

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій

РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

ОС « МАГІСТР »

На тему: *9 поверховий житловий будинок в м. Бориспіль*

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

Виконав: *студент 2м курсу
Копоть Сергій Анатолійович*

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**

Копоть Сергій Анатолійович

1. Тема роботи: 9 поверховий житловий будинок в м. Бориспіль

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: Копоть Сергій Анатолійович

Тема кваліфікаційної роботи: «9 поверховий житловий будинок в м. Бориспіль»

Склад кваліфікаційної роботи:

Архітектурно-будівельний розділ: *розроблено ситуаційний і генеральний план, фасади, план першого поверху, повздовжній розріз, прийнято конструктивне рішення, опорядження, інженерне обладнання. Перевірено теплотехнічні показники зовнішньої стіни, перекриття 9-го поверху та віконного заповнення*

Дослідницько-розрахунковий розділ: *Обґрунтована тема дослідження впливу міцності втрабованого матеріалу на несучу здатність НППС за результатами аналізу існуючих публікацій. Виконано розрахунок моделі будівлі в ПК ЛИРА-САПР, проведена перевірка жорсткості і міцності конструкції будівлі з виконання умов за граничними станами. Наведено результати розрахунку арматури фундаментної плити, визначені зусилля, що передаються фундаментною плитою на палі. Виконано тестування програми EXCEL для розрахунків і дослідження впливу виду матеріалу розширення на даних прикладу посібника. Проаналізовані результати розрахунку НППС з гравійним піском при різних глибинах пробивання свердловини.*

Технологічно-організаційний розділ: *Організаційний розділ містить характеристику будівельного майданчику, розроблену технологічну карту на виконання робіт з бетонування фундаментної плити, питання техніки безпеки, умови приймання робіт і ТЕП техкарти*

Перелік графічної частини кваліфікаційної роботи:

Лист 1: *Генеральний план. Ситуаційний план.*

Лист 2: *Фасад Ф_б-А_б. Фасад 24_б-1_б.*

Лист 3: *План першого поверху*

Лист 4: *Розріз 1-1*

Лист 5: *Фундаментна плита*

Лист 6: *Тема. Мета. Завдання дослідження. Порівняльні розрахунки несучої здатності НППС.*

Висновок.

Лист 7: *Технологічна карта на влаштування фундаментної плити*

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	7
1.1. Ситуаційний план	7
1.2. Об'ємно-планувальне рішення	9
1.3. Архітектурно-конструктивне рішення	10
1.4. Інженерні-розрахунки	13
РОЗДІЛ 2 ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ	15
2.1. Розрахунок напружено-деформованого стану і міцності конструкції проектуємої будівлі	15
2.2. Дослідження впливу міцності втрамбованого матеріалу на граничне навантаження НППС	29
РОЗДІЛ 3 ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИЙ	49
3.1. Підготовка об'єкту будівництва	49
3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічної карти на бетонування фундаментної плити	50
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	67
ДОДАТОК А «Публікації»	72

ВСТУП

В наш час головним завданням є докорінна реорганізація капітального будівництва та підвищення його ефективності. Реалізація цього завдання повинна розроблятися шляхом послідовного перетворення будівництва в єдиний промислово-будівельний процес зведення об'єктів, покращення та використання номенклатури будівельних матеріалів та конструкцій, забезпечення будівництва високовиробничою технікою, широкого залучення прогресивних науково-технічних досліджень, ресурсо- та енергозберігаючих технологій, економічних, об'ємно-планувальних рішень та організаційно-технологічних рішень, підвищення якості розробки документації та удосконалення проектно-кошторисної справи.

Житлове будівництво – одна з найбільш важливих галузей будівництва. Сьогодні в цій галузі ситуація складається не найкращим чином, у зв'язку із стрімким зниженням закупівельної спроможності населення та майже повною зупинкою ринку іпотечного кредитування. З підвищенням цін на всі види будівельних товарів і техніку зросли ціни на житлову площу. Тому житлово-побутові проблеми загострилися ще більше.

Сучасне будівництво розвивається на базі монолітного домобудування.

Це дає значне підвищення ефективності капітальних вкладень, зниження матеріалоємності та вартості будівель, скорочення термінів будівництва, зниження трудовитрат на основі прискорення науково-технічного прогресу.

Передбачені заходи по опорядженню будівлі, мають задовольняти архітектурно-художнім і естетичним вимогам до зовнішнього вигляду, та вимогам з енергозбереження за рахунок використання сучасних утеплювачів в огорожуючи конструкціях. Влаштування на території забудови озеленіння і збереження існуючих дерев має зберегти природній баланс.

Орієнтація будинку прийнята меридіальною, що в свою чергу поліпшує інсоляцію окремих кімнат квартир.

Для збереження родючого шару ґрунту, перед початком будівництва проводиться зрізання шару ґрунту з подальшим його поверненням на дворову територію, для створення належного ландшафтного дизайну.

Вертикальне планування ділянки вирішено в відповідності до рельєфу та природних умов сусідніх ділянок в ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям.

Вертикальне планування вирішене способом проектних горизонталей. При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Відведення поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийняте поверхневе, розсереджене за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних ухилів доріг передбачено 5‰ нахил ділянки забудови (метод проектних позначок), дорогою шириною 4 та 6 м.

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

Розрахункова зимова температура -24°C . Розрахункова глибина промерзання ґрунту 1.2 м.

Планування зелених насаджень пов'язане з розміщенням інженерних комунікацій і є складовою частиною об'ємно - планувального рішення забудови ділянки. Для озеленення прийнято стандартний посадковий матеріал у відповідності з асортиментом місцевих плодородсадників. Також передбачено улаштування трав'яних газонів парникового типу з посівом трьох видів трав: спориш – 60%, лисохвіст кущовий – 30% та конюшина біла – 10%. Листяно – декоративні дерева: каштан, береза, клен, липа. Хвойні дерева: ялина, сосна, туя. Чагарники: бузок, жасмін, шипшина.

