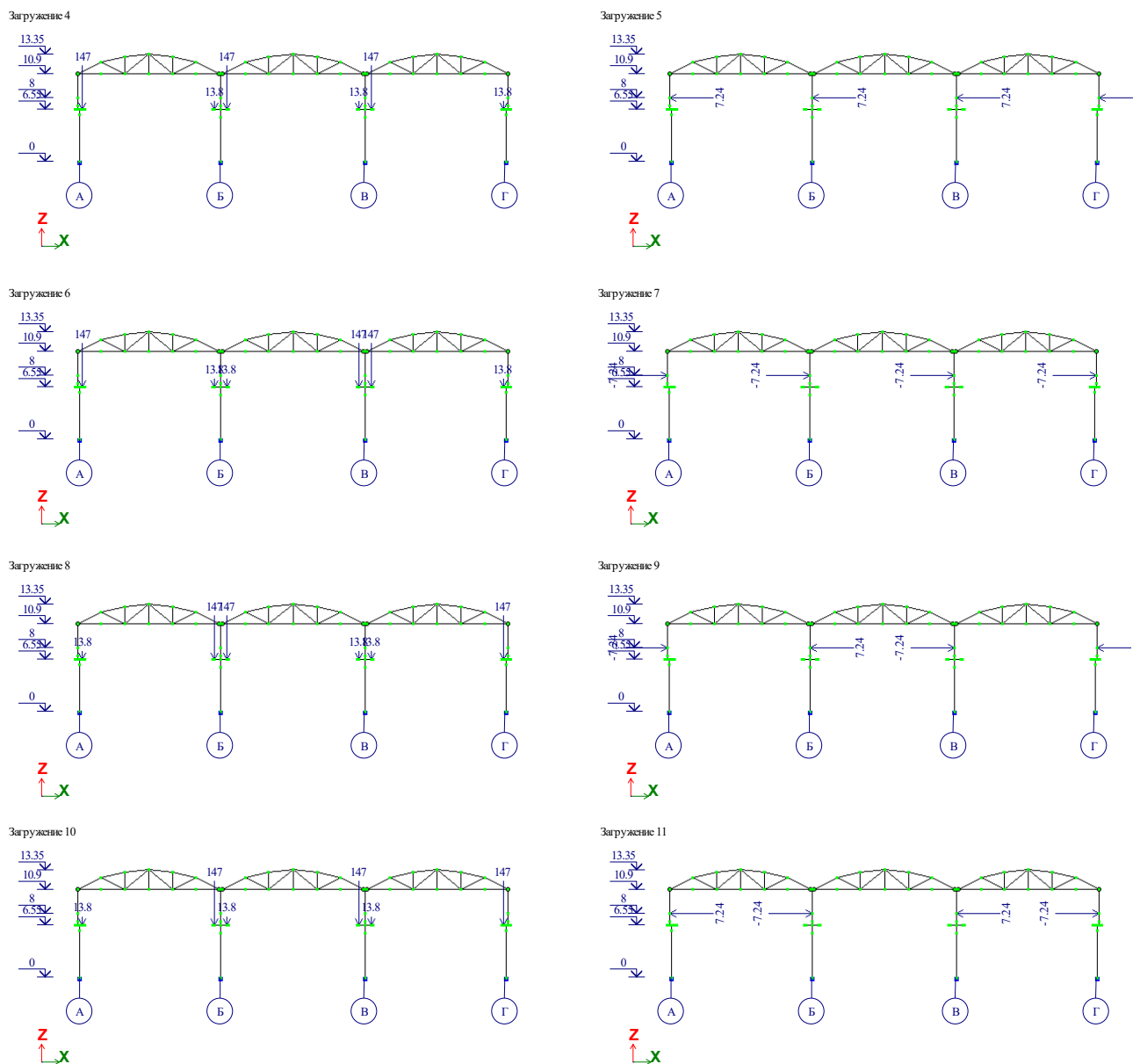


Рис. 2.11. Схема і значення кранових навантажень. Навантаження №4-№11.

На підставі призначених навантажень сформована таблиця (рис. 2.12.) можливих розрахункових сполучень зусиль необхідних для конструктивних розрахунків і проектування перерізів конструктивних елементів, фундаментів і ґрунтів основи.

Расчетные сочетания усилий

Номер таблицы РСЧ: 1

Имя таблицы РСЧ: ДБН_1

Строительные нормы: ДБН В.1.2 - 2:2006

Номер загрузки: 1 Загрузка 1

Вид загрузки: Постоянное(0) По умолчанию

N группы объединяемых временных загрузок: 0

Учитывать знакопеременность:

N группы взаимоисключающих загрузок: 0

NN сопутствующих загрузок: 0 0

Отношение коэффициентов γ_m / γ_{fe} : 1.10

Отношение P_q / P_{ch} : 1.00

Не учитывать для II-го пред. сост.:

Ограничения для кранов и тормозов: Кран 2 Тормоз 1

Кoeffициенты для РСЧ

| # | 1 основ. | 2 основ. | Аварийн. | Авар.(б С) | 5 сочет. | 6 сочет. |
|----|----------|----------|----------|------------|----------|----------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 0.90 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Сводная таблица для вычисления РСЧ:

| №. | Имя загрузки... | Вид | Параметры РСЧ | Кoeffициенты РСЧ |
|----|-----------------|----------------|--------------------------|------------------|
| 1 | Загрузка 1 | Постоянное(0) | 0 0 0 0 0 0 1.10 1.00 | 1.00 1.00 0.90 |
| 2 | Загрузка 2 | Кратковреме... | 2 0 0 0 0 0 1.00 0.35 | 1.00 0.90 0.50 |
| 3 | Загрузка 3 | Эпизодическ... | 6 0 0 0 0 0 1.00 0.00 | 0.00 0.00 1.00 |
| 4 | Загрузка 4 | Крановое(3) | 3 0 0 1 0 5 0 1.10 0.60 | 1.00 0.90 0.00 |
| 5 | Загрузка 5 | Тормозное(4) | 4 0 1 2 0 4 1 1.10 0.00 | 1.00 0.90 0.00 |
| 6 | Загрузка 6 | Крановое(3) | 3 0 0 1 0 7 1 1.10 0.60 | 1.00 0.90 0.00 |
| 7 | Загрузка 7 | Тормозное(4) | 4 0 1 2 0 6 1 1.10 0.00 | 1.00 0.90 0.00 |
| 8 | Загрузка 8 | Крановое(3) | 3 0 0 1 0 9 1 1.10 0.60 | 1.00 0.90 0.00 |
| 9 | Загрузка 9 | Тормозное(4) | 4 0 1 2 0 8 1 1.10 0.00 | 1.00 0.90 0.00 |
| 10 | Загрузка 10 | Крановое(3) | 3 0 0 1 0 11 1 1.10 0.60 | 1.00 0.90 0.00 |
| 11 | Загрузка 11 | Тормозное(4) | 4 0 1 2 0 10 1 1.10 0.00 | 1.00 0.90 0.00 |

Рис. 2.12. Розрахункові сполучення зусиль.

Результати статичного розрахунку

Переміщення

Обчислені значення лінійних переміщень і поворотів вузлів від навантажень представлені на рис. 2.13 і рис. 2.14. За результатами розрахунку визначено:

- Екстремальні вертикальні переміщення від -3.31342 мм в середині прольоту В-Г до +0.821мм по консолі колони по осі Z. Граничне значення за табл.1 [24] становить $18000/200=90$ мм. Запас складає $(90-3.31)/90*100=96.3\%$.
- Максимальні горизонтальні переміщення верху колони по осі А по осі X складає 8.98598мм. Граничне значення за п. 3 табл.4 [24] становить $10800/150=72$ мм. Запас складає $(72- 8.98598)/72*100=87\%$.

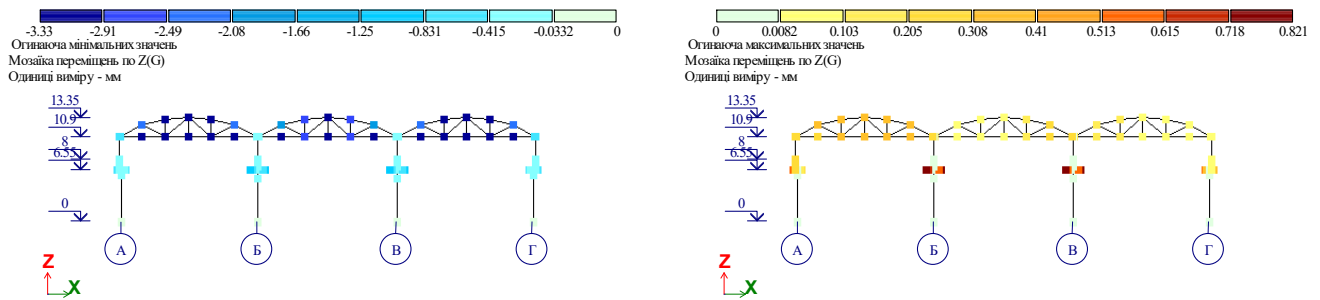


Рис. 2.13. Вертикальні мінімальні і максимальні значення вертикальних переміщень вузлів за огинаючих максимальних значень

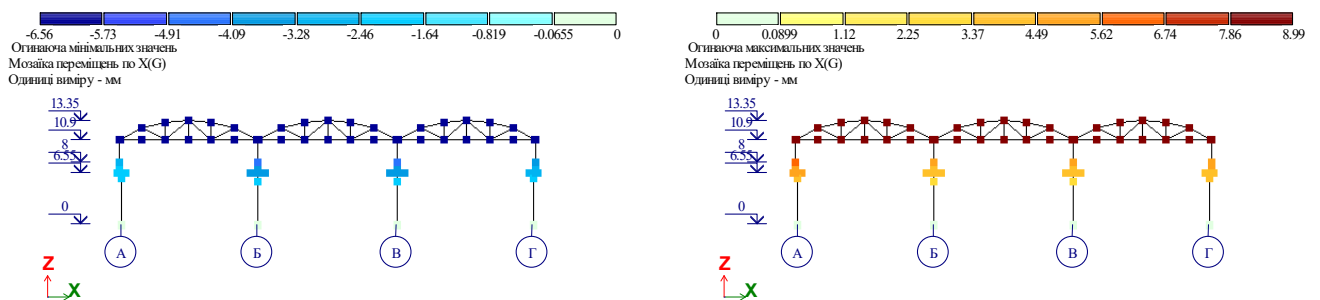


Рис. 2.14. Горизонтальні мінімальні і максимальні значення вертикальних переміщень вузлів за огинаючих максимальних значень

Висновки

Жорсткість прийнятих перерізів забезпечує умови за II граничним станом з запасом більше 80%.

Аналіз зусиль в перерізах рами

Результати визначення зусиль в перерізах рами наведені на рис. 2.15. В табл. 2.4 наведені значення максимальних, а в табл. 2.5 мінімальних розрахункових сполучень зусиль (РСЗ).

Таблиця максимальних значень розрахункових сполучень зусиль

Таблиця 2.4.

| № елем* | N (кН) | My (кН*м) | Qz (кН) | №№ завант | Ексцентриситет $e=M/N, м$ |
|---------|---------|-----------|---------|-----------|---------------------------|
| 101* | -412.87 | 133.61 | -3.708 | 1 2 4 -5 | -0.324 |

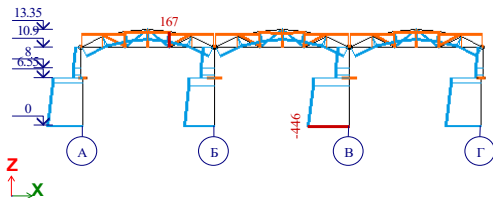
Таблиця мінімальних значень розрахункових сполучень зусиль

Таблиця 2.5.

| № елем* | N (кН) | My (кН*м) | Qz (кН) | №№ завант | Ексцентриситет $e=M/N, м$ |
|---------|---------|-----------|---------|-----------|---------------------------|
| 102 | -611.15 | -18.98 | 1.7167 | 1 2 8 | 0.031 |
| 101 | -532.65 | 17.426 | 4.7222 | 1 2 8 | -0.033 |
| 101 | -532.65 | 35.442 | 1.3817 | 1 2 8 -9 | -0.067 |

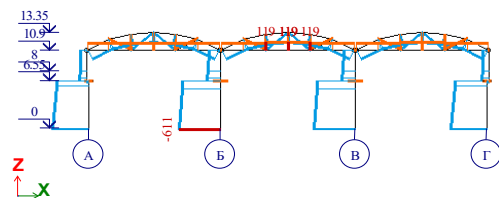
*Номери елементів позначені на рис. 2.5.

РСЗ розрахункові. Оглядоча максимальних значень (Таблиця ДБН_1)
Епора N
Одвіний виміру - кН



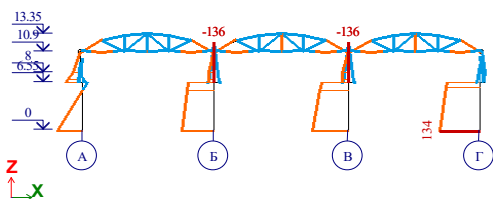
Мінімальні значення -445.517; Максимальні значення 166.994

РСЗ розрахункові. Оглядоча мінімальних значень (Таблиця ДБН_1)
Епора N
Одвіний виміру - кН



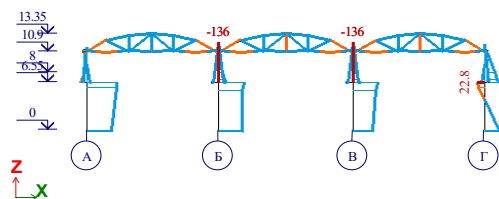
Мінімальні значення -611.147; Максимальні значення 119.191

РСЗ розрахункові. Оглядоча максимальних значень (Таблиця ДБН_1)
Епора My
Одвіний виміру - кН*м



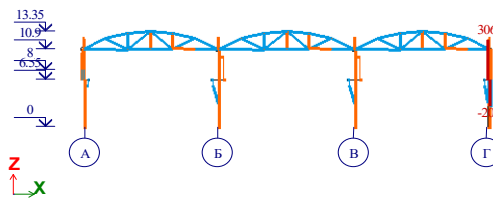
Мінімальні значення -135.894; Максимальні значення 133.609

РСЗ розрахункові. Оглядоча мінімальних значень (Таблиця ДБН_1)
Епора My
Одвіний виміру - кН*м



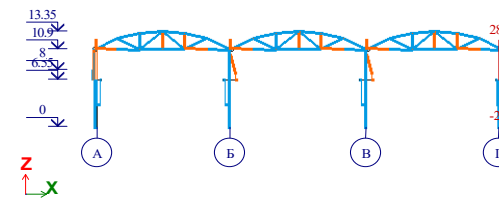
Мінімальні значення -135.894; Максимальні значення 22.8095

РСЗ розрахункові. Оглядоча максимальних значень (Таблиця ДБН_1)
Епора Qz
Одвіний виміру - кН



Мінімальні значення -203.161; Максимальні значення 305.796

РСЗ розрахункові. Оглядоча мінімальних значень (Таблиця ДБН_1)
Епора Qz
Одвіний виміру - кН



Мінімальні значення -203.161; Максимальні значення 280.356

Рис. 2.15. Екстремальні (максимальні і мінімальні) значення зусиль в перерізах рами за оригінальними значеннями розрахункових сполучень зусиль (РСЗ).

Визначення несучої здатності набивних палів в пробитих свердловинах

Інженерно-геологічні умови будівельного майданчику

Ґрунтові умови майданчику характеризуються нашаруванням ґрунтів властивості яких наведені в табл. 2.6, 2.7 і на рис. 2.16.