Техніко-економічні показники генерального плану:

площа ділянки – 18732 м²;

площа забудови – 1841,93 м²;
 площа покриття доріг – 3123,8 м²;
 площа майданчиків – 778 м²;
 площа озеленення – 1661,6 м²;
 % забудови – 9,83%;
 % озеленення – 69,17%.

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Проектуєма будівля – житловий будинок, прямокутний в плані з розмірами в крайніх осях 53,3 x 31,8м. Будівля 9-ти поверхова, висота поверху 3,3м. Загальна висота будівлі 36,2 м. Під будівлею розташоване технічне підпілля висотою 3,8м.

Будівля двох секційна. Експлікація квартир по секціях в табл.1.1.

Експлікація квартир

Таблиця 1.1

№з/п	Позначення і розташування квартир	Площа, м ²	Примітка	
			Кіл-ть приміщ.	Примітка
1	2	3	4	5
1.	1А (секція 2, поверхі 1-9)	56,82	17	
2.	1Б (секція 2, поверхі 1-9)	55,87	9	
3.	1В (секція 2, поверх 1)	47,78	1	
4.	2А (секція 2, поверхі 1-9)	80,50	9	
5.	3А (секція 1, поверхі 1-9)	111,96	17	
6.	3Б (секція 1, поверхі 1-9)	104,22	18	
7.	3В (секція 2, поверхі 1-9)	101,68	9	

Вхід в підвал розташований поряд з крильцем парадного входу.

Вхід до будівлі здійснюється двома шляхами через сходинову клітину та через хол з ліфтами що з'єднуються між собою переходом через балкон.

Для вертикального сполучення між поверхами передбачені східцеві клітини з ліфтовими шахтами на 1 пасажирський ліфт вантажопідйомністю 400 кг і 1 вантажний ліфт, вантажопідйомністю 800 кг.

Згідно ДБН клас будинку – СС3.

Ступінь довговічності - II.

Ступінь пожежостійкості - II.

1.3 Архітектурно-конструктивне рішення

Будинок є каркасним. Конструктивна схема будівлі - сітка несучих пілонів з діафрагмою жорсткості у вигляді з/б стін сходиноквої клітини.

Фундаменти представлені у вигляді з/б монолітної фундаментної плити що виконується по палювому полю з НППС. Зовнішні цокольні стіни – монолітні з/бетонні з утепленням та облицюванням цеглою (утеплювач ROCKWOOL об'ємною вагою 145 кг/м³) загальною товщиною 620 мм. Внутрішні – монолітні з/бетонні стіни товщиною 200мм.

Вертикальна гідроізоляція виконується обробленням гарячим бітумом за 2 рази зовнішньої поверхні фундаментів. По периметру будівлі влаштовується вимощення шириною 1,0 м з асфальтобетону 60 мм, щебню 150 мм, ущільненого ґрунту.

Гідроізоляція передбачена горизонтальна по верхньому обрізу фундаменту із цементно-піщаного розчину складу 1:2, та вертикальної обмазки бітумом за 2 рази.

Зовнішні стіни 1-го поверху тришарові цегляні з утеплювачем ROCKWOOL товщина з утеплювачем - 500 мм, а з 2-го по 9-й поверхи - двох шарові цегляні з утеплювачем PAROC FAS-4 загальною товщиною 370 мм.

Внутрішні стіни – цегляні товщиною 250мм, та монолітні з важкого бетону $\gamma = 2500$ кг/м³, товщиною 200мм. Специфікація перемичок в табл. 1.2.

Специфікація перемичок

Таблиця 1.2

Позиція	Марка виробу	Розміри, мм			Об'єм бетону, м ³	Маса, т	Кількість
		b	l	h			
Перемички брускові							
1	2ПБ-19-3-П	120	1940	140	0,028	0,081	248
2	2ПБ-13-1-П	120	1290	140	0,022	0,054	292
3	2ПБ-10-1-П	120	1030	140	0,017	0,043	439
4	2ПБ-26-4-П	120	2590	140	0,044	0,109	118
5	2ПБ-22-3-П	120	2200	140	0,037	0,092	120
6	2ПБ-16-2-П	120	1550	140	0,026	0,065	4

Перекрыття з/б монолітне суцільне розміром на всю будівлю з важкого бетону кл. С12/15 товщиною 200 мм.

Східцеві елементи збірні з залізобетонних східцевих маршів з напівплощадками по серіям 1.050.1-2 вип. 1 (див. табл. 1.3).

Специфікація залізобетонних східцевих маршів Таблиця 1.3

Позиція	Марка виробу	Розміри, мм			Об'єм бетону, м ³	Маса, т	Кількість
		b	l	h			
Сходишкові марші							
7	ЛМП 57.11.17-5	1150	5650	1650	0,95	2,40	29

Підлоги: з лінолеуму (житлові кімнати, кухні, внутрішньо квартирні коридори), з керамічної плитки (санвузли, балкони і лоджії, місця загального користування).

Специфікація підлог Таблиця 1.4

	<p style="text-align: center;">Підлога з лінолеуму Лінолеум на тепло звукоізолюючій підоснові -5 мм. Стяжка з бетону В-7,5 -45 мм. Жорстка мінераловатна плита 50мм. Залізобетонна плита перекрыття -200 мм.</p>
	<p style="text-align: center;">Підлога з керамічної плитки Керамічна плитка – 8 мм. Стяжка з бетону В -7,5 -45мм. Жорстка мінераловатна плита 50мм. Залізобетонна плита перекрыття -200 мм.</p>

Примітка: в санвузлах під керамічною плиткою передбачена гідроізоляція – 1 шар руберойду на мастиці з заведенням на стіни на висоту 250мм.