Основні фізико-механічні характеристики ґрунтів основи Таблиця 2.6.

| Інженерно-геологічні елементи розрізу I-1 | Повне найменування ґрунту | | | | ФІЗИКО - МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ | | | | | | | | |
|--|---------------------------|--|--|--|--|---|------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|----------------------------|------------------------|----------------------------------|------------------------------|
| | | | | | ОСНОВНІ | | | | | | | | |
| | Вид ґрунту | Різнovid ґрунтів за гранулометричним складом | Різнovid пісків за коеф. пористості e та глинистих ґрунтів за показником текучості I_L | Різнovid пісків за ступенем вологості S_R та глинистих ґрунтів за відносною деформацією просідання | Питома вага γ , кН/м ³ | Питома вага частинок, кН/м ³ | Природна вологість W | Вологість на межі текучості W_L | Вологість на межі розколювання W_p | Питома щільність e , Кпа | Кут внутрішнього тертя | Модуль загальної деформації, Мпа | Коефіцієнт фільтрації, м/доб |
| γ | γ_s | W | W_L | W_p | C_{II} | $\varphi_{II}, ^\circ$ | E | K_f | | | | | |
| ПЕ-1 | Рослинний | пилуватий | твердий | просадочний | 16.800 | 27.100 | 0.160 | 0.340 | 0.210 | 20.860 | 21.39 | 9.000 | 1.100 |
| ПЕ-2 | Суглинок | пилуватий | лесовий твердий | просадочний | 16.500 | 27.100 | 0.160 | 0.340 | 0.210 | 19.960 | 20.800 | 9.000 | 1.100 |
| ПЕ-3 | Суглинок | пилуватий | лесовий твердий | не просадочний | 17.600 | 27.100 | 0.210 | 0.340 | 0.220 | 21.130 | 21.540 | 11.000 | 1.100 |
| ПЕ-4 | Суглинок | пилуватий | твердий | не просадочний | 19.100 | 27.000 | 0.290 | 0.320 | 0.230 | 18.100 | 17.570 | 10.000 | 1.100 |
| ПЕ-5 | Пісок | пилуватий | щільний | вологий | 17.90 | 26.24 | 0.51 | 0.00 | 0.00 | 2.00 | 32.00 | 28.00 | 0.00 |

Похідні фізико-механічні характеристики ґрунтів основи Таблиця 2.7.

| Інженерно-геологічні елементи розрізу I-1 | Повне найменування ґрунту | | | | ПОХІДНІ | | | | | | | |
|--|---------------------------|-----------|-----------------|----------------|--------------------------------------|--|--|---|---|--|--|---|
| | | | | | Число пластичності $I_p = W_L - W_p$ | Показник текучості $I_L = (W - W_p) / I_p$ | Коеф. пористості $e = \gamma_s (1 + W) / \gamma - 1$ | Питома вага сухого ґрунту $\gamma_d = \gamma / (1 + W)$ | Ступінь вологості $S_R = \gamma_s * W / (e * \gamma_w)$ | Питома вага ґрунту піcke РТВ $\gamma_{sp} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e)$ | Повна вологостінь ґрунту $W_{sat} = e * \gamma_w / \gamma_s$ | Показник просадочності $I_{ss} = (W_L * \gamma_s / \gamma_w) - e / (1 - e)$ |
| | I_p | I_L | e_θ | γ_d | S_R | γ_{sb} | W_{sat} | I_{ss} | | | | |
| ПЕ-1 | Рослинний | пилуватий | твердий | просадочний | 0.130 | -0.385 | 0.871 | 14.483 | 0.498 | 9.139 | 0.321 | 0.027 |
| ПЕ-2 | Суглинок | пилуватий | лесовий твердий | просадочний | 0.130 | -0.385 | 0.905 | 14.224 | 0.479 | 8.975 | 0.334 | 0.008 |
| ПЕ-3 | Суглинок | пилуватий | лесовий твердий | не просадочний | 0.120 | -0.083 | 0.863 | 14.545 | 0.659 | 9.178 | 0.318 | 0.031 |
| ПЕ-4 | Суглинок | пилуватий | твердий | не просадочний | 0.090 | 0.667 | 0.824 | 14.806 | 0.951 | 9.322 | 0.305 | 0.022 |
| ПЕ-5 | Пісок | пилуватий | щільний | вологий | 0.00 | - | 1.21 | 15.96 | 1.10 | 7.34 | 0.25 | 1.25 |

Інженерна геологічна колонка з прив'язкою ростверку НППС наведена на рис. 2.16.

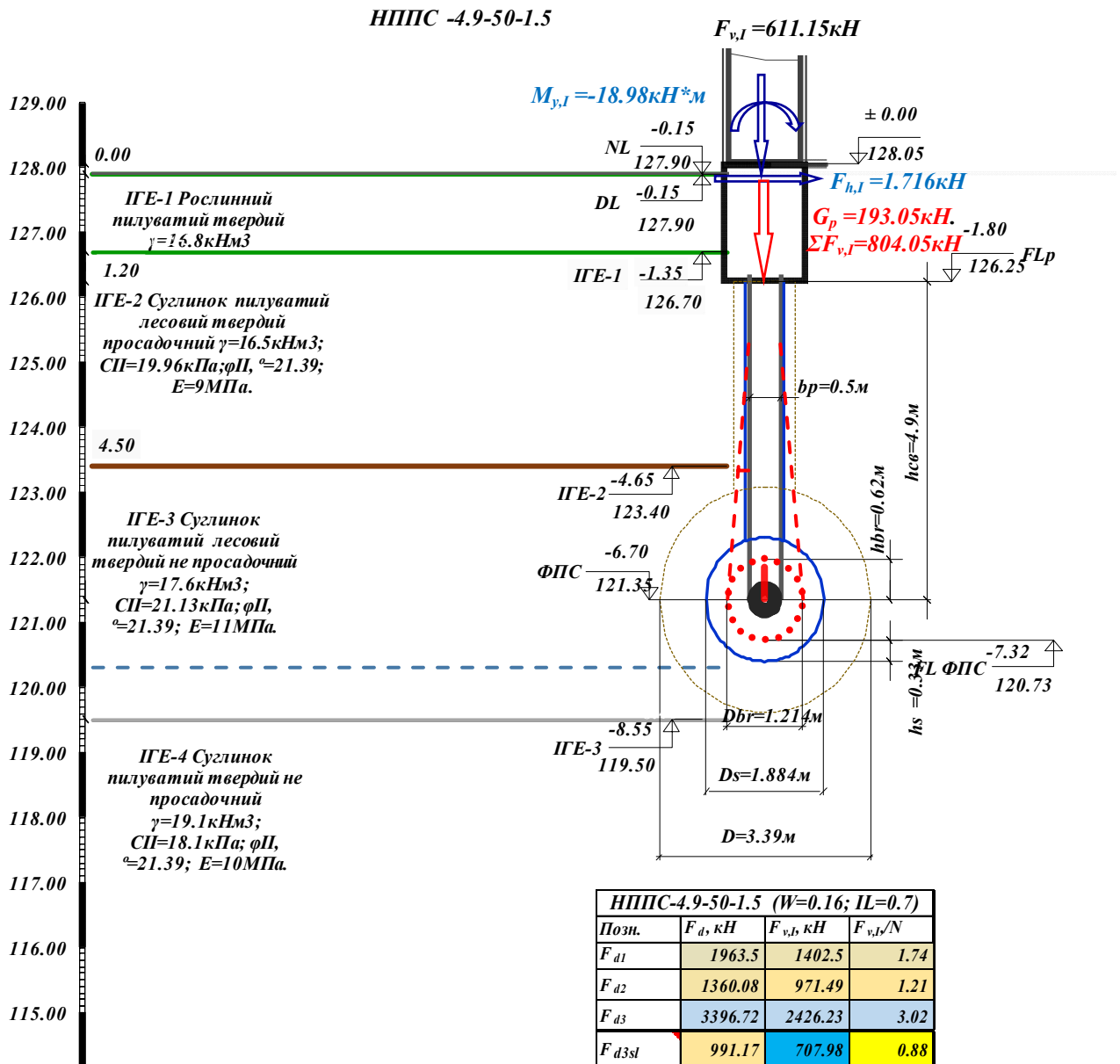


Рис. 2.16. Інженерно-геологічна колонка з прив'язкою НППС з позначеннями зусиль (РСЗ).

Визначення несучої здатності НППС

Вихідні данні для створення НППС і визначення несучої здатності фундаменту за допомогою програми доцента Мукосєєва В.М. наведені на рис. 2.17.

Далі наводиться текст розрахунку у програмі EXCEL.

| Прийняти вихідні данні для розрахунку несучої здатності і проектування НППС 4.9-50-1.5 | |
|--|--|
| Вихідні данні розрахунку і конструювання ФПС: | |
| Висота підвалу | 0 м |
| $V_{cr} = 1.5$ | об'єм уграмбованого щебеню, м ³ ; |
| $h_{cm} = 4.9$ | – висота стовбуру, м; |
| $R_{cr} = 10000$ | – розрахунковий опір ФПС. Для жорсткого бетону, щебеню, гравію, кПа; |
| $\gamma_{br} = 15$ | – питома вага жорсткого матеріалу розширення ФПС, кН/м ³ ; |
| $Q = 38$ | – вага робочого органу трамбування, кН; |
| $H = 2.50$ | – висота скидання робочого органу трамбування, м; |
| $b_p = 0.5$ | – діаметр поперечного сінчення стовбуру ФПС |
| $A_{br} = 1.16$ | – площа поперечного сінчення розширення ФПС, м ² ; |
| $q = 22.5$ | – вага розширення, кН; |
| $e = 0.04$ | – відмова трамбування, м. |
| $\gamma = 16.96$ | – середня нормативних значень питомої ваги шарів ґрунту вище розширення, кН/м ³ ; |
| $c_{II} = 19.96$ | – питоме зчеплення шару ґрунту, кПа; |
| $\varphi_{II} = 20.8$ | – кут внутрішнього тертя |

Рис. 2.17. Фрагмент листа EXCEL з вихідними даними проектування НППС

Висота ФПС, що приймається із умови повного прорізання слабких ґрунтів, але не менше h_{min} :

$$h_{min} = (N/A_{br} - 1.5N_{\gamma} r_{br} \gamma - 1.3N_c c) / (2.5N_q \gamma) = (1552.24/1.159 - 0.75 * 2.29 * 2 * 0.61 * 16.96 - 1.3 * 13.36 * 19.96) / (2.5 * 3.38 * 16.96) = 6.683 \text{ м} \quad (2.1.1)$$

де N_{γ} , N_q , N_c - коефіцієнти несучої здатності ґрунтів, що визначаються за наблицею Ж.1 ДБН В.2.1-10-2009 по середньому значенню нормативних величин кута внутрішнього тертя φ у випадку кута нахилу рівнодіючої до вертикалі $\delta=0$;

N - статичне зусилля, яке передається на ґрунт під час трамбування, кН визначаємо за формулою

$$N = Q + q + Q * H / [e(1 + q/Q)] = 38 + 22.5 + 38 * 2.5 / ((0.04 * (1 + 22.5/38))) = 1552.24 \text{ кН} \quad (2.1.2)$$

Розрахунок параметрів розширення ФПС

Співвідношення $\eta = h_{br}/r_{br}$ за формулою (2.1.8) залежить від ступеню вологості ґрунту S_r і об'єму втрамбованого жорсткого матеріалу V_{cr} , м³ радіусом r_{br} , що визначаємо з а формулою (2.1.3)

$$r_{br} = (3 * V_{cr} / (4 * \pi * \eta * k_d))^{1/3} = (3 * 1.5 / (4 * 3.14 * 1.029 * 1.55))^{1/3} = 0.607 \text{ м} \quad (2.1.3)$$

де k_d коефіцієнт ущільнення щебеню розширення за формулою (2.1.4) дорівнює:

$$k_d = V_{cr} / V_{crp} = k_{dv} * k_{df} * k_{dn} = 1.33 * 1.16 * 1 = 1.55; \quad (2.1.4)$$

коефіцієнт k_{dv} за формулою (2.1.5) дорівнює:

$$k_{dv} = 1 + 0.754 \lg(\sigma_r / \sigma_{ro}) = 1 + 0.754 \lg(0.194 / 0.0695) = 1.33615; \quad (2.1.5)$$

σ_r - питомий статичний тиск в основі робочого органу трамбування, мПа, яке визначається за формулою (2.1.6) становить:

$$\sigma_r = Q / A_r = 38 / (3.14 * (0.5/2)^2) = 0.194 \text{ мПа}; \quad (2.1.6)$$

σ_{ro} - початковий статичний тиск в основі трамбівки, мПа за формулою (2.1.7) становить:

$$\sigma_{ro} = 0.0525 + 0.068 * V_{cr.1} = 0.0525 + 0.068 * 0.25 = 0.07 \text{ мПа}; \quad (2.1.7)$$

$V_{cr.1}$ - об'єм одиничної порції щебеню, м³.

k_{dn} - коефіцієнт, який залежить від кількості засипань жорсткого матеріалу в розширення:

$k_{dn} = 0.965$, якщо розширення сформовано від трамбування однієї засипки щебеню;

$k_{dn} = 1$, якщо кількість засипань більше

коефіцієнт k_{df} , що визначається за формулою

$$k_{df} = 1,7 - 0,43 \cdot \exp(0,11 \cdot D_{cr}) = 1,7 - 0,43 \cdot \exp(0,11 \cdot 20) = 1,164$$

в залежності від діаметру фракції щебеню $D_{cr} = 20$ мм

Співвідношення $\eta = h_{br}/r_{br}$ за формулою (2.1.8) становить:

$$\eta = 0,84 + (1/k_{pp}) \cdot (V_{cr}/k_d) = 0,84 + (1/5,12) \cdot (1,5/1,55) = 1,029 \quad (2.1.8)$$

де k_{pp} - визначаємо в залежності від ступеню вологості S_R навколишнього глинистого ґрунту:

$$S_R = 0,48$$

k_{pp} за формулою (2.1.9) дорівнює

$$k_{pp} = 11,5 - 13,4 \cdot S_R = 11,5 - 13,4 \cdot 0,48 = 11,5 - 6,42 = 5,08 \quad (2.1.9)$$

Площа поперечного сечення розширення A_{br} , м², визначається за формулою:

$$A_{br} = \pi \cdot r_{br}^2 = 3,14 \cdot 0,61^2 = 1,159 \text{ м}^2 \quad (2.1.10)$$

Радіус ущільненої зони ґрунту, м, дорівнює

$$r_s = 0,5 [D - (D - d_{br}) \sqrt{(e_a - e_{a,x}) / (e_a - e_{a,min})}] \quad (2.1.11)$$

$$= 0,5 \cdot [(3,39 - (3,39 - 1,21)) \sqrt{(0,54 - 0,445) / (0,54 - 0,342)}] = 0,942 \text{ м}$$

де D - діаметр зони поширення ущільнення, м:

$$D = d_{br} \cdot ((1 + e_a) / (e_a - e_{a,min}))^{0,5} = 1,21 \cdot ((1 + 0,54) / (0,54 - 0,342))^{0,5} = 3,39 \text{ м} \quad (2.1.12)$$

де e_a - коефіцієнт активної пористості:

$$e_a = \rho_s / \rho - 1 = 2,71 / 1,76 - 1 = 0,54 \quad (2.1.13)$$

$e_{a,min}$ - мінімальне значення e_a :

$$e_{a,min} = 0,52 - 0,27 S_R = 0,52 - 0,27 \cdot 0,66 = 0,34 \quad (2.1.14)$$

$e_{a,x}$ - коефіцієнт активної пористості на межі зони достатнього ущільнення:

$$e_{a,x} = \rho_s / [\rho_{d,s,x} (1 + w)] - 1 = 2,71 / (1,55 \cdot (1 + 0,21)) = 0,445 \quad (2.1.15)$$

Якщо $\rho_d < 1,5 \text{ т/м}^3$, $\rho_{d,s,x} = 1,55 \text{ т/м}^3$

Якщо $\rho_d > 1,5 \text{ т/м}^3$, $\rho_{d,s,x} = 1,6 \text{ т/м}^3$

Приймаємо $\rho_{d,s,x} = 1,55 \text{ т/м}^3$ тому що $\rho_d = 1,45 < 1,55 \text{ т/м}^3$

де, $\rho_{d,s,x}$ - щільність сухого ґрунту на межі зони достатнього ущільнення.

Товщину ущільненої зони нижче розширення приймають за формулою:

$$h_s = r_s - r_{br} = 0,942 - 0,607 = 0,335 \text{ м} \quad (2.1.16)$$

Площа поперечного сечення ущільненої зони дорівнює:

$$A_s = \pi \cdot r_s^2 = 3,14 \cdot 0,942^2 = 2,79 \text{ м}^2 \quad (2.1.17)$$

Розрахунок несучої здатності F_d ФПС

Розрахунок несучої здатності F_d ФПС виконується з умови:

$$F_v \leq F_d / \gamma_n \quad (2.1.18)$$

де γ_n - коефіцієнт надійності:

при визначенні F_d розрахунком і динамічним випробуванням

при визначенні F_d статичним зондуванням $\gamma_n = 1,25$;

при визначенні F_d статичним випробуванням $\gamma_n = 1,2$.

F_v - вертikalьне навантаження, яке діє на фундамент, кН;

F_d - несуча здатність фундаменту, кН;

Несучу здатність ФПС визначають для випадку повного замokання основи, як найменше з трьох розрахункових значень несучої здатності:

F_{d1} - за матеріалами, які втрамбовані у дно свердловини:

$$F_{d1} = \gamma_c \cdot R_{cr} \cdot A = 1 \cdot 10000 \cdot 0,196 = 1963,5 \text{ кН} \quad (2.1.19)$$

де R_{cr} - розрахунковий опір жорсткого матеріалу за таблицею 1;

γ_c - коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 1;

A - площа нижнього поперечного сечення стовбуру фундаменту, м²;

Табл.1. Розрахунковий опір жорсткого матеріалу ФПС.

| F _{гп} | R _{ср} | γ _с | A | R _{ср} , кПа | | Матеріал стовбуру та розширення |
|-----------------|-----------------|----------------|--------|-----------------------|---------|---|
| | | | | мін | макс | |
| кН | кПа | б/р | м2 | | | |
| 1811 | 9223 | 1 | 0.1963 | 9223 | 14756.8 | Для піску гравелистого з табл. Н.2.1. ДБН |
| 1963 | 10000 | 1 | 0.1963 | 8000 | 10000 | Для жорсткого бетону, щебню, гравію |
| 1178 | 6000 | 1 | 0.1963 | 6000 | 6000 | Для пісчано-гравійної суміші |
| 982 | 5000 | 1 | 0.1963 | 5000 | 5000 | Для битого скла |
| 785 | 4000 | 1 | 0.1963 | 4000 | 5000 | Для крупного піску |
| 295 | 1500 | 1 | 0.1963 | 1500 | 5000 | Для щебеню від розборки будівель |
| 393 | 2000 | 1 | 0.1963 | 2000 | 2000 | Для сумішу з щебеню (75%) та суглінку або глини (25%) у сухому стані |
| 98 | 500 | 1 | 0.1963 | 500 | 500 | Для сумішу з щебеню (75%) та суглінку або глини (25%) у зволоженому стані |

F_{d2} за ущільненим ґрунтом у межах ущільненої зони:

$$F_{d2} = \gamma_c (\gamma_{br} * R_s * A_{br} + u \sum \gamma_{cf} * f_i * h_i) = \tag{2.1.20}$$

$$= 0.8 * (1.2 * 1074.2 * 1.16 + 1.57 * (0.9 * 24.24 * 1.2 + 1.57 * (0.9 * 42.04 * 1.43 + 0.9 * 44.28 * 0.62 + 0.9 * 44.28 * 0 + 0.9 * 46.49 * 0.62))) =$$

$$= 0.8 * (1494.53 + 1.57 * (26.18 + 53.92 + 24.9 + 0 + 25.94)) = 1195.63 + 1.57 * (26.18 + 53.92 + 24.9 + 0 + 25.94) = 1489.77 \text{ кН}$$

де γ_с - коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 0.80 для лессового ґрунту, для інших випадків 1;

γ_{br} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під розширенням дорівнює 1.2;

R_s - розрахунковий опір ущільненого ґрунту під розширенням, кПа, яке визначається

за табл. Н.2.1. ДБН В.2.1-10-2009 при значенні показника текучості I_L за формулою:

$$I_{L3} = ((0.9 * e_{ax} * \gamma_w / \gamma_s - w_p) / (w_L - w_p)) / ((0.9 * 0.445 * 10 / 27.1 - 0.22) / (0.34 - 0.22)) = -0.602$$

< 0.4, тому приймаємо IL = 0.4

при периметрі поперечного сінчення стовбуру фундаменту

$$u = 3.14 * b_p = 1.57 \text{ м}$$

γ_{cf} = 0.9 - коефіцієнт умов роботи ґрунту за боковою поверхнею фундаменту;

f_i - розрахунковий опір i-го шару ґрунту за боковою поверхнею стовбуру фундаменту, кПа,

який приймається за формулою (Н.2.2.) ДБН В.2.1-10-2009;

$$f_i = \sigma_{zg,i} * v_i * \text{tg} \varphi_i / (1 - v_i) + c_{п,i}$$

Несучу здатність F_{d2} за ущільненим ґрунтом у межах ущільненої зони обчислюємо у табл. при:

площі перерізу уширення A_{br} = 1.16 м²

периметру стовбуру u = 1.571 м

Периметр середини умовного фундаменту u = 4.37269 м

Табл.2. Визначення несучої здатності F_{d2} за ущільненим ґрунтом у межах ущільненої зони.

| Рівень | Позн | h _i | z _i | γ _i | v _i | φ _i | c _{п,i} | σ _{zg,i} | f _{i, ф-ла} | F _{dф, м} | R _s | F _{d2} | I _{Lsat} | I _{lnp} |
|---------------------------|--------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|------------------|-------------------|----------------------|--------------------|----------------|-----------------|-------------------|------------------|
| Рельєфу | 127.90 | 0.00 | 0.00 | 16.80 | 0.30 | 21.39 | 20.86 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Підшви ПГЕ-1 | 126.70 | 1.20 | 1.20 | 16.80 | 0.30 | 21.39 | 20.86 | 20.16 | 24.24 | 41.13 | 0.00 | 32.90 | 0.61 | 0.61 |
| ПГЕ-2 підшв ростверк | 126.25 | 0.45 | 1.65 | 16.50 | 0.30 | 20.80 | 19.96 | 27.58 | 24.45 | 56.68 | 0.00 | 45.35 | 0.70 | 0.70 |
| Підшви ПГЕ-2 | 123.40 | 2.85 | 4.50 | 17.60 | 0.34 | 20.80 | 21.13 | 77.75 | 36.34 | 203.12 | 0.00 | 162.49 | 0.70 | 0.70 |
| ПГЕ-3 Обпирання стовбу | 121.97 | 1.43 | 5.93 | 17.60 | 0.34 | 21.54 | 21.13 | 102.83 | 42.04 | 287.81 | 1032.90 | 424.95 | 0.56 | 0.56 |
| Підшви стовбуру ФПС | 121.35 | 0.62 | 6.55 | 17.60 | 0.34 | 21.54 | 21.13 | 113.83 | 44.28 | 326.93 | 1054.60 | 1435.35 | 0.56 | 0.56 |
| Центру розширення ФПС | 121.35 | 0.00 | 6.55 | 17.60 | 0.34 | 21.54 | 21.13 | 113.83 | 44.28 | 326.93 | 1054.60 | 1435.35 | 0.56 | 0.56 |
| Підшви розширення ФП | 120.73 | 0.62 | 7.17 | 17.60 | 0.34 | 21.54 | 21.13 | 124.74 | 46.49 | 367.68 | 1074.20 | 1489.77 | 0.56 | 0.56 |
| Підшви зони ущільнення | 120.40 | 0.33 | 7.50 | 17.60 | 0.34 | 21.54 | 21.13 | 130.55 | 47.67 | 389.92 | 1081.90 | 1516.13 | 0.56 | 0.56 |
| ПГЕ-3 середина від під уш | 119.95 | 0.45 | 7.95 | 19.10 | 0.30 | 17.57 | 18.10 | 139.14 | 36.98 | 413.45 | 1092.40 | 1546.64 | 0.56 | 0.56 |
| ПГЕ-3р підшва | 119.50 | 0.45 | 8.40 | 19.10 | 0.30 | 17.57 | 18.10 | 147.74 | 38.15 | 437.71 | 1102.90 | 1577.74 | 0.56 | 0.56 |
| ПГЕ-4 | 118.53 | 0.97 | 9.37 | 17.90 | 0.30 | 32.00 | 2.00 | 165.12 | 46.22 | 501.19 | 1567.27 | 2145.38 | 0.49 | 0.49 |
| ПГЕ-4 | 117.56 | 0.97 | 10.34 | 17.90 | 0.30 | 32.00 | 2.00 | 182.51 | 50.88 | 571.06 | 1602.95 | 2240.99 | 0.49 | 0.49 |
| ПГЕ-4 | 116.59 | 0.97 | 11.31 | 17.90 | 0.30 | 32.00 | 2.00 | 199.90 | 55.53 | 647.33 | 1638.84 | 2341.95 | 0.49 | 0.49 |
| ПГЕ-4 | 115.61 | 0.97 | 12.29 | 17.90 | 0.30 | 32.00 | 2.00 | 217.29 | 60.19 | 729.99 | 1675.10 | 2448.44 | 0.49 | 0.49 |
| ПГЕ-4 | 114.64 | 0.97 | 13.26 | 17.90 | 0.30 | 32.00 | 2.00 | 234.68 | 64.85 | 819.04 | 1710.99 | 2559.63 | 0.49 | 0.49 |
| ПГЕ-4 | 113.67 | 0.97 | 14.23 | 17.90 | 0.30 | 32.00 | 2.00 | 252.07 | 69.50 | 914.49 | 1746.88 | 2675.94 | 0.49 | 0.49 |
| Підшви ПГЕ-4 | 112.70 | 0.97 | 15.20 | 17.90 | 0.30 | 32.00 | 2.00 | 269.46 | 74.16 | 1016.34 | 1781.93 | 2796.43 | 0.49 | 0.49 |

F_{d3} за грунтами природного стану, які підстиляють зону ущільненого ґрунту

$$F_{d3} = \gamma_c (\gamma_g * R * A_s + u \sum \gamma_{cf} * f_i * l) = 1 * (1.8 * 598.97 * 2.79 + 389.92) = 3396.72 \text{ кН}$$

де γ_g - коефіцієнт умов роботи підстиляючого шару ґрунту, який приймається за табл.1.4

Таблиця 1.4. Значення коефіцієнта умов роботи підстиляючого шару ґрунту

| | | | | | | |
|---------------------------------|---|-----|-----|-----|-----|-------|
| Глибина пробивки свердловини, м | 2 | 2.5 | 3 | 3.5 | 5 | 4.90 |
| Коефіцієнт γ_g | 1 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 1.801 |

R - розрахунковий опір підстиляючого шару ґрунту, кПа, яке для непросадочних ґрунтів визначається за визначається за формулою (2.1.21):

$$R = \gamma_{c1} * \gamma_{c2} / k * (M_\gamma * k_z * b * \gamma + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma'_{II} + M_c * c_{II}) = 1.14 * 1 / 1 * (0.59 * 1 * 1.88 * 17.6 + 3.35 * 6.7 * 16.96 + (3.35 - 1) * 0 * 16.96 + 5.95 * 21.13) = 598.97 \text{ кПа} \quad (2.1.21)$$

R - розрахунковий опір підстиляючого шару ґрунту для просадочних ґрунтів за формулою (2.1.22)

$$R = k * p_{sl} / \alpha = 1.5 * 140 / 0.96 = 217.87 \text{ кПа} \quad (2.1.22)$$

коефіцієнт умов роботи γ_g , який приймається за табл. 1.4

$k = 1.5$ при визначенні p_{sl} за даними компресійних випробувань;

$k = 1.2$ за даними штампових випробувань;

p_{sl} - початковий тиск просідання, кПа

σ_{zg} та $\sigma_{zg,0}$ - напруга від власної ваги ґрунту відповідно на рівні гори підстиляючого шару і на рівні низу розширення, кПа

α - коефіцієнт розсіювання додаткового тиску на поверхні ґрунту природного складу, який визначається за табл. Д.1 ДБН В.2.1-10-2009.

$$F_{d3sl} = \gamma_c (\gamma_g * R * A_s + u \sum \gamma_{cf} * f_{i,m} * h_i) = 0.8 * (1.79 * 217.87 * 2.79 + 123.05) = 991.17 \text{ кН}$$

Середній писк по підшві ФПС $b = \sqrt{A_s} = 1.67 \text{ м}$ на основне сполучення навантаження №1 складає:

$$P = \frac{F_v + G}{A_s} + q = \frac{804.05}{9.03} + 0 = 89.09 \text{ кПа}$$

Коефіцієнт використання розрахункового опору R складає: $89.09 / 598.97 = 0.15 < 1$, тобто запас складає $(1 - 0.15) * 100\% = 85\%$.

Розміри ФПС використовуються з запасом 85%.

Осідання одиночної НППС з розширенням

Осідання одиночної НППС з розширенням визначаємо за формулою 27 []

$$S = 0.22 F_v / G_2 d_{br} + F_v h_k / E_b A = 0.22 * 971.49 / (9287.88 * 1.21) + 971.49 * 4.9 / (12260 * 0.2) = 0.021 \text{ м}$$

де F_v - розрахункове вертикальне навантаження на палу, кН;

d_{br} - діаметр розширення;

$E_b A_p$ - жорсткість стовбура палі на стиснення, МН;

A_p - площа перерізу стовбура м^2 ;

G_2 - модуль зрушення, Мпа, який знаходять за виразом

$$G_2 = E / (2(1 + \nu))$$

де E - модуль деформації ґрунту основи розширення палі, Мпа;

ν - коефіцієнт Пуассона ґрунту основи.

Основа приймається двошаровим, що складається з шару ґрунту з достатнім ущільненням товщиною h_s з модулем деформації зони достатнього ущільнення $E_s = 3 * E_i$ ґрунтів з природним модулем деформації.

Параметр G_2 приймають осередненим в межах $10d_{br}$ від підшви ростверку

За результатами розрахунку несучої здатності **НППС-4.9-50-1.5** з висотою стовбуру 4.9м діаметром 50см з об'ємом втрамбованого щебня 1.5 м^3 визначено:

- несуча здатність за матеріалами, що втрамбовані у дно свердловини $F_{d1}=1963.5\text{кН}$, граничне розрахункове навантаження $F_{v,1} = 1963.5/1.4=1402.5\text{кН}$ перевищує діюче навантаження $N=\Sigma F_v+G_p=611.15+193.05=804.05\text{кН}$ на 74%;

- несуча здатність за ущільненим ґрунтом в основі розширення $F_{d2}= 1360.08\text{кН}$, граничне розрахункове навантаження $F_{v,2} = 1360.08/1.4=971.49\text{кН}$ перевищує діюче навантаження $N=804.05\text{кН}$ на 21%;

- несуча здатність природного ґрунту в основі ущільненої зони $F_{d3}= 3396.72\text{кН}$, граничне розрахункове навантаження $F_{v,3} = 3396.72/1.4=2426.23\text{кН}$ перевищує діюче навантаження $N=804.05\text{кН}$ на 302%;

- несуча здатність лесового ґрунту в основі ущільненої зони при зволоженні $F_{d3,sl}= 991.17\text{кН}$, граничне розрахункове навантаження $F_{v3,sl} = 991.17/1.4=707.98\text{кН}$ менш діючого навантаження $N=804.05\text{кН}$ на 12%.