Вікна металопластикові індивідуального виготовлення.

Всі вікна виконуються в потрійному засклінні.

Вікна влаштовуються наступним чином:

віконні блоки кріпляться до цегляної кладки за допомогою клясерів, які в свою чергу кріпляться до кладки дюбелями швидкого монтажу 6х60мм;

шви заповнюються монтажною піною;

з внутрішнього боку на цементно-піщаному розчині укладають підвіконну дошку з невеликим нахилом в бік приміщення;

з зовнішнього боку стіни влаштовуються відкоси з цементно-піщаного розчину, а на нижню горизонтальну поверхню влаштовують відлив з покрівельної сталі.

Для **покрівлі** в будинку прийнято наплавляємо мембрану з двох шарів євроруберойду «Акваізол». Для утворення ухилу покрівлі виконується шар керамзитобетону товщиною 20-260 мм. Утеплювач - мінераловатна плита «ROCKWOOL» марки «DACHROCK» та «STROPROCK». Склад покрівлі відображено на кресленнях розрізу будівлі.

Зовнішнє оздоблення стін:

- водоемульсійне декоративне пофарбування «TRIORA»
- шпаклювання фасадною шпаклівкою «TRIORA»
- штукатурка суміщу ШЦ-2 по синтетичній сітці 5х5мм

Навколо будинку виконується вимощення шириною 1,0м для відводу дощових та талих вод.

Вхідні двері красяться масляною фарбою.

Внутрішнє оздоблення. Стіни та перегородки штукатуряться поліпшеною штукатуркою марки ШЦ-2 фірми «Полімін» - на основі цементу, з пластифікуючими домішками. В санвузлах виконуються облицювання керамічною плиткою. Стелі фарбуються водоемульсійною фарбою.

Інженерно-технічне обладнання. Джерелом водозабезпечення служить існуюча система міста. Зовнішня водопровідна система запроектована із поліетиленових напірних труб Ø 110 мм по ДСТУ EN 12201-2:2018 які закладаються на глибину 1.8 м від поверхні землі. Аналогічно запроектовано і забезпечення гарячою водою. Система каналізації прийнята самопливна з керамічних труб Ø 150 мм по ДСТУ Б В.2.5-57:2011 в каналізаційну систему міста.

Опалення – центральне з чавунних радіаторів М140-10 та конвекторами КН-20 температурою 70-95°С.

Вентиляція – природна

Газопостачання – від зовнішньої мережі

Електропостачання – 2 категорії, напруга 380/220 В

Освітлення – світлодіодні лампи.

1.4. Інженерні-розрахунки

Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін

Приймаємо конструкцію стінової огорожі (див. рис.1.4.1):

1) поліпшена штукатурка: $\delta_1 = 0,02\text{м}$, $\lambda_1 = 0,81 \text{ Вт/м}^*\text{К}$

2) утеплювач: PAROC FAS-4 $\delta_2 = 0,1 \text{ м}$, $\lambda_2 = 0.038 \text{ Вт/м}^*\text{К}$

3) цегляна кладка: $\delta_3 = 0,25\text{м}$, $\lambda_3 = 0,81 \text{ Вт/м}^*\text{К}$

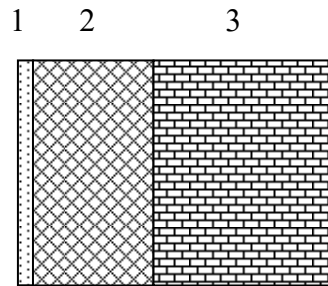


Рис.1.4.1. Конструкція стінової огорожі

Зона будівництва – 1

Нормативний опір теплопередачі $R_{0\text{тр}} = 3,3 \text{ м}^2*\text{К/Вт}$

Формула опору теплопередачі:

$$R_0 = R_B + \delta_1 / \lambda_1 + \delta_2 / \lambda_2 * 1.2 + \delta_3 / \lambda_3 + R_H ; \text{ м}^2*\text{К/Вт}$$

$$R_B = 0.115 \text{ м}^2*\text{К/Вт} \quad R_H = 0.05 \text{ м}^2*\text{К/Вт}$$

Заходимо опір теплопередачі конструкції стіни:

$$R_0 = 0.115 + 0,02/0,81 + (0,1/0,038)*1.2 + 0,25/0,81 + 0.05 = 3,64 > R_{0\text{тр}} = 3,3 \text{ м}^2*\text{К/Вт}$$

Висновок: умова виконується - конструкція стіни задовольняє теплотехнічним вимогам.

Теплотехнічний розрахунок перекриття 9-го поверху

Ц/п стяжка М100 армована сіткою 100x100x4: $\delta_1 = 0,05\text{м}$, $\lambda_1 = 1,75 \text{ Вт/м}^*\text{К}$

Мінеральна плита марки «STROPROCK»: $\delta_2 = 0,15\text{м}$, $\lambda_2 = 0,04 \text{ Вт/м}^*\text{К}$;

Ц/п стяжка М50: $\delta_3 = 0,02\text{м}$ $\lambda_3 = 0,81 \text{ Вт/м}^*\text{К}$

Монолітна плита перекриття: $\delta_4 = 0,2\text{м}$, $\lambda_4 = 1,75 \text{ Вт/м}^*\text{К}$

$$R_0 = R_B + \delta_1 / \lambda_1 + \delta_2 / \lambda_2 + \delta_3 / \lambda_3 + \delta_4 / \lambda_4 + R_H =$$

$$= 0,115 + 0,05 / 1,75 + 0,15 / 0,04 + 0,02 / 0,81 + 0,2 / 1,75 + 0,05 = 4,06 > 2,7 = R_{0\text{тр}}$$

Висновок: умова виконується - конструкція покрівлі задовольняє теплотехнічним вимогам.

Теплотехнічний розрахунок віконних заповнень

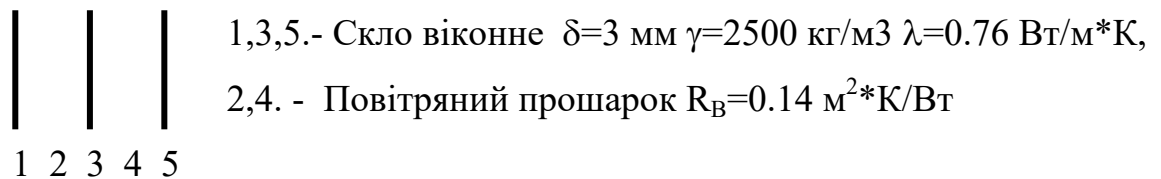


Рис. 1.3. Конструкція двокамерного склопакета

$$R_0 = R_B + \delta_1 / \lambda_1 + R_B + \delta_2 / \lambda_2 + R_B + \delta_3 / \lambda_3 + R_H =$$
$$= 0.115 + 0.003 / 0.76 + 0.17 + 0.003 / 0.76 + 0.17 + 0.003 / 0.76 + 0.05 = 0.51 > R_{0\text{т}} = 0.51$$

Висновок: Тришарове (двокамерне) заскління задовольняє вимогам з опору теплопередачі.

Усі прийняті конструктивні рішення задовольняють теплотехнічним вимогам.

РОЗДІЛ 2

ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ

2.1. Розрахунок напружено-деформованого стану і міцності конструкції проектуємої будівлі

Вихідні данні для створення моделі будівлі в ПК «ЛИРА-САПР»

Проектування фундаментів з НППС для 9 поверхового житлового будинку в м. Бориспіль потребує визначення напружено-деформованого стану, міцності, стійкості (I- граничний стан) та граничного стану нормальної експлуатації (II - граничний стан) окремих конструкцій, основ і фундаментів. В даній роботі проведено дослідження параметрів втрамбованого матеріалу з метою прийняття раціонального варіанту матеріалу фундаментів та навколишнього ґрунту з забезпеченням вимог ДБН [5].

Враховуючи вертикальні зусилля на верхній зріз палі під фундаментною плитою в заданих ґрунтових умовах приймаємо ефективні фундаменти, несучу здатність яких можливо коригувати під час їх проектування і 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 з визначенням зусиль, що повинні сприймати палі.

Будівельний майданчик розташовано у м. Бориспіль Київської обл.

Кліматична характеристика району згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27 2010 «Будівельна кліматологія» [26]:

Кліматичний район будівництва - I Північно-західний.

Середня температура зовнішнього повітря по місяцях (Рис. 2.1)

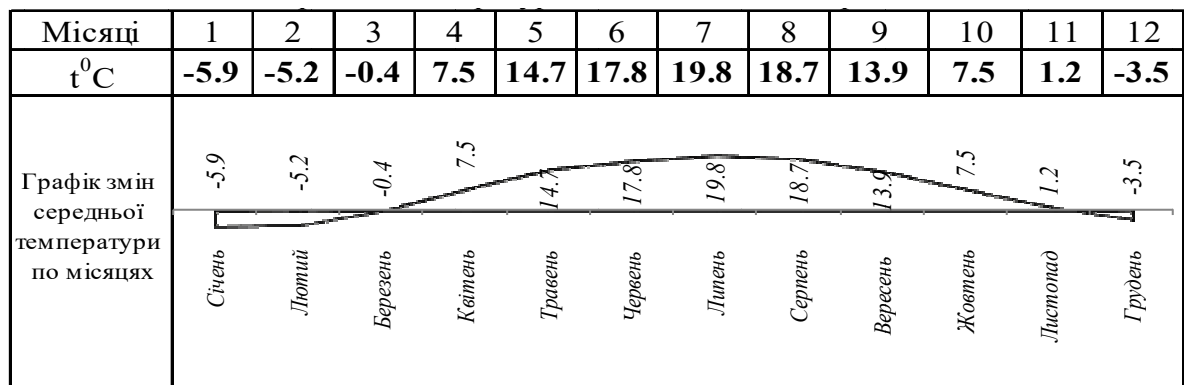


Рис. 2.1. Температура повітря у м. Бориспіль по місяцях.

Снігове навантаження. За вимогами ДБН В.1.2-2_2006 [29]:

«Сніговий район — 5-й. Характеристичне значення ваги снігу на горизонтальну поверхню становить $S_0=1570\text{Па}$ ($S_e=1570\text{Па}$); граничне значення снігового навантаження (п.8.2) [29] становить: $S_m=\gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C=1.04 \cdot 1.57 \cdot 1=1.63\text{кПа}$.»

Тут: $\gamma_{fm}=1,04$ - коефіцієнт надійності за граничним розрахунковому значенню снігового навантаження при експлуатації $T=60$ років»

Вітрове навантаження

Коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,$$

де $\mu=1$ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який визначається за 8.7, 8.8 [29];

$C_e = 1$ – коефіцієнт режиму експлуатації покрівлі і визначається за 8.9 [29];

$C_{alt} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти, що визначається за 8.10 [29].