Таким чином набивна паля НППС-4.9-50-1.5 (рис.2.16) не забезпечує потрібну несучу здатність, тому необхідно збільшити об'єм втрамбованого щебню.

На рис.2.18. наведені результати розрахунку НППС-4.9-50-1.95. Тобто при збільшенні об'єму щебня до 1.95м^3 несуча здатність лесового суглинку складає $F_{d3,sl}= 1126.39\text{кН}$, граничне розрахункове навантаження $F_{v3,sl} = 1126.39/1.4=804.56\text{кН}$, що перевищує діюче навантаження $N=804.05\text{кН}$ на 0.64%.

Остаточню приймаємо фундамент під колони середнього ряду (осі Б і В) з НППС-4.9-50-1.95 з об'ємом втрамбованого щебня 1.95 м^3 .

Розрахунок НППС для колон по осях А і Г при навантаженні $N=\Sigma F_v+G_p=532.65+193.05=726.95\text{кН}$ для забезпечення несучої здатності фундаменту за властивостями просідання лесового суглинку (ІГЕ -3) достатньо втрамбувати 1.6м^3 щебня (див рис. 2.19).

НППС -4.9-50-1.95

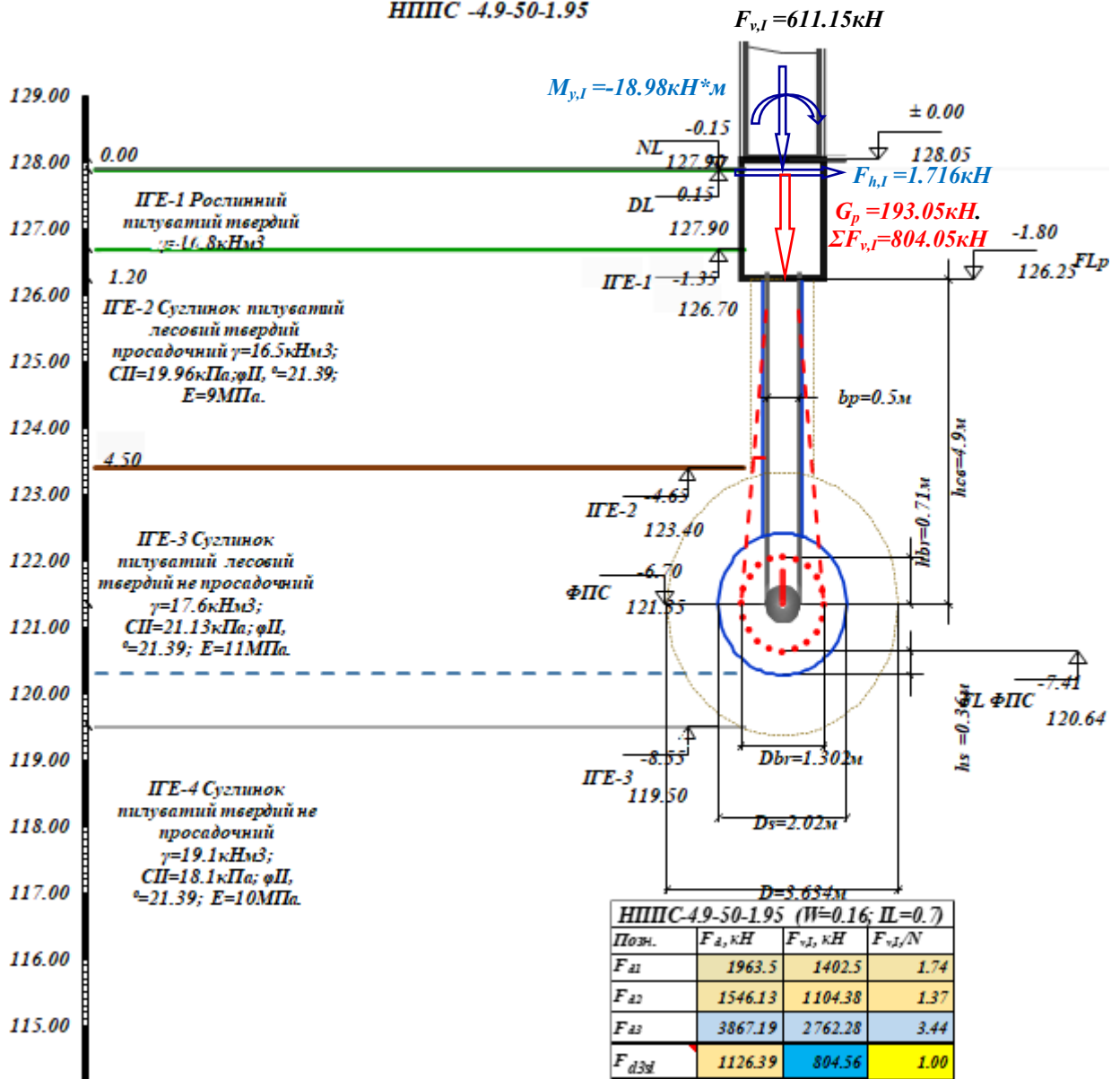


Рис. 2.18. Фундамент з НППС-4.9-50-1.95 під колони вздовж осей Б і В.

НППС -4.9-50-1.6

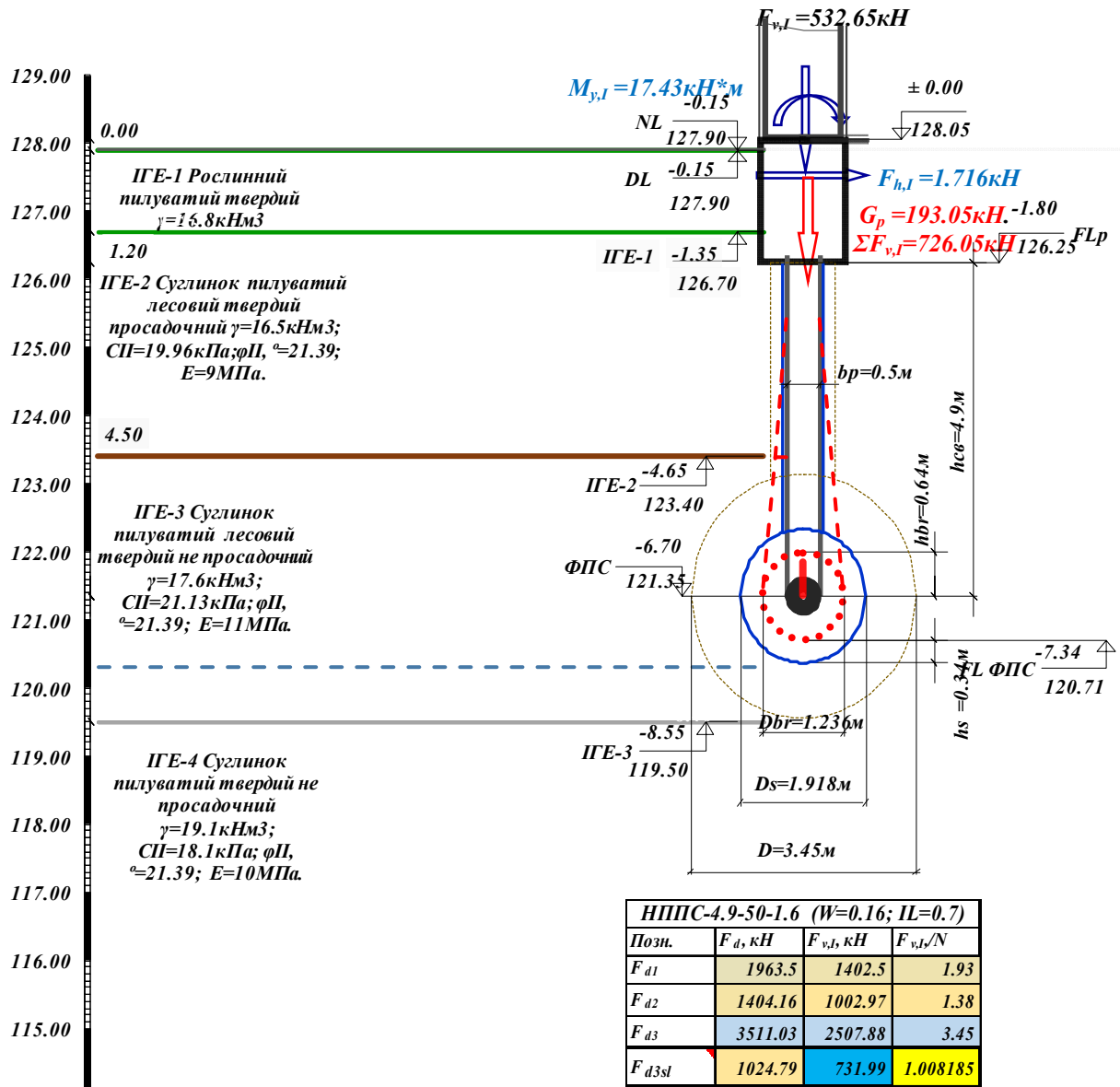


Рис. 2.19. Фундамент з НППС-4.9-50-1.6 під колони вздовж осей А і Г.

Осідання фундаментів з НППС

Розрахунок осідання виконуємо для лінійно-деформованого півпростору, що моделюється на листах EXCEL з урахуванням симетрії в вигляді чверті площини OXY з початком під центром підошви фундаменту. Крок розбивки проекції чверті основи фундаментів прийнято 0.1 м. В кожній клітинки записується формула за якою обчислюється значення шуканого параметра з прив'язкою до центру підошви фундаменту. Це дозволяє засобами EXCEL отримати значення вертикальних напружень σ_{zp} за формулою Д.5 [8]

$$\begin{aligned}
\sigma_{zp} = \frac{P}{2\pi} & \left\{ \operatorname{arctg} \frac{(x+m)(y+n)}{z\sqrt{(x+m)^2+(y+n)^2+z^2}} - \operatorname{arctg} \frac{(x+m)(y-n)}{z\sqrt{(x+m)^2+(y-n)^2+z^2}} + \right. \\
& + \operatorname{arctg} \frac{(x-m)(y-n)}{z\sqrt{(x-m)^2+(y-n)^2+z^2}} - \operatorname{arctg} \frac{(x-m)(y+n)}{z\sqrt{(x-m)^2+(y+n)^2+z^2}} + \\
& + \frac{z(x+m)(y+n)\left[(x+m)^2+(y+n)^2+2z^2\right]}{\left[(x+m)^2+z^2\right]\left[(y+n)^2+z^2\right]\sqrt{(x+m)^2+(y+n)^2+z^2}} - \\
& - \frac{z(x+m)(y-n)\left[(x+m)^2+(y-n)^2+2z^2\right]}{\left[(x+m)^2+z^2\right]\left[(y-n)^2+z^2\right]\sqrt{(x+m)^2+(y-n)^2+z^2}} + \\
& + \frac{z(x-m)(y-n)\left[(x-m)^2+(y-n)^2+2z^2\right]}{\left[(x-m)^2+z^2\right]\left[(y-n)^2+z^2\right]\sqrt{(x-m)^2+(y-n)^2+z^2}} - \\
& \left. - \frac{z(x-m)(y+n)\left[(x-m)^2+(y+n)^2+2z^2\right]}{\left[(x-m)^2+z^2\right]\left[(y+n)^2+z^2\right]\sqrt{(x-m)^2+(y+n)^2+z^2}} \right\}, \quad (Д.5)
\end{aligned}$$

в якій враховуються координати точки x і z (клітинки) проекції пружного півпростору з визначеною координатою y (для площини, що проходить через центр підосви фундаменту $y=0$), розміри (півширина m і напівдовжина n) підосви умовного фундаменту і середній додатковий тиск P по підосві фундаменту. Лист EXCEL з визначеними значеннями вертикальних напруг σ_{zp} використовуємо для реалізації визначення ущільнення кожного елементарного об'єму пружного півпростору за формулою Д.1 [8]:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zpi} - \sigma_{zyi}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zyi} h_i}{E_{e,i}} \quad (Д.1)$$

Таким чином з'являється можливість оцінити осідання не лише під центром підосви фундаменту, а ще будь якої вертикалі на відстані X від центру.

Напруження від власної ваги та модулі деформації також можливо записати для кожної точки пружного півпростору. Приклад вирішення задачі з визначення осідання основи НППС-4.9-50-1.6 наведений на рис. 2.20.

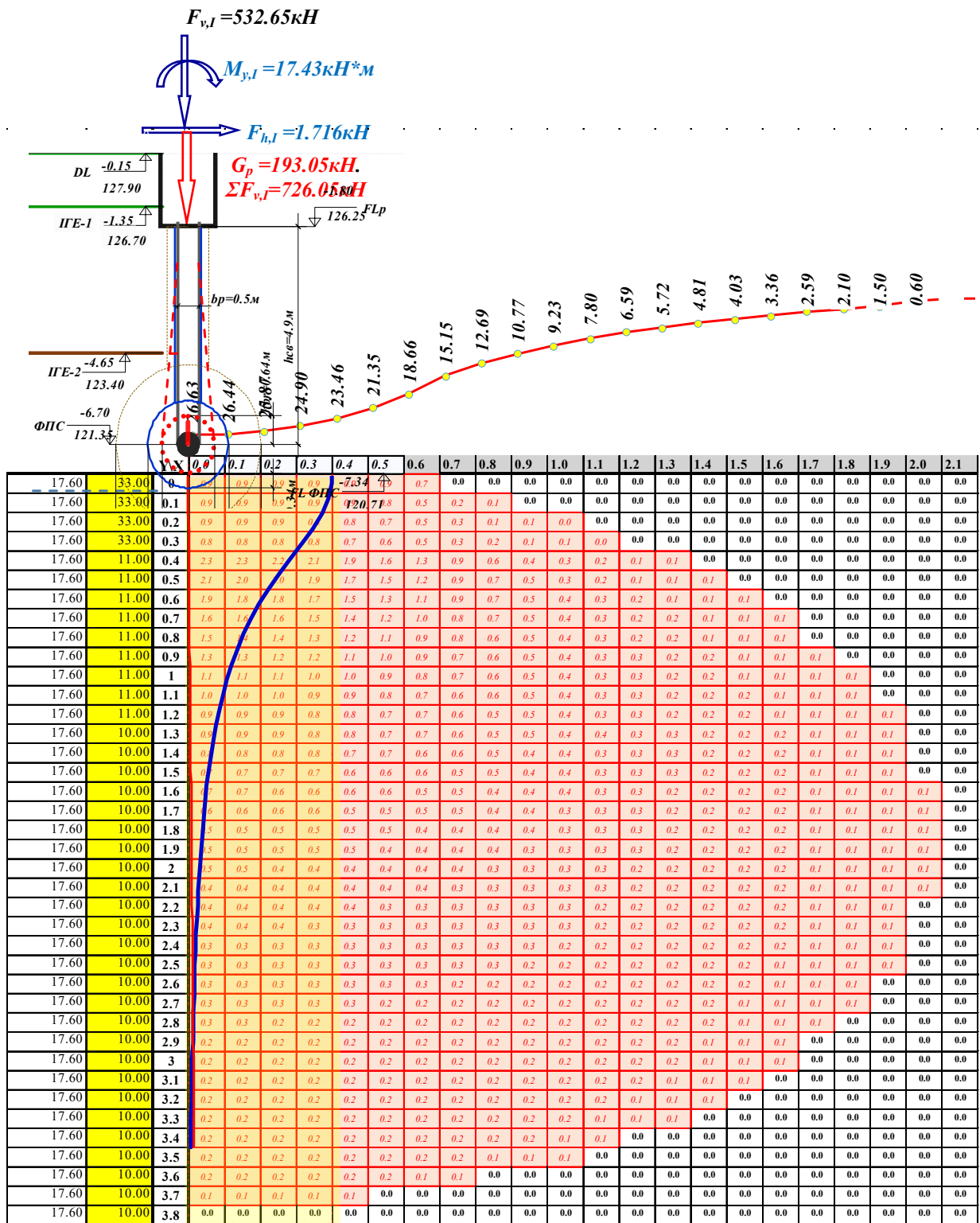


Рис. 2.20. Осідання фундаменту з НППС-4.9-50-1.6 під колони вздовж осей А і Г

Висновки:

Виконавши розрахунок осідання фундаменту з НППС-4.9-50-1.6 під колони вздовж осей А і Г за допомогою програми написаної в середовищі EXCEL (автор к.т.н., доцентом Мукосєєв В.М.) отримано осідання 26.63 мм.