Квазіпостійне значення снігового навантаження і (п.8.4 ДБН В.1.2-2) становить:

$$S_p = (0.4 S_0 - S) \leq (0.4 \cdot 1.57 - 0.16) \cdot 1 = 0.468\text{кПа}.$$

Вітровий район - 1-й. Характеристичний тиск вітру – 380Па

Тип місцевості - *IV – міські території, на яких принаймні 15% поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту понад 15 м.*

Характеристичне значення вітрового тиску за додатком Е ДБН [29] у м. Бориспіль Київської області становить: $W_0 = 0.37\text{кПа}$.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C,$$

де γ_{fm} коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням

вітрового навантаження за п.9.14 ДБН В.1.2 - 2:2006 становить

$$\gamma_{fm} = 1.04.$$

C коефіцієнт, визначений за п.9.7 ДБН [29] за формулою:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d,$$

де C_{aer} - аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за п.9.8
Аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за 9.8 та за схемою 1 додатка I
приймаємо:

- при напрямку тиску вітру на поверхню $C_{e1}=0.8$;
- при напрямку тиску вітру від поверхні $C_{e2}=0.6$;

C_h - коефіцієнт висоти споруди, що визначається за п. 9.9 [29] наведено на
рис.2.4;

$C_{alt}=1$ - коефіцієнт географічної висоти, що визначається за п 9.10 [29] при
 $H=0.129\text{км} < 0.5\text{км}$;

$C_{rel}=1$ - коефіцієнт рельєфу, що визначається за 9.11 [29] ;

$C_{dir}=1$ - коефіцієнт напрямку, що визначається за 9.12 [29] ;

$C_d=0.95$ - коефіцієнт динамічності за п. 9.13 [29].

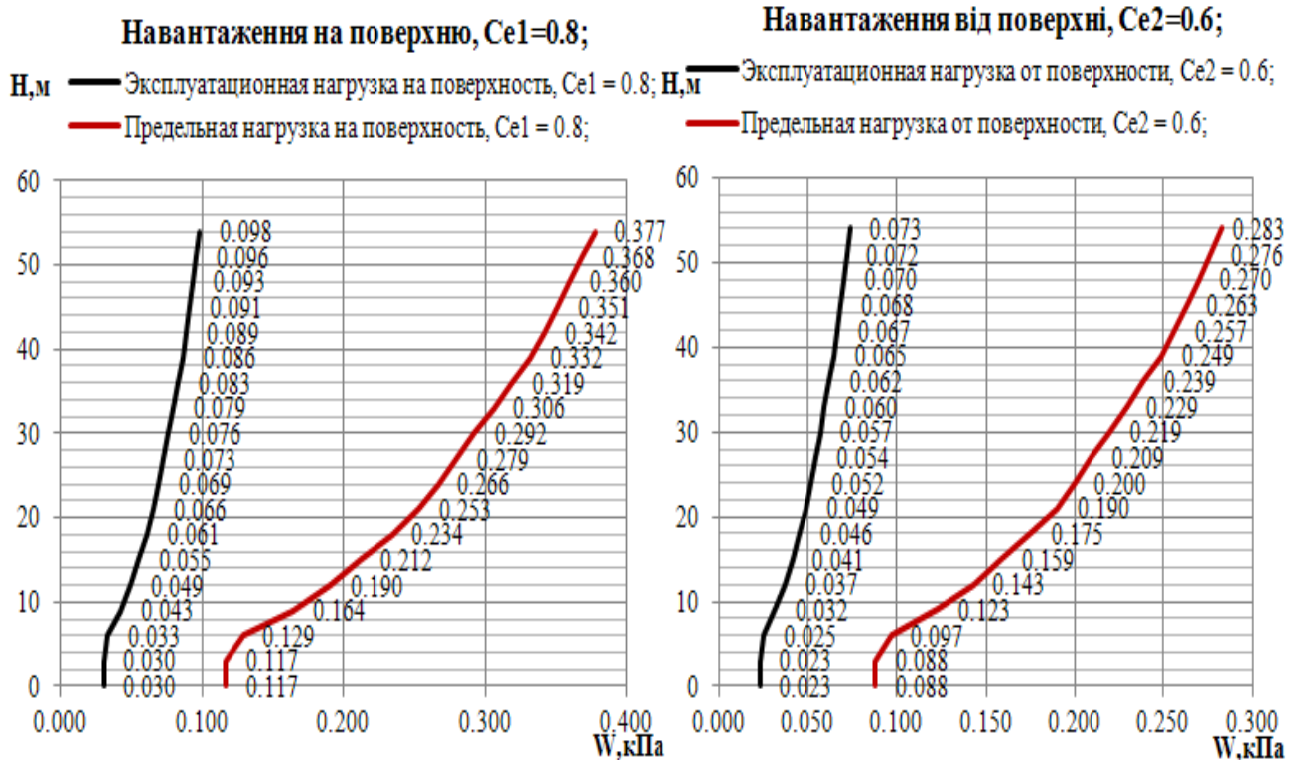


Рис. 2.2. Епюри вітрового тиску з навітряного і підвітряного боків будівлі.

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fe} W_0 C.$$

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження γ_{fe}

визначається за табл. 9.3 [29], залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

$$\text{При } \eta=0.02 \quad \gamma_{fe}=0.27$$

Літологічні умови будівництва

Ґрунтові умови майданчику характеризуються властивостями ґрунтів і наступним нашаруванням:

1-й шар (ІГЕ-1). Рослинний пілуватий твердий просадочний потужністю від 0.7 до 1.2м.

2-й шар (ІГЕ-2). Суглинок пілуватий лесовий твердий просадочний потужністю від 3.1 до 3.4м.

3-й шар (ІГЕ-3). Суглинок пілуватий лесовий твердий не просадочний потужністю від 3.7 до 4м.

4-й шар (ІГЕ-4). Суглинок пілуватий твердий не просадочний потужністю від 6.6 до 6.9м.

Характеристика споруди

«Клас будівлі за ступеню відповідальності» відповідно до вимог [5] ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» – СС3.

Функціональне призначення будівлі: 9 поверховий житловий будинок.

Розміри будівлі: ширина від 23.55м до 31.8м; довжина - 58м; висота - 36 м.