2.2. Дослідження впливу об'єму ущільненого ґрунту під подошвою розширення на осідання фундаменту

Вступ

Актуальність теми

За вимогами п. 8.2.5 ДБН В.2.1-10:2018 [6] у «...розрахунках фундаментів за властивостями основ слід враховувати додаткові навантаження від матеріалів і обладнання, що розташовуються поблизу, планувальних насипів вище поверхні землі, зміни навантажень при підсиленні основ і фундаментів і реконструкції існуючих». Норми рекомендують використання програмні комплекси «ANSYS», «PLAXIS», «FEMAP», «FEM-models» для моделювання сумісної роботи будівельних конструкцій, будівель, споруд і ґрунтів основи фундаментів. Але ці ліцензійні програмні комплекси коштують більш \$15000. На практиці більшістю проектних організацій використовуються ПК «ЛІРА» і «SCAD. Рекомендацій з моделювання роботи набивних паль в пробитих свердловинах (НППС) за допомогою ПК «ЛІРА» і «SCAD в літературі і інтернет-ресурсах не знайдено. Тому вивчення моделювання осідання НППС в ПК «ЛІРА» - актуальною темою, особливо для перевірки результатів інженерних розрахунків з використанням EXCEL для доповнення комплексу програм, які розроблені на кафедрі будівельних конструкцій СНАУ і використовувались в роботах [9-16], в тому числі в розрахунку і проектуванні набивних паль в пробитих свердловинах.

Мета даної роботи – оцінка результатів визначення осідання НППС за існуючими нормативними методиками і збільшення інформаційної бази для створення нормативних документів для регламентації проектування та впровадження ефективних конструктивно-технологічних рішень фундаментів [15].

Завдання роботи:

Визначити параметри НППС, що задовільняють умовам за I та II граничним станами для будівлі що проектується.

Визначити фактори, які впливають на об'єм зони ущільнення ґрунту.

Розрахункові методи дослідження об'єкту (осідання фундаментів) плануються на базі програм автором яких є к.т.н, доцент кафедри будівельних конструкцій будівельного факультету СНАУ Мукосєєв В.М.

Методи дослідження

В роботі використаний метод теоретичного дослідження в складі:

- сходження від абстрактного поняття осідання фундаменту з НППС до конкретного осідання по різним методам розрахунку;
- ідеалізація зони ущільнення ґрунтів основи НППС;
- уявний експеримент за численним моделюванням осідання в залежності від об'єму зони ущільнення ґрунту в основі розширення НППС
- формалізація результатів чисельного моделювання впливу змінності осідання в залежності від об'єму зони ущільнення ґрунту в основі розширення НППС

Апробація результатів магістерської роботи проходила на науково-практичній конференції викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ у листопаді 2021 р.

Публікації:

Пентина О.І., Осідання набивних паль у пробитих свердловинах / Матеріали науково-практичної конференції викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (19-23 квітня 2021 р.). – Суми, 2021. – с.187.

Огляд досліджень

Набивні палі в пробитих свердловинах, незважаючи на їхню ефективність [7, 10-12], застосовуються в малих обсягах через відсутність нормативної бази (ДБН, ДСТУ). У свою чергу, розробка нормативної бази стримується недостатнім обсягом вирішення інженерних завдань розрахунку та проектування НППС. У тезах [13] наведено: «Особливості устрою ФПС розкрито в монографії Зоценко М.Л. та Винникова Ю.Л. [7], де наведено результати експериментально-теоретичних досліджень та впровадження у практику будівництва за останні 30 років. Послідовність проектування та склад проекту НППС наведено у п. 3.9

посібника [8, с.14-15]. Визначення несучої здатності НППС за жорстким матеріалом, втрамбованим у дно свердловини F_{d1} , по несучій здатності палі по ґрунту в межах зони впливу F_{d2} і несучої здатності F_{d3} природної основи палі вимагає визначення параметрів НППС, при яких досягається рівномірність всіх складових фундаментів та забезпечення сприйняття навантажень за першою групою граничних станів (рис. 2.21). Не менш важливим розділом проектування НППС є оцінка забезпечення виконання умов II граничним станом – деформаціями. Аналіз існуючих методів розрахунків просідання паливних фундаментів вказує на те, що при виборі методів визначення осідання необхідно оцінити розбіжності результатів розрахунку для прийняття більш надійного (найнебезпечнішого для спорудження) значення».

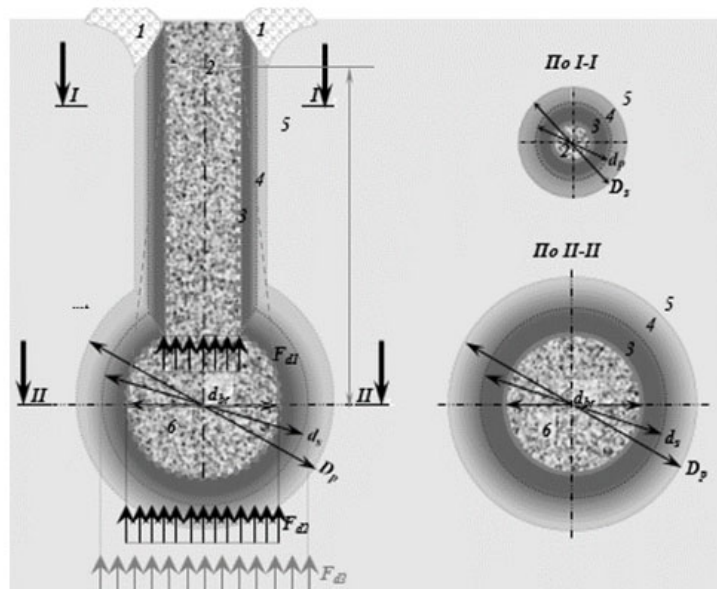


Рис.2.21. Схема формування зон впливу НППС у ґрунті: 1 - зона видавлювання ґрунту у процесі пробивки свердловини; 2 – стовбур НППС діаметром b_p ; 3 – зона достатнього ущільнення ґрунту діаметром D_s при пробивки свердловини і створення розширення; 4 – перехідна зона від розрахункового ущільнення до ґрунту природної щільності діаметром D_p ; F_{d1} - несуча здатність за міцністю матеріалу R_{cr} , який втрамбовується в дно свердловини; F_{d2} - несуча здатності за розрахунковим опором R_s ущільненого ґрунту у межах ущільненої зони ґрунту під розширенням; F_{d3} - несуча здатність за розрахунковим опором R ґрунту природного стану, що підстилає ущільнену зону.

Сучасні методи розрахунків, проектування та влаштування фундаментів з НППС розроблені завдяки роботам науковців: М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, І.В., А.М. Павліков, І.В. Мірошніченко, М.Ф. Передерій, В.М. Передерій, П.М. Омельченко, В.И. Крутов, В.К.14], И.К. Попсуенко [11], И.С. Арутюнов [11], В.С. Глухов[11,12], О.В. Хрянина [12], М.В. Глухова [12].

Норми проектування основ і фундаментів потребують виконання умов міцності, і стійкості фундаментів і грантів основи (I-а група граничних станів) та умов нормальної експлуатації за II -а групою граничних станів – деформацій і переміщень.

Розрахунок несучої здатності набивних паль у пробитих свердловинах для прийняття проектного рішення вимагає розв'язання задач дуже розгалуженого алгоритму. Однією з завдань алгоритму є визначення осідання НППС.

Визначення осідання фундаментів S з набивних паль в пробитих свердловинах за методом посібника (п. 3.22 [8]) виконують за формулою (2.1) за методом проф. Розенфельда (п. Д.11 [10]) по формулі (2.2), за методом пошарового підсумування (п. Д.11 [10]) по формулі (2.3). Ці методи відносяться до інженерних методів. Відсутність порівняння результатів розрахунків за наведеними методами ставить питання про достовірність обраного методу при розробці проекту.

У програмі дослідження передбачається за базовий варіант прийняти НППС за даними [8, с. 42-47].

Аналіз методів розрахунків вказує:

за методом посібника п. 3.22 [8] осідання визначають:

$$S = 0.22 F_v / G_2 d_{br} + F_v h_k / E_b A \quad (2.1)$$

В формулі (2.1) – недостатньо обґрунтовані вихідні данні:

2. Розрахунок осідання НППС за методом проф. Розенфельда (п. Д.11 [9]) – варіант 2 за формулою:

$$S = 1.44 \eta (p - \sigma_{zg,0}) b / [(\eta + 1) E_m] \quad (2.2)$$

За формулою (2.2) не враховуються деформації осідання стовбуру і розширення;

3. Розрахунок осідання НППС за методом пошарового підсумування (п. Д.11 [9]) за формулою:

$$S = \beta \sum [(\sigma_{zp,i} h_i) / E_{ij}] \quad (2.3)$$

За формулою (2.3) - не враховуються деформації осідання стовбуру і розширення, відсутнє обґрунтування глибини стисливої товщі.

Ці висновки вказують на актуальність уточнення методів і розробки будівельних норм розрахунків і проектування осідання НППС з обґрунтуванням вихідних даних в конкретних умовах проектування будівельних об'єктів з метою поширення впровадження високо-ефективних конструктивно-технологічних рішень фундаментно-підземної частини будівель та споруд.

Основна частина

Проектування будівель та споруд потребує визначення напружено-деформованого стану, міцності, стійкості (I- граничний стан) та граничного стану нормальної експлуатації окремих конструкцій, основ і фундаментів будівельних об'єктів. В межах даної роботи з проектування ремонтного цеху сільгосптехніки в м. Суми розглянемо шляхи прийняття раціонального конструктивно-технологічного рішення фундаментів з НППС з урахуванням впливу зони достатнього ущільнення ґрунту навколо розширення.

Враховуючи вертикальні зусилля на верхній зріз фундаментів під колони каркасу коли ґрунти основи мають особливі характеристики (слабкі, просадочні, заторфовані ґрунти та інші) необхідно приймати ефективні фундаменти, несучу здатність яких можливо коригувати під час їх влаштування.

До таких фундаментів відносяться набивні палі в пробитих свердловинах (НППС).

Для призначення параметрів фундаментів в пробитих свердловинах необхідно виконати розрахунок напружено-деформованого стану поперечника (виконано в розділі 2.1.) з визначенням зусиль (див. табл.. 2.4, 2.5), що повинні сприймати фундаменти.

За даними [17, 18] модуль деформації ущільненої зони збільшується в 3 рази відносно цього ґрунту в природному стані. Тобто існує актуальність визначення впливу розповсюдження цієї зони за глибиною.

Враховуючи що поверхня зони поширення ущільнення концентрична поверхні втрамбованого щебню і залежить від зміни пористості ґрунту, яка в свою чергу є функцією від вологості, тому розглянемо можливі зміни об'єму ущільненої зони.

Результати розрахунку осідання НППС-4.9-50-1.6 (фундамент по осі Г) виконаний при можливих змінах вологості ґрунту W наведений на рис. 2.22 -2.25.

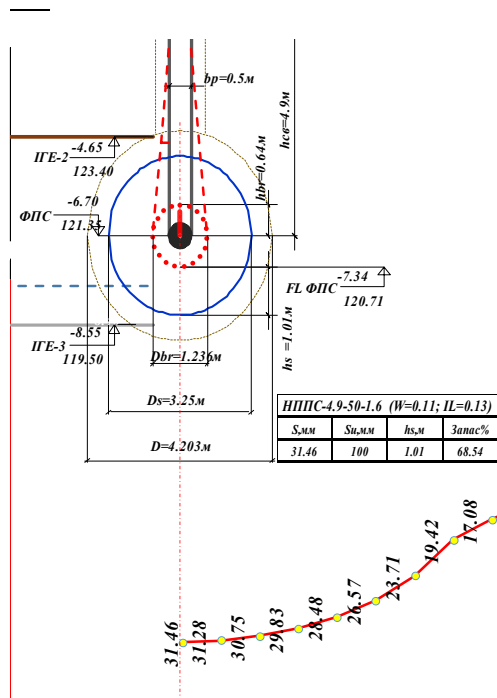


Рис. 2.22. Осідання фундаменту з НППС-4.9-50-1.6 під колони вздовж осей Г при вологості ґрунту $W=0.11$ складає 31.16 мм.

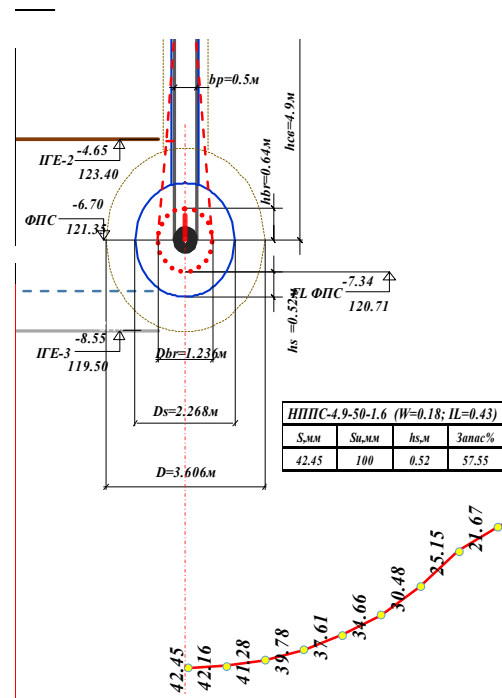


Рис. 2.23. Осідання фундаменту з НППС-4.9-50-1.6 під колони вздовж осей Г при вологості ґрунту $W=0.18$ складає 42.45 мм.

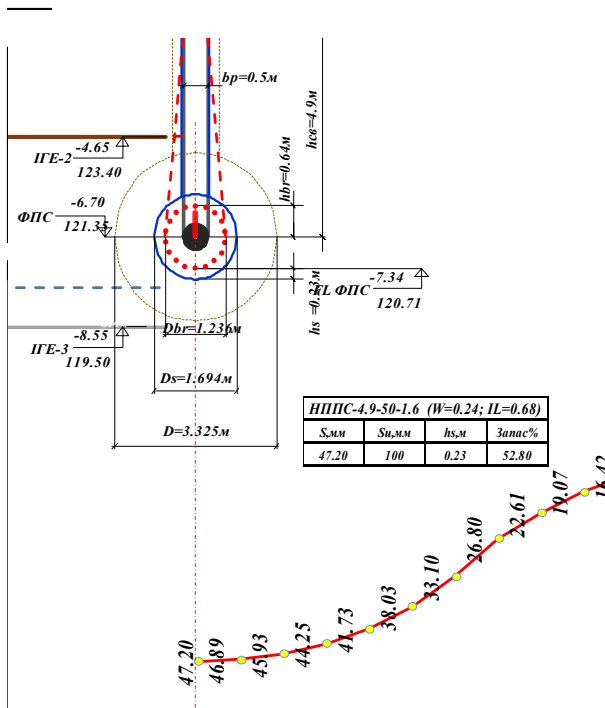


Рис. 2.24. Осідання фундаменту з НППС-4.9-50-1.6 під колони вздовж осей Г при вологості ґрунту W=0.124 складає 47.2 мм.

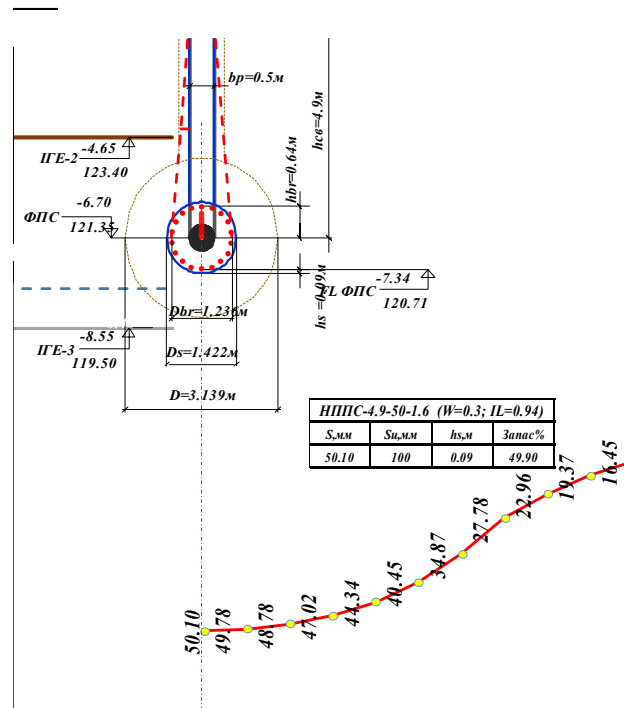


Рис. 2.25. Осідання фундаменту з НППС-4.9-50-1.6 під колони вздовж осей Г при вологості ґрунту W=0.3 складає 50.1 мм.

За результатами розрахунку побудовані графіки (рис. 2.26) залежності товщини ущільненої зони h_s і осідання з НППС-4.9-50-1.6 при змінах вологості IGE-3 лесового суглинку, в товщі якого створюється розширення.

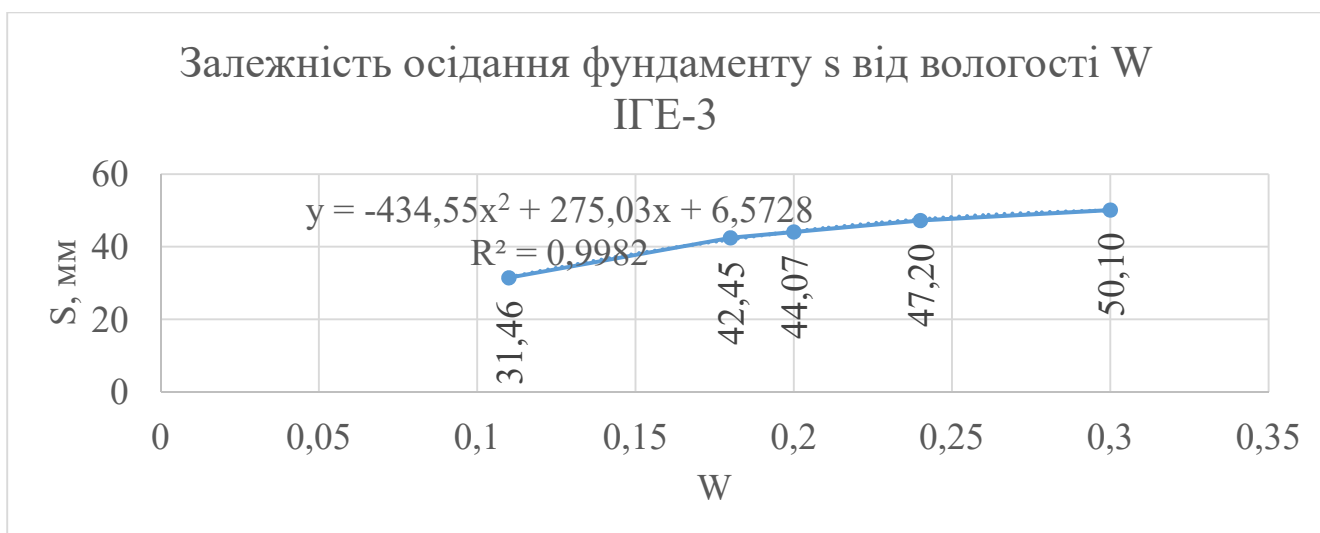


Рис. 2.26. Залежність осідання НППС-4.9-50-1.6 під колони вздовж осей Г при змінних значення вологості ґрунту W.

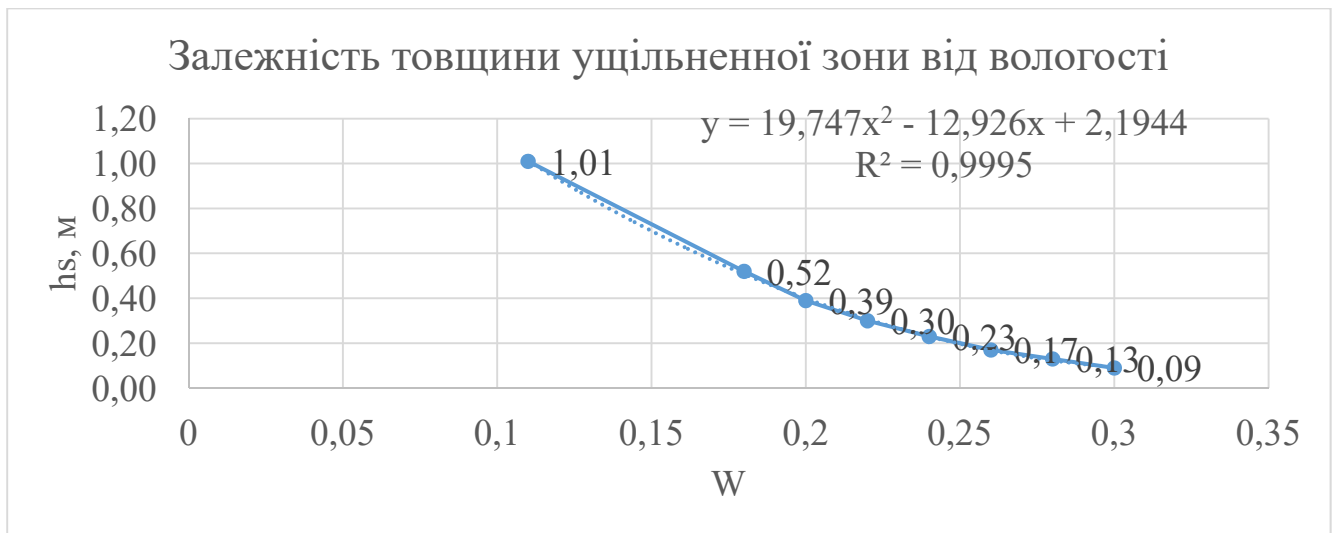


Рис. 2.27. Зміни товщини ущільненої зони h_s під подошвою розширення НППС-4.9-50-1.6 під колони вздовж осей Г при змінних значеннях вологості ґрунту W .

Висновки:

З аналізу результатів дослідження визначено:

1. При малих значеннях вологості ($W=0.11$) об'єм зони ущільнення ґрунту (синій еліпс на рис. 2.22. – 2.25.) досягає максимуму, що збільшує модуль деформації максимальної товщі ущільнення ($h_s = 1.01\text{м}$), де діють максимальні додаткові вертикальні напруги σ_{zp} (синя епюра на рис.2.27.).

2. При зволоженні ґрунт важче піддається ущільненню, тому об'єм зони ущільнення при максимальній вологості ($W=0.3$; $h_s = 0.09\text{м}$) прагне до нуля.

В інтервалі зміни вологості осідання НППС-4.9-50-1.6 може змінюватися від 30 до 50 мм. При кроці рам 6 м відносна різниця осідання може досягнути $(S1-S2)/L=(50.1-31.46)/6000=0.0031$, що перевищує граничне значення 0.002 на 55.4%.

3. При проектуванні фундаментів з набивних паль в пробитих свердловинах необхідно визначати межі можливих змін вологості ґрунту для запобігання нерівномірних деформацій сусідніх фундаментів.

РОЗДІЛ 3

ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИЙ

3.1. Підготовка об'єкта будівництва

Будівля цеху по ремонту сільгосптехніки розташована в м. Суми на резервних землях промислового призначення.

Майданчик під будівництво має рівнинний рельєф та вільний від забудови, насаджень і комунікацій.

Будівельний майданчик з Південного та Західного боків обмежений пахотними землями, з Півночі – проспектом Курським, а зі Сходу внутрішньоквартальною автодорогою.

На відстані 0,2 км від східної сторони розташована автомобільна газова заправна станція.

Транспортний зв'язок майданчика з базами будівельних матеріалів здійснюється автотранспортом.

Бетоно-розчинний вузол знаходиться на відстані 7 км. Постачання бетону та розчину на будівельний майданчик здійснюється авто бетоновозами.

В складі підготовчих робіт передбачено виконання:

- винесення меж ділянки в натуру із закріпленням межевих знаків;
- влаштування огорожі будівельного майданчику;
- очищення ділянки від рослинності та мусору;
- встановлення тимчасових допоміжних споруд (прорабська, приміщення для прийому їжі, туалет, душ, та ін.) з підключенням їх до інженерних мереж;
- планування ділянки з організацією водовідведення;
- влаштування освітлення будівельного майданчику.

Рослинний шар зрізають бульдозером і переміщують у відвал з метою використання для рекультивації. Рослинний ґрунт складають на незадіяних частинах будмайданчику.

Під час будь яких операцій з рослинним ґрунтом приймати заходи, що виключають негативний вплив на його якісні параметри.

Роботи з геодезичної розбивки виконуються до проведення земляних робіт. Кутові точки споруди що проектується закріплюють на місцевості за допомогою металевих штирів по кутах майданчику та за напрямом осей.

Креслення прив'язки мають містити інформацію щодо відстаней від точок перетину осей споруди до осей координатної сітки. Винесення точок будівлі в натуру здійснюється методом засічок. Розбивку потрібного кута в натурі виконують за допомогою теодоліта, який встановлюють у точці перетину шуканого напрямку і лінії, закріпленої на місцевості. Позначки споруди виносять на місцевість нівеліром.

3.2 Технологія виконання будівельних процесів - розробка технологічної карти на монтаж колон

Дана одноповерхова будівля має промислове призначення.

Технологічна карта призначена на монтаж колон.

Транспортування колон проводиться тягачем МАЗ-504А з причепом марки УПР-1212. Монтаж колон здійснюється пневмоколісним краном КС-5363 на виносних опорах.

Організація і технологія виконання робіт

Процес монтажу колон включає: підготовку до піднімання, стропування, піднімання з переведенням колони із горизонтального положення в вертикальне, встановлення колони в стакан фундаменту, вивірення і тимчасове закріплення, замонолічування стика.

До початку підйому колони виконують такі роботи:

- зовнішній огляд цілісності конструкції;
- перевіряють геометричні розміри;
- наносять фарбою осьові риски на чотирьох гранях колони з боку основи на висоті, що дорівнює глибині стакана фундаменту, та дублюють риски зверху колони;

- наносять риси на верхні площини фундаменту;
- очищують закладні деталі колони від бетону, бруду, а стакан фундаменту від води та сміття;

- укладають на дно стакана вирівнюючий шар жорсткого цементно-піщаного розчину або бетонної суміші. Товщину вирівнюючого шару бетону визначають за результатами геодезичної зйомки стаканів і заміру довжини колон. Бетонну суміш укладають за 3...4 год до монтажу і ущільнюють ручною трамбівкою.

Колони стикують в обхват усього поперечного перерізу елемента або через наскрізні отвори у тілі бетону і подають до місця монтажу прямовисно. Для цього застосовують рамочні, фрикційні або штирьові захвати. Колону плавно опускають у стакан фундаменту і встановлюють так, щоб риси на її нижньому кінці збіглися з рисами на фундаменті. Вивірення вертикальності колони до її знімання з гака крана виконують двома теодолітами або виском, а позначки опорних поверхонь – нівеліром.

Колони в стаканах фундаменту тимчасово закріплюють за допомогою кондукторів або інвентарних механічних пристосувань, що дозволяють утримувати колону у вертикальному положенні і здійснювати вивірення в плані. Ними можуть бути інвентарні клиноподібні вкладиші конструкції ЦНДІОМТД, що встановлюють в зазори між стінками стакана і гранями колони.

Використання сталевих, залізобетонних або дерев'яних клинів допускається виключно при відповідному обґрунтуванні в проекті виконання робіт. Перевагу віддають залізобетонним клинам, які після замонолічування залишаються в бетоні стику. Дерев'яні та сталеві клини до затвердіння бетону виймають, а порожнечу знову заповнюють бетоном.

Остаточне проектне закріплення колони у стакані фундаменту виконують бетонною сумішшю одразу ж після її встановлення і вивірення.

Розстропування колони в разі використанні напівавтоматичних стропів виконують з землі.

Згідно з прийнятим варіантом рекомендований склад машин і обладнання з визначенням технічних характеристик і кількості подано в таблиці 3.1.

Машини і обладнання

Таблиця 3.1

| Найменування машин і устаткування | Марка | Технічні характеристики | Кількість, шт |
|--|-----------|--|---------------|
| Пневмоколісний кран на виносних опорах | КС-5363 | m=21т, H _к =14м, L=5м, l=15м. | 1 |
| Причіп | УПР-1212 | ----- | 3 |
| Тягач | МАЗ-504А | m=12т | 1 |
| Траверса уніфікована | РЧ-455-69 | m=0,333т, H=1,5м, l=16т | 1 |
| Траверса уніфікована | РЧ-455-69 | m=0,18т, H=1м, l=10т | 1 |
| Траверса уніфікована | РЧ-455-69 | m=0,081т, H=1м, l=4т | 1 |

Вимоги до якості і приймання робіт

Якість виконання монтажних робіт контролюють інженерно-технічні працівники будівельно-монтажної організації, технічного нагляду замовника, авторського нагляду проектною організацією, інспекції державного архітектурно-будівельного контролю (ДАБК) згідно з вимогами ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015 і технологічними картами.

При виконанні монтажних робіт перевіряють:

- відповідність збірних конструкцій проекту;
- відповідність встановлення конструкцій робочим кресленням (вертикальність, горизонтальність суміщення осей, товщина швів та ін.);
- щільність їх примикання до опорної поверхні і одна до одної в межах допустимих відхилень;
- якість зварювання і заповнення стиків та швів;
- збереження конструктивних елементів і їх опорядження;
- виконання інших спеціальних вимог проекту.

Проміжному здаванню і прийманню схованих робіт підлягають такі конструкції і роботи:

- основи під фундаменти;

- фундаменти до їх засипання;
- опори і місця спирання конструкцій;
- зварювання і захист елементів стиків від корозії;
- герметизація стиків і швів, тощо.

При прийманні змонтованих конструкцій мають бути наявні такі документи:

- паспорти на збірні конструкції, видані підприємством-виготовлювачем;
- сертифікати на матеріали, що використані під час монтажу;
- сертифікати на електроди, що використані при зварюванні;
- робочі креслення конструкцій з нанесенням на них відхилень від проекту, що допущені в процесі монтажу і узгоджені з проектною організацією;
- журнали монтажних, зварювальних, антикорозійних робіт, заповнення і герметизації стиків;
- акти проміжного приймання змонтованих конструкцій;
- акти при зварюванні і замонолічуванні стиків;
- дані про результати інструментальної перевірки конструкцій;
- опис дипломів і посвідчень електрозварників, які працювали при монтажі конструкцій.

Граничні відхилення фактичного положення змонтованих конструкцій від проектного не повинні перевищувати величин вказаних ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015.

Підрахунок обсягів робіт з монтажу колон наведено в таблиці 3.2, а технологічна схема послідовності монтажу колон наведена на рис. 3.1.