Конструктивне рішення будівлі - рамно-в'язевий каркас з жорсткою конструктивною схемою;

Поверховість: житлових - 9 поверхів висотою 3.3м, підвальний поверх висотою 3.8 м, технічний поверх висотою 2.7м. Висота будівлі Н=36м.

Відношення довжини будівлі до висоти $58.7/36=1.63$.

Тепловий режим приміщень: температура внутрішнього повітря $t^{\circ} = 20^{\circ}\text{C}$.

Характеристика моделі будівлі

Модель будівлі створювалась у програмному комплексі «ЛИРА – САПР».

Метою чисельного моделювання роботи конструкції будівлі є визначення напружено-деформованого стану елементів конструкцій і зусиль, що передаються на палі.

Для моделювання НППС використовувався скінчений елемент (СЕ 51) з погонною жорсткістю 425т/м, що відповідає осіданню палі на 4см при вертикальному навантаженні 17т.

Фундаментна плита, плити перекриття і пілони змодельовані скінченими трикутними (СЕ 42) і чотирикутними (СЕ 44) елементами оболонки.

Жорсткості СЕ конструкцій наведені на рис. 2.3.

Тип жорсткості	Ім'я	Параметри (переріз- (м) в'язь- (т,м) розп.вага- (т,м))
1	КЭ 51 численное	Z, EF=425
2	Пластина Н 20	E=3e+006, V=0.2, H=0.2, Ro=0
3	Пластина Н 10	E=3e+006, V=0.2, H=0.1, Ro=0
4	Пластина Н 80	E=3e+006, V=0.2, H=0.8, Ro=0

Рис. 2.3. Жорсткості СЕ конструкцій

Матеріали, що призначені СЕ несучих конструкцій наведені в табл. 2.1.

Матеріали СЕ несучих конструкцій

Таблиця 2.1

Назва	Тип	Модуль пружності, тс/м ²	Коеф. Пуасона	Щільн. т/м ³	Клас бетону і арматури
3. Ж/Б Плити	Залізобетон	3e+006	0.2	2.5	C20/25, A400C1, A400C1
4. Ж/Б Стіни	Залізобетон	3e+006	0.2	2.5	C25/30, A400C1, A400C1
5. Ж/Б Фундаменти	Залізобетон	3e+006	0.2	2.5	C15/20 A400C1, A400C1
6. Ж/Б Перегородки	Кладка	352000	0.25	1.8	M150, 100

Навантаження

Постійні навантаження від власної ваги несучих конструкцій розраховуються в ПК «ЛІРА-САПР» відповідно до заданих розмірів і характеристик жорсткості (рис. 2.6).

Навантаження на плити перекриттів і покриття розраховані в табл. 2.2 та 2.3 і прикладені до відповідних скінчених елементів.

Власна вага покриття

Таблиця 2.2

Конструкція	Експлуатаційне навантаж., кН/м ²	γ_{fm}	Граничне навантаж. кН/м ²
Захисний шар із гравію втопленому у бітумну мастику $\delta=10\text{мм}$	0.19	1.20	0.22
Гідроізоляційна мембрана, що наплавляється $\delta=10\text{мм}$	0.20	1.30	0.26
2 шари руберойду "Акваізол" $\delta=30\text{мм}$	0.30	1.30	0.39
Огрунтовка розчином бітуму	0.20	1.30	0.26
Стяжка цементно-піщаним розчином M100 $\delta=30\text{мм}$	0.60	1.10	0.66
Шар керамзиту, що створює нахил $\rho=600\text{кг/м}^3$ $\delta=200-260\text{мм}$	1.38	1.30	1.79
Монолітна плита покриття $\delta=200\text{мм}$	5.00	1.10	5.50
Всього без ваги покриття	2.87		3.59
Всього	7.87	1.16	9.09

Конструкція	Експлуатац. навантаж., кН/м ²	$\gamma_{фп}$	Граничне навантаж. кН/м ²
Лінолеум $\delta=20\text{мм}$	0.15	1.20	0.18
Цементно-піщана стяжка $\delta=30\text{мм}$	0.66	1.30	0.86
Монолітна плита покриття $\delta=200\text{мм}$	5.00	1.10	5.50
Всього без ваги перекриття	0.81		1.04
Всього	5.81	1.13	6.54

Тимчасові навантаження на плити перекриттів складаються з короткочасних і тривалих, які прийнято за таблицею ДБН В.1.2-2_2006 [29], а саме:

довготривале експлуатаційне - 150кг/м^2 , граничне - 195кг/м^2 ;

короткочасне експлуатаційне - 35кг/м^2 ; граничне – 45.5кг/м^2 .

Граничне снігове навантаження на плити покриття прийнято - 163кг/м^2 .

Вітрове навантаження отримано за результатами розрахунку моделі в ПК «МОНОМАХ». Вихідні данні за вітровим навантаженням наведені на рис.2.4.

Рис.2.4. Параметри вітрового навантаження на модель будівлі

Сполучення навантажень. На підставі визначених навантажень моделювання роботи будівлі виконувалось з урахуванням основного сполучення навантажень (див рис.2.5).

	N загруз.	Наименование	Взаимоискл.	тншение коэф	P q / P ch	PCH1	PCH2	PCH3	PCH4	PCH5	PCH6	PCH7
1	1	ПОСТІЙНЕ		1.1	1.0	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.
2	2	ДОВГОТРИВАЛЕ		1.2	1.0	0.	1.	0.	0.	0.	0.	0.
3	3	КОРОТКОЧАСНЕ		1.2	.35	0.	0.	1.	0.	0.	0.	0.
4	4	ВІТЕР 1	1	1.14	.0	0.	0.	0.	1.	0.	-1.	0.
5	5	ВІТЕР 2	1	1.14	.0	0.	0.	0.	0.	1.	0.	-1.