Відомість обсягів монтажних робіт

Таблиця 3.2

| Найменування процесу | Одиниця виміру | Запис підрахунку | Обсяг робіт |
|--|-------------------|--|---------------|
| 1.Розвантаження колон з розкладкою К-2 К-1 | шт | з креслення | 40 48 |
| 2.Встановлення колон К-2 К-1 | шт | з креслення | 40 48 |
| 3.Приймання бетонної суміші з кузова самоскида К-2 К-1 | 100м ³ | 40x0,1/100 48x0,1/100 12x0,1/100 | 0,04 0,048 |
| 4.Замонолічування стиків колон у стаканах К-2 К-1 | 1 стик | з креслення | 40 48 |

Монтажний план встановлення колон

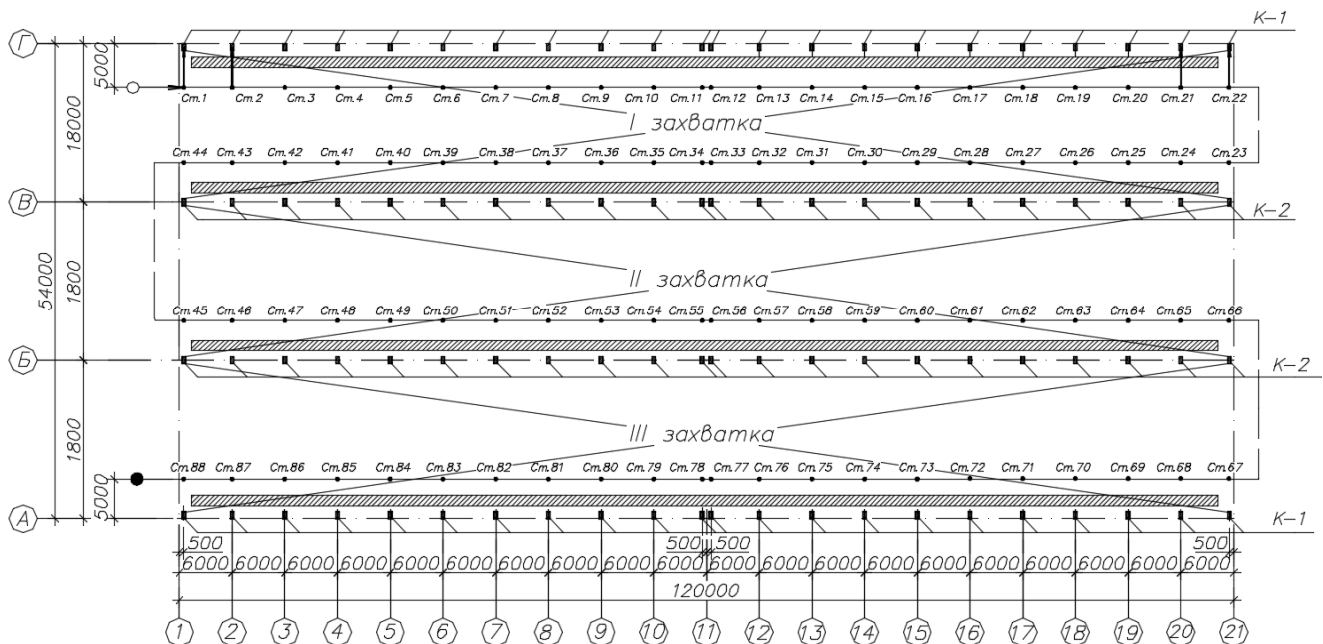


Рис. 3.1. Технологічна послідовність монтажу колон

Графік виконання робіт

Основою для складання графіка виконання робіт є обсяг робіт і калькуляція витрат праці. Графік виконання (рис. 3.2.) робіт розміщуємо на аркуші креслення

технологічної карти. У процесі побудови графіка плануємо в часі часткові потоки дотримуючись таких умов:

забезпечення технологічної послідовності часткових потоків;

дотримання необхідних технологічної та організаційної перерв між початком суміжних часткових потоків та ін.

Графік виконання робіт

| Назва часткового потоку | Одичні виміру | Об'єм робіт | Витрати праці люд.-зм. | | Прийнятій склад ланки | Тривалість потоку,зм. | Робочі дні | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|--------------------|-------------|------------------------|------------|-----------------------|-----------------------|--------------|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Робіт-ників | Маши-ніста | | | Робочі зміни | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 |
| Розвантаження колон з розкладкою К-1 К-2 | шт | 48 | 8,88 | 4,44 | 2 | 8 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 40 | 8,35 | 4,1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Встановлення колон К-1 К-2 | шт | 48 | 29,38 | 4,7 | 5 | 11 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 40 | 28,5 | 2,85 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Приймання бетонної суміші | 100 м ³ | 0,088 | 0,09 | ----- | 1 | 0,5 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Замонолічування стиків | 1 стик | 88 | 8,92 | ----- | 2 | 4 | | | | | | | | | | | | | | | | |

Рис. 3.2. Графік виконання робіт з монтажу колон

Матеріально-технічні ресурси

Всі підрахунки матеріально-технічних ресурсів виконуємо на весь обсяг робіт.

Потребу в інструменті, інвентарі і пристосуваннях визначаємо на основі аналізу трудових процесів і операцій в даній технологічній карті, використовуючи типові технологічні карти і довідникову літературу і записуємо в таблиці 3.6.

Відомості потреб в інструменті, інвентарі і пристосуваннях Таблиця 3.3

| Найменування | Нормативний документ | Тех. потреба | Призначення |
|-----------------------------|----------------------|--------------|------------------------------|
| Траверса уніфікована | ----- | 1 | Піднімання колон |
| Клин інвентарний гвинтовий | ----- | 21 | Тимчасове закріплення колон |
| Кувалда масою 4...8кг | ДСТУ Б В.2.8-23:2009 | 1 | Виконання монтажних операцій |
| Лом сталевий будівельний | ДСТУ Б В.2.8-16:2009 | 2 | Те ж |
| Скрибачка (m=1,75кг l=0,6м) | ----- | 1 | Очистка колони |

| | | | |
|---|-----------------------|---|---|
| Лопата стальна | ДСТУ 8973:2020 | 1 | Заповнення стику |
| Відро місткістю 10л | ----- | 1 | Заповнення стику |
| Вібратор глибинний | ДСТУ EN 12649:2018 | 1 | Заповнення стику |
| Поворотна баддя для бетонної суміші v=10л | ----- | 1 | Заповнення стику |
| Контейнер для інструменту і пристосувань | ----- | 1 | Зберігання інструменту і пристосування |
| Рулетка стальна РС- 20 | ДСТУ 4179-2003 | 2 | Контрольні заміри |
| Метр складальний металевий РЖ-1 | ДСТУ 4179-2003 | 2 | Контрольні заміри |
| Теодоліт типу Т-10 | ДСТУ 8955:2019 | 1 | Контроль вертикальності встановлення колон та їх позначок по висоті |
| Нівелір типу НВ-1 | ДСТУ 8926:2019 | 1 | |
| Висок будівельний | ----- | 1 | |
| Канат d=19мм, l=15м | ----- | 1 | Відтяжки |
| Косинець перевірочний 90 ⁰ | ----- | 1 | Контроль прямих кутів |
| Каска захисна | ДСТУ EN 397:2017 | 5 | Забезпечення безпечної роботи монтажників |

Потребу в конструкціях, матеріалах і напівфабрикатах визначаємо за робочими кресленнями і нормативами та записуємо в таблицю 3.4.

Відомість конструкцій, матеріалів і напівфабрикатів Таблиця 3.4

| Обгрунтування | Найменування робіт | Один. виміру. | Обсяг робіт | Потреба в конструкціях і матеріалах | | | |
|---------------|---|---------------|------------------|-------------------------------------|----------------|---------|-----------------------------|
| | | | | Найменування | Од. Вим. | Витрати | Витрати на весь обсяг Робіт |
| СРУ-93 | 1.Монтаж колон (установка колон прямокутного перерізу в стакан фундаментів споруди при масі колон від 2 до 25 т.) К-1 | 100 шт | 0,48 | Колони збірні залізобетонні | шт | 100 | 48 |
| | | | | Бетон | м ³ | 15,9 | 7,63 |
| | | | | Клинці дерев'яні | м ³ | 0,32 | 0,15 |
| | 2. Монтаж колон К-2 | 100 шт | 0,40 | Колони збірні залізобетонні | шт | 100 | 40 |
| | | | Бетон | м ³ | 57,2 | 22,88 | |
| | | | Клинці дерев'яні | м ³ | 0,45 | 0,18 | |

Техніка безпеки

Роботи з дотриманням безпечних методів монтажу виробничих будівель із збірних елементів проводять відповідно до проекту виконання робіт і вимог ДБН А.3.2-2-2009.

Монтажники проходять медичний огляд, спеціальну підготовку, здають іспити і одержують посвідчення на право виконання робіт.

Вантажопідйомні машини і такелажні пристосування до початку роботи і в процесі експлуатації проходять технічний огляд згідно з вимогами Держгірпромнагляду.

Особливу увагу приділяють стану канатів, вибракування яких здійснюють за числом обривів дроту на довжині одного кроку завивки кожної сталки. Крок завивки визначають як відстань між двома точками уздовж центральної осі

канату, між якими розміщено стільки сталок, скільки їх є в поперечному перерізі канату.

Техніко-економічні показники

Таблиця 3.5

| <i>N</i> <i>n/n</i> | <i>Найменування</i> | <i>Один.</i> <i>виміру</i> | <i>Значення</i> |
|------------------------|--|-------------------------------|-----------------|
| 1. | <i>Обсяг робіт</i> | <i>m</i> | 788 |
| 2. | <i>Нормативні витрати праці робітників</i> | <i>люд.-год.</i> | 672,82 |
| 3. | <i>Прийняті витрати праці робітників</i> | <i>люд.-год.</i> | 630,7 |
| 4. | <i>Виробіток робітника за зм.</i> | $\frac{m}{\text{люд.-зм.}}$ | 9,99 |
| 11. | <i>Продуктивність праці</i> | <i>%</i> | 106 |

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН Б.1.1-15:2012 Склад і зміст генерального плану населеного пункту
2. ДБН В.2.6-31:2016 Теплова ізоляція будівель
3. ДСТУ Б В.2.6-189:2013 Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель
4. ДСТУ EN 14351-1:2020 (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT). Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері.
5. ДБН В.1.2-14:2018» Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів».
6. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення.
7. Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс): Учебник для строит, вузов. – 4-е изд., перераб. и доп. — М.: Высш. шк., 1983—288 е., ил.
8. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд зі змінами №1 і №2.
9. Мукосеев В. Н. К анализу расчетных ситуаций оснований и фундаментов при обследованиях технического состояния зданий в условиях плотной застройки [Электронный ресурс] / Мукосеев В. Н., Н. В Мукосеев, В. А. Святышенко // Матеріали наукової конференції студентів Сумського НАУ, (12-16 листопада 2012 р.) : в 3 т. – Суми, 2012. – Т. 3. – С. 145. – Режим доступу URL: http://www.sau.sumy.ua/images/site/nauka/konfer/lustopad_2012_tom3.pdf.
10. Мукосеев В. Н. Причины неравномерных осадок здания 3/26 после возведения здания 5/28 по Мясницкому проезду в Москве / Н.Н. Трекин, В.Н.Мукосеев, Мукосеев Н.В., А.В. Быбка // Вісник Сумського нац. аграрного ун-ту. Серія: «Будівництво» / Сумський НАУ. – Суми, 2013. – Вип. 8 (17). – С. 75-87.
13. Шимків Б.А. Розрахунок осідання фундаменту споруди з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого напівпростору методом пошарового підсумування з використанням MS EXCEL / В.М Мукосеев, Б.А. Шимків // Матеріали наукової конференції студентів Сумського НАУ 2014 ((1-8 листопада 2014 р.). – Суми, 2014. – с.250.

11. Данькова А.С., Харковенко О.С. Визначення зони впливу проєктованих фундаментів на існуючу забудову/Наковий керівник Мукосєєв В.М.// Роботи – переможці Всеукраїнського конкурсу студентських наукових робіт з галузей та спеціальностей: Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія. 1 місто: URL: 120_vyrva_osidannia.pdf.

12. Проблеми проєктування набивних паль в пробитих свердловинах / Мукосєєв В. М., Савченко І.О., Соколов М.П., Великодний Д.В // Science and education: problems, prospects and innovations. Abstracts of the 5th International scientific and practical conference. CPN Publishing Group. Kyoto, Ja-pan. 2021. Pp. 727-735. URL: <https://sci-conf.com.ua/v-mezhdunarodnaya-nauchno-prakticheskaya-konferentsiya-science-and-education-problems-prospects-and-innovations-4-6-fevralya-2021-goda-kioto-yaponiya-arhiv/>.

13. Копоть С.А. Уявлення про створення НППС/Науковий керівник. В.М. Мукосєєв. Матеріали НПК викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (19-23 квітня 2021 р.) – Суми, 2021– с. 138.

14. Копоть С.А. Уточнення розрахункового опору матеріалу набивних паль в пробитих свердловинах / Науковий керівник. В.М. Мукосєєв. Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р.) – Суми, 2021– с. 173.

15. Пентина О.І. Осідання набивних паль у пробитих свердловинах/Науковий керівник. В.М. Мукосєєв. Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р.) – Суми, 2021– с. 187.

16. Бабков Є. В. Взаємовплив набивних паль у пробитих свердловинах/Науковий керівник. В.М. Мукосєєв. Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р.) – Суми, 2021– с. 156.

17. Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту: Монографія /М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2019. –346 с., іл.: 191 , табл.: 28; бібліогр. 283 назви.

18. Посібник з проектування та влаштування набивних паль у пробитих свердловинах / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, А.М. Павліков // ПолтНТУ, ДП НДІБК. – К., 2014. – 70 с.

19. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2009. – 161 с.

20. Набивні палі у пробитих свердловинах: досвід і перспективи застосування / Ю.Л. Винников, І.В. Мірошниченко, М.Ф. Передерій, В.М. Передерій, П.М. Омельченко // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (буд-во). – Вип. 83: В 2-х кн.: Кн. 2. – К.: ДП НДІБК, 2016. – С. 13 – 20.

21. СТО 36554501-018-2009. Проектирование и устройство свайных фундаментов и упрочненных оснований из набивных свай в пробитых скважинах. М. : ОАО «НИЦ "Строительство», 2010.
<https://meganorm.ru/Data2/1/4293823/4293823984.pdf>

22. Глухов В.С., Хрянина О.В., Глухова М.В. Модернизация метода расчета несущей способности свай в пробитых скважинах с уширением // Современные научные исследования и инновации. 2015. № 3. Ч. 1 [Электронный ресурс]. URL: <https://web.snauka.ru/issues/2015/03/50633> (дата обращения: 13.11.2021).

23. Пентина О.І., Осідання набивних паль у пробитих свердловинах / Матеріали науково-практичної конференції викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (19-23 квітня 2021 р.). – Суми, 2021. – с.ХХХ.

24. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. Дата актуализации: 01.01.2021. М., 2005. URL: <https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4294844/4294844883.pdf>

25. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Дата актуализации: 01.01.2021. М. - 2011. 86с. URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4293811/4293811646.htm>

26. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов. Дата актуализации: 01.01.2021. М. - 2011. 86с. URL:<https://meganorm.ru/Index2/1/4294844/4294844883.htm>

27. ДСТУ-Н Б В.1.1-27 2010 «Будівельна кліматологія».
28. ДБН В.1.2-2_2006 Навантаження і впливи.
29. Мукосеев В.Н. Программа расчета снеговой нагрузки в местах возвышений над кровлей [Текст]: научное издание / В. Н. Мукосеев, Н.В. Мукосеев // Вісник Сумського нац. аграрного ун-ту. Серія: «Будівництво» / Сумський НАУ, 2013. – Вип. 8 (17). – С. 58-61.
30. Третьак Є. С. Автоматизація визначення зони підвищеного значення снігового навантаження на покриття з комбінуванням схем / Матеріали науково-практичної конференції викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (17-20квітня 2019 р.) – Суми, 2019. – с. 88-92.
31. Третьак Є. С., Автоматизація визначення зони підвищеного значення снігового навантаження на покриття навколо надбудов / Матеріали науково-практичної конференції викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (17-20 квітня 2019 р.) – Суми, 2019. – с. 174.
32. Третьак Є.С., Соколов М.П. Пакет програм розрахунку снігового навантаження за вимогами ДБН «Навантаження і впливи». Науковий керівник: к.т.н., доц. Мукосеев В.Н. /Збірник наукових статей молодих учених, аспірантів та студентів Сумського НАУ (11-15 листопада 2019 р.) – Суми, 2019. – с. 124.
33. Третьак Є.С., Соколов М.П. Пакет програм розрахунку снігового навантаження за вимогами ДБН. Науковий керівник: к.т.н., доц. Мукосеев В.Н. «Навантаження і впливи» . Науковий керівник: к.т.н., доц. Мукосеев В.Н. /Збірник наукових статей молодих учених, аспірантів та студентів Сумського НАУ (11-15 листопада 2019 р.) –Суми, 2019. – с. 88-92.
34. ВЕСТ. Программа расчета нагрузок и воздействий по СНиП 2.01.07-85* Руководство пользователя по Scad Office приложение Вест. __URL: <http://www.studmed.ru/download/2c8001d33d9/>
35. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.
36. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування
37. Проблеми проектування набивних паль в пробитих свердловинах / Мукосеев В. М., Савченко І.О., Соколов М.П., Великодний Д.В // Science and

education: problems, prospects and innovations. Abstracts of the 5th International scientific and practical conference. CPN Publishing Group. Kyoto, Japan. 2021. Pp. 727-735. URL: <https://sci-conf.com.ua/v-mezhdunarodnaya-nauchno-prakticheskaya-konferentsiya-science-and-education-problems-prospects-and-innovations-4-6-fevralya-2021-goda-kioto-yaponiya-arhiv/>.

38. Technical Manual. Lightweight purlins. <https://www.ruukki.com/docs/default-source/b2b-documents/load-bearing-sheets/lightweight-purlins/lightweight-purlin-technical-manual.pdf?sfvrsn=20637275676580930000>

39. Методическое пособие по проектированию оснований и фундаментов на просадочных грунтах: - Москва 2020
https://www.faufcc.ru/upload/methodical_materials/mp21_2019.pdf

40. Диссертация Аникъев А.А. Упрочнение основания ленточных фундаментов наклонными щебеночными элементами, выполненными в пробитых скважинах [http://www.cstroy.ru/training/dissertatsionnyy-sovet/%D0%90%D0%BD%D0%B8%D0%BA%D1%8C%D0%B5%D0%B2%20%D0%90.%D0%90./%D0%94%D0%B8%D1%81%D1%81%D0%B5%D1%80%D1%82%D0%B0%D1%86%D0%B8%D1%8F%20%D0%90%D0%BD%D0%B8%D0%BA%D1%8C%D0%B5%D0%B2%20%D0%90.%D0%90.%20\(11%20%D1%81%D0%B5%D0%BD%D1%82%D1%8F%D0%B1%D1%80%D1%8F\).pdf](http://www.cstroy.ru/training/dissertatsionnyy-sovet/%D0%90%D0%BD%D0%B8%D0%BA%D1%8C%D0%B5%D0%B2%20%D0%90.%D0%90./%D0%94%D0%B8%D1%81%D1%81%D0%B5%D1%80%D1%82%D0%B0%D1%86%D0%B8%D1%8F%20%D0%90%D0%BD%D0%B8%D0%BA%D1%8C%D0%B5%D0%B2%20%D0%90.%D0%90.%20(11%20%D1%81%D0%B5%D0%BD%D1%82%D1%8F%D0%B1%D1%80%D1%8F).pdf)

41. Разработка конструкций набивных свай в пробитых скважинах в просадочных грунтах и методики расчета их несущей способности <https://tekhnosfera.com/razrabotka-konstruktsiy-nabivnyh-svay-v-probityh-skavazhinah-v-prosadochnyh-gruntah-i-metodiki-rascheta-ih-nesushey-spos>

ДОДАТОК А
«ПУБЛІКАЦІЇ»

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

**МАТЕРІАЛИ
ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ НАУКОВОЇ
КОНФЕРЕНЦІЇ СТУДЕНТІВ
ТА АСПІРАНТІВ, ПРИСВЯЧЕНОЇ
МІЖНАРОДНОМУ ДНЮ СТУДЕНТА**

(15-19 листопада 2021 р.)

Суми – 2021

| | |
|--|-----|
| Гребельний Д.І., Савченко Л.Г. РОЗРАХУНОК КРОКВЯНОЇ СИСТЕМИ З УРАХУВАННЯМ ЇЇ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ..... | 166 |
| Гречаниченко М.М. БІОГАЗОВА СТАНЦІЯ – КРОК НА ЗУСТРІЧ АЛЬТЕРНАТИВНИМ ВИДАМ ЕНЕРГІЇ..... | 167 |
| Гузела К.В., Бородай А.С. АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ОСОБЛИВОСТІ ЛЬОДОВИХ АРЕН | 168 |
| Дегтярьов А.С. ОБҐРУНТУВАННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ ПЛИТИ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМУВАННЯ, ЗАЦЕМЛЕНОЇ В ЦЕГЛЯНУ КЛАДКУ..... | 169 |
| Дупеха М.С. ОЦІНКА ЕНЕРГОЗБЕРЕЖЕННЯ ПРИ БУДІВНИЦТВІ..... | 170 |
| Зубченко І.В., Бородай А.С. АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ОСОБЛИВОСТІ ОКЕАНАРІУМІВ..... | 171 |
| Кербут Т.В. ОБҐРУНТУВАННЯ ПРОЕКТУ РЕСТАВРАЦІЇ ПАЛАЦУ К.Г.РОЗУМОВСЬКОГО – ПАМ'ЯТКИ АРХІТЕКТУРИ КІНЦЯ ХVIII- ПОЧАТКУ ХІХ СТОЛІТЬ В СВІТЛІ ІСТОРІЇ ТА БУДІВЕЛЬНОЇ ЕВОЛЮЦІЇ..... | 172 |
| Копоть С.А. УТОЧНЕННЯ РОЗРАХУНКОВОГО ОПОРУ МАТЕРІАЛУ НАБИВНИХ ПАЛЬ В ПРОБИТИХ СВЕРДЛОВИНАХ..... | 173 |
| Кулик В.В., Циганенко Г.М. ВАРІАНТИ ПІДСИЛЕННЯ МЕТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ФЕРМ ПОКРИТТЯ..... | 174 |
| Куліш А.І., Срібняк Н.М. ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ ЗБІРНОГО ДИСКУ ПЕРЕКРИТТЯ ДИТЯЧОГО САДКА..... | 175 |
| Лобода І.В., Шульга А.В., Роговий С.І. МОДЕЛЮВАННЯ РЕБРИСТОЇ ЧАСТИНИ МОНОЛІТНОЇ ПЛИТИ СТРИЖНЕМ ТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ..... | 176 |
| Марченко С.С., Савченко Л.Г. ПІДВИЩЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ ЖОРСТКОСТІ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ..... | 177 |
| Маслов І., Височин І.А. ВПЛИВ ТИПУ ЕЛЕМЕНТУ СТРУКТУРИ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ПЛИТИ ПОКРИТТЯ..... | 178 |
| Мироненко В.Ю. ПЛЮСИ ТА МІНУСИ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ | 179 |
| Мірошніченко Ю., Циганенко Г.М. СПИРАННЯ СТРУКТУРНИХ ПОКРИТТІВ..... | 180 |
| Монастиренко В. АКТУАЛЬНІСТЬ ЖИТЛОВОГО БУДІВНИЦТВА..... | 181 |
| Мостовий В.В., Савченко О.С. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ РІЗНИЦІ КЛАСУ БЕТОНУ ЯДРА ЖОРСТКОСТІ ТА ІНШИХ КОНСТРУКЦІЙ МОНОЛІТНО-КАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ НА ЇХ ПРОСТОРОВУ ЖОРСТКІСТЬ..... | 182 |
| Ніколаєнко Ю.В. АРХІТЕКТУРНА ВІЗУАЛІЗАЦІЯ ЖИТЛОВИХ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ КОМПЛЕКСІВ..... | 183 |
| Ніколаєнко М.Р. ВИЗНАЧЕННЯ ВЕЛИЧИНИ МАКСИМАЛЬНО ПРИПУСТИМОГО ОБПИРАННЯ ДЛЯ ПЛИТ, ЗАЦЕМЛЕНИХ В ЦЕГЛЯНУ СТІНУ..... | 184 |
| Ніфонтова А.А., Бородай А.С. МІСТОБУДІВНА ТА ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНА ОРГАНІЗАЦІЯ ПОЗАШКІЛЬНИХ НАВЧАЛЬНИХ ЗАКЛАДІВ..... | 185 |
| Павленко О.М., Савченко Л.Г. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ЗБІРНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО НАСТИЛУ НА РОБОТУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПОЛІГОНАЛЬНОЇ ФЕРМИ..... | 186 |
| Пентина О.І. ОСІДАННЯ НАБИВНИХ ПАЛЬ У ПРОБИТИХ СВЕРДЛОВИНАХ..... | 187 |
| Півторак Д.М. ПИТАННЯ РЕАЛІЗАЦІЇ РОЗРАХУНКІВ НА ПРОГРЕСУЮЧЕ РУЙНУВАННЯ БУДІВЕЛЬ..... | 188 |
| Поливода В.С. ОСОБЛИВОСТІ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БУДІВЛІ..... | 189 |
| Пугач Ф.М., Срібняк Н.М. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЗВ'ЯЗКОВОГО КАРКАСУ ПРОМБУДІВЛІ..... | 190 |
| Ракульцев А.Г. ЗАЛЕЖНІСТЬ ОПОРНИХ ЗГІНАЛЬНИХ МОМЕНТІВ В ЗАЦЕМЛЕНИХ ПЛИТАХ ПЕРЕКРИТТЯ ВІД ЖОРСТКОСТІ ОСНОВИ..... | 191 |
| Рижий О.М. АНТИКОРОЗІЙНА ОБРОБКА КОНСТРУКЦІЙ..... | 192 |
| Руденко Я.І., Височин І.А. ОСОБЛИВОСТІ ТА ВИМОГИ ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНОГО РІШЕННЯ ГОТЕЛЬНИХ КОМПЛЕКСІВ НА ПРИКЛАДІ М. СУМИ..... | 193 |
| Скрипка Є.О. ВИЗНАЧЕННЯ МОДУЛЮ ДЕФОРМАЦІЇ ПІДСИЛЕНОЇ ОСНОВИ..... | 194 |
| Спірідонов О.О., Бородай Д.С. ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНА ОРГАНІЗАЦІЯ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ..... | 195 |
| Степаненко Б.В., Бородай Д.С. ПРИЙОМИ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ ТЕАТРІВ НА ПРИКЛАДІ М. СУМИ..... | 196 |
| Тараненко С.В., Бородай Д.С. ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНА ОРГАНІЗАЦІЯ САНАТОРІЇВ ТА ЇХ ДІЛЯНОК..... | 197 |
| Тарасенко А.О. ВИПРОБУВАННЯ ЗАМОЧЕНОЇ ОСНОВИ ПІДСИЛЕНОЇ ҐРУНТОЦЕМЕНТНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ..... | 198 |
| Фесенко Я. ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ РОЗРАХУНКОВИХ СХЕМ КУПОЛЬНОГО ПОКРИТТЯ СПОРТИВНОГО КОМПЛЕКСУ..... | 199 |
| Шаповал В.А., Височин І.А. ПЕРЕДУМОВИ ФОРМУВАННЯ ТА ФАКТОРНИЙ ВПЛИВ НА ПРОЄКТУВАННЯ СПОРТИВНО ТЕХНІЧНИХ КОМПЛЕКСІВ НА ПРИКЛАДІ М. СУМИ..... | 200 |
| Ярош В.А. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ЕКОНОМІЧНІ РІШЕННЯ З ПОКРАЩЕННЯ ЛОГІСТИЧНОЇ КОНЦЕПЦІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ПІДПРИЄМСТВА..... | 201 |

ОСІДАННЯ НАБИВНИХ ПАЛЬ У ПРОБИТИХ СВЕРДЛОВИНАХ

Пентина О.І., студ. 2М курсу, ОС «Магістр», спец. «Будівництво та цивільна інженерія»
 Науковий керівник: доц. В. М. Мукосєєв
 Сумський НАУ

Особливості влаштування ФПС розкриті в монографії Зоценко М.Л. і Винникова Ю.Л. [1], де наведені результати експериментально-теоретичних досліджень і впровадження в практику будівництва за останні 30 років. Послідовність проектування і склад проекту НППС наведена в п. 3.9 посібника [2, с.14-15]. Значення несучої здатності НППС за жорстким матеріалом, втраченим у дно свердловини F_{d1} , за несучої здатністю палі по ґрунту в межах зони впливу F_{d2} та несучої здатності F_{d3} природної основи палі потребує визначення параметрів НППС, при яких досягається рівномірність усіх складових фундаменту і забезпечення сприйняття розрахункових навантажень за I-ю групою граничних станів. Не менш важливим розділом проектування НППС є оцінка забезпечення виконання умов за II граничним станом - за деформаціями. Аналіз існуючих методів розрахунків осідання палих фундаментів вказує на те, що при виборі методів визначення осідання необхідно оцінити розбіжності результатів розрахунку для прийняття більш надійного (найбільш небезпечного для споруди) значення.

Дана робота виконана за темою магістерського кваліфікаційного дослідження на тему: «Дослідження залежності осідання НППС від об'єму зони ущільнення ґрунту».

Мета даної роботи – оцінка недоліків при визначенні осідання НППС за існуючими нормативними методиками і збільшення інформації для впровадження в норми розрахунків та впровадження ефективних конструктивно-технологічних рішень фундаментів.

Завдання роботи:

1. Розрахувати осідання НППС за методом посібника (п. 3.22 [2]) – варіант 1 за формулою:

$$S = 0.22 F_v / G_2 d_{br} + F_v h_k / E_b A$$

2. Розрахувати осідання НППС за методом проф. Розенфельда (п. Д.11 [3]) – варіант 2 за формулою:

$$S = 1.44 \eta (p - \sigma_{zg,0}) b / [(\eta + 1) E_m]$$

3. Розрахувати осідання НППС за методом пошарового підсумування (п. Д.11 [3]) – варіант 1 за формулою:

$$S = \beta \sum [(\sigma_{zp,i} h_i) / E_i]$$

4. Визначити найбільш надійний метод визначення осідання фундаментів з набивних палей в пробитих свердловинах

У програмі дослідження передбачається за базовий варіант прийняти НППС за даними [2, с. 42-47].

Аналіз методики розрахунків вказують:

1. за варіантом 1 – недостатньо обґрунтовані вихідні данні:
 - призначення параметру G_2 без конкретизації верхньої межі $10d_{br}$;
 - призначення жорсткості стовбуру без врахування підвищення модулю деформації з глибиною розташування перерізу;
2. за варіантом 2:
 - не враховуються деформації осідання стовбуру і розширення;
3. за варіантом 3:
 - не враховуються деформації осідання стовбуру і розширення;
 - відсутнє обґрунтування глибини стисливої товщі.

Ці висновки вказують на актуальність уточнення методів і розробки будівельних норм розрахунків і проектування осідання НППС з обґрунтуванням вихідних даних в конкретних умовах проектування будівельних об'єктів з метою поширення впровадження високо-ефективних конструктивно-технологічних рішень фундаментно-підземної частини будівель та споруд.

Розрахункові методи дослідження об'єкту (осідання фундаментів) плануються на базі розробок програм кафедрою будівельних конструкцій будівельного факультету СНАУ.

Список використаної літератури:

1. Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту: Монографія / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2019. – 346 с., іл.: 191, табл.: 28; бібліогр. 283 назви.
2. Посібник з проектування та влаштування набивних палей у пробитих свердловинах / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, А.М. Павліков // ПолтНТУ, ДП НДІБК. – К., 2014. – 70 с.
3. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2009. – 161 с.