Рис.2.5. Параметри сполучень навантажень.

Для визначення найбільш несприятливих зусиль і переміщень конструкцій та будівлі в цілому заповнено таблицю (рис.2.6) можливих сполучень зусиль за алгоритмом ПК «ЛИРА-САПР».

Расчетные сочетания усилий

Номер таблицы РСУ: 1
Имя таблицы РСУ: ДБН_1
Строительные нормы: ДБН В.1.2 - 2:2006
Номер загрузки: 1 ПОСТІЙНЕ
Вид загрузки: Постоянное(0)
N группы объединяемых временных загрузений: 0
Учитывать знакопеременность:
N группы взаимоисключающих загрузений: 0
NN сопутствующих загрузений: 0 0
Отношение коэффициентов Y_m / Y_k : 1.10
Отношение Pq / Pch: 1.00
Не учитывать для II-го пред. сост.:
Ограничения для кранов и тормозов: Кран Тормоз

Коэффициенты для РСУ

#	1 основ.	2 основ.	Аварийн.	Авар.(6 C)	5 сочет.	6 сочет.
1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.00	0.95	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1.00	0.90	0.00	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

Сводная таблица для вычисления РСУ:

№.	Имя загрузки...	Вид	Параметры РСУ							Коэффициенты РСУ			
1	ПОСТІЙНЕ	Постоянное(0)	0	0	0	0	0	0	1.10	1.00	1.00	1.00	0.00
2	ДОВГОТРИВ...	Длительное ...	1	0	0	0	0	0	1.20	1.00	1.00	0.95	0.00
3	КОРОТКОЧА...	Кратковреме...	2	0	0	0	0	0	1.20	0.35	1.00	0.90	0.00
4	ВІТЕР 1	Мгновенное(7)	7	0	1	1	0	0	1.14	0.00	1.00	0.90	0.00
5	ВІТЕР 2	Мгновенное(7)	7	0	1	1	0	0	1.14	0.00	1.00	0.90	0.00

Рис.2.6. Розрахункові сполучення зусиль.

Для прискорення складання моделі була використана програма «МОНОМАХ-САПР», де в параметричній формі можливо створити модель з наступним її експортуванням в ПК «ЛИРА-САПР».

На рис. 2.7 наведено загальний вигляд моделі та скінченоелементну тривимірну модель в ПК «ЛИРА».

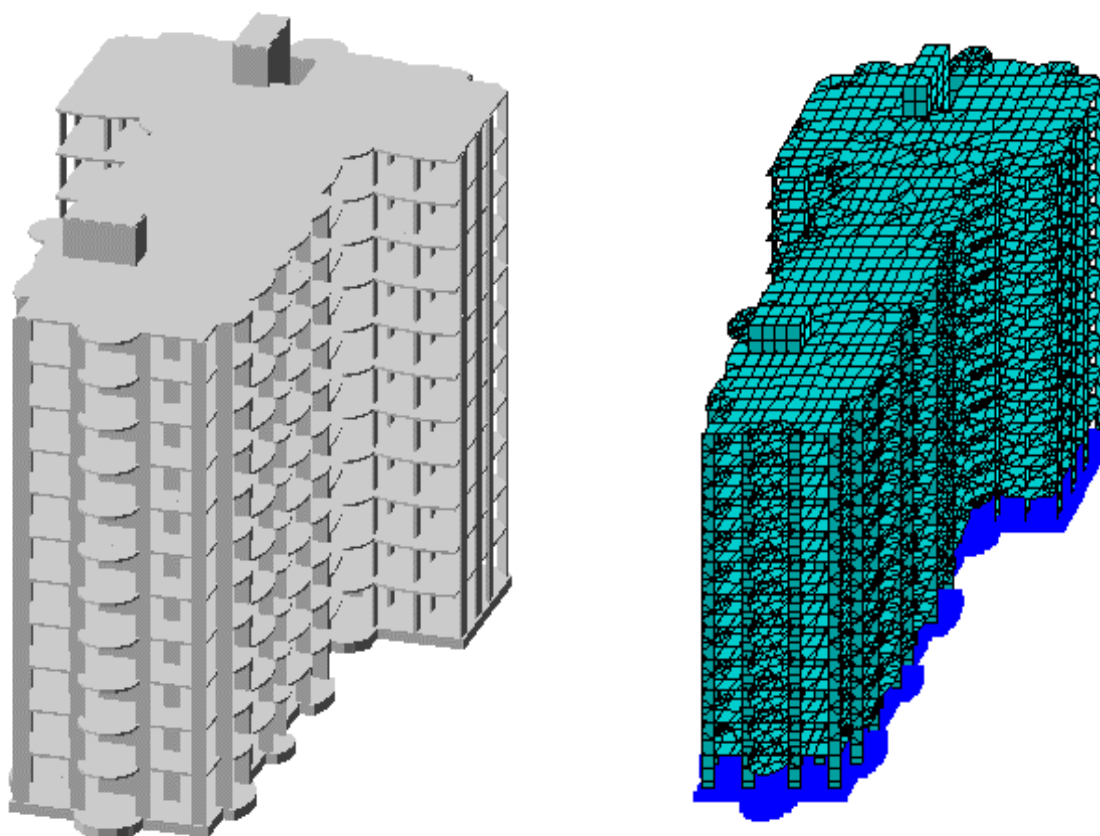


Рис. 2.7. Загальний вигляд моделі та скінченоелементна тривимірна модель проектуємої будівлі

Після виконання розрахунку напружено-деформованого стану в ПК «ЛИРА-САПР» виконувався конструктивний розрахунок з визначенням розрахункових площ арматури для несучих конструкцій (фундаментної плити, пілонів, плит перекриттів і покриття) за нормами «ДБН В.2.6-98:2009» [38] і «ДСТУ» [39] з використанням дволінійної діаграми роботи бетону на стиск. Задані характеристики бетону і арматури наведені на рис. 2.8. і 2.9.

Характеристики бетона

Класс бетона: C20/25

Диаграмма состояния $\sigma_c - \epsilon_c$

криволинейная
 двухлинейная

Влажность окружающей среды, %: 80

Кэфф. учета длительности действия нагрузений (сжатие): α_{cc} 1

Кэфф. учета длительности действия нагрузений (растяжение): α_{ct} 1

Кэфф. учета разрушения бетонных конструкций: γ_{c2} 1

Кэфф. для конструкций бетонируемых в вертикальном положении: γ_{c3} 1

Предельное значение параметра (т.2.12 ДБН В.1.1-12:2006): γ 1

Значения, МПа

Параметр	Значение
Класс	C20/25
fck_cube	25.00
fck_prism	18.50
fcd	14.50
fctk,0.05	1.50
fctm	2.20
Ecm	30000.00

Комментарий: Материалы

Рис. 2.8. Характеристики бетону классу C20/C25.

Характеристики арматуры

Классы арматуры

Продольная арматура: A400C

Поперечная арматура: A400C

A400C; D 6-40; fyd=364.0 МПа
A400C; d 6-40; fyd=364.0 МПа

Вид арматурного каркаса: Вязанный каркас

Максимальный диаметр, мм: 32

Количество арматурных стержней в углах сечения: 1

Учет сейсмического воздействия

Кэффициент из т.2.13 ДБН В.1.1-12:2006: 1

Кэффициент условий работы при расчете наклонных сечений т.2.13 ДБН В.1.1-12:2006: 1

Значения, МПа

Параметр	Продольная	Поперечная
Класс	A400C	A400C
Диаметры	6 - 40	6 - 40
fyk	400.0	400.0
fyd	364.0	364.0
fywd	285.0	285.0
Es	210000.0	210000.0

Комментарий: Материалы

Рис. 2.9. Характеристики арматуры классу A400C.

Аналіз результатів моделювання роботи будівлі

Переміщення. Оцінку моделі за II граничним станом (за деформаціями) виконано за огинаючою максимальних значень переміщень по осі X (рис. 2.10.) і Y (рис. 2.11.) та огинаючою мінімальних значень по осі Z (рис. 2.12.). Аналіз результатів вказує на те, що запас по вертикальним осіданням (вздовж осі Z) складає 70%.

За максимальними горизонтальними переміщеннями на рівні плити покриття:

- вздовж осі X - 8.59мм (граничне значення за п. 3 табл.4 [40] становить $=39787.5/500 = 79$ мм. Запас складає $(79 - 8.59)/79 * 100 = 89\%$;
- вздовж осі Y - 3.1мм. Запас - 96%.

Огибающая максимальных значений (ДБН В.1.2 - 2:2006_1)
Мозаика перемещений по X(G)
Единицы измерения - мм

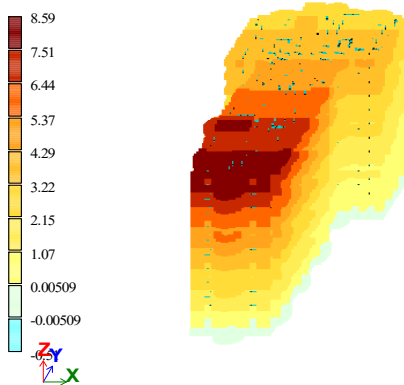


Рис. 2.10. Горизонтальні переміщення вузлів по осі X за огинаючих максимальних значень

Огибающая минимальных значений (ДБН В.1.2 - 2:2006_1)
Мозаика перемещений по Y(G)
Единицы измерения - мм

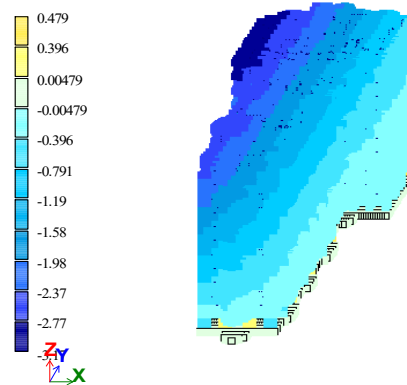


Рис. 2.11. Горизонтальні переміщення вузлів по осі Y за огинаючих максимальних значень

Огибающая минимальных значений (ДБН В.1.2 - 2:2006_1)
Мозаика перемещений по Z(G)
Единицы измерения - мм

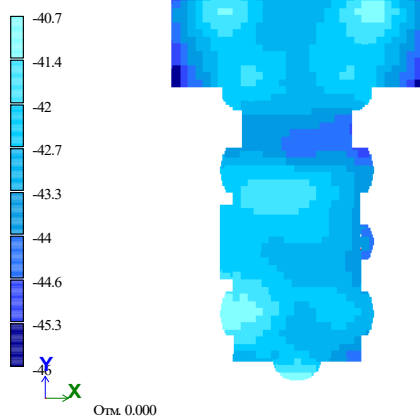


Рис. 2.12. Вертикальні переміщення вузлів по осі Z за огинаючих максимальних значень

Висновки. Жорсткість прийнятих перерізів достатня, запас більше 80%.

Зусилля в палях

Зусилля від плитного ростверку передаються на пальове поле з набивних паль в ПС. Проектом передбачено пробивання 1171 свердловини з кроком 1м.

План пальового поля з мозаїкою переміщень голів паль наведено на рис. 2.13. На рис. 2.14. відображені зусилля в палях, тобто отримана інформація для вибору параметрів обладнання, матеріалу стовбуру і розширення НППС за алгоритмом посібника [8].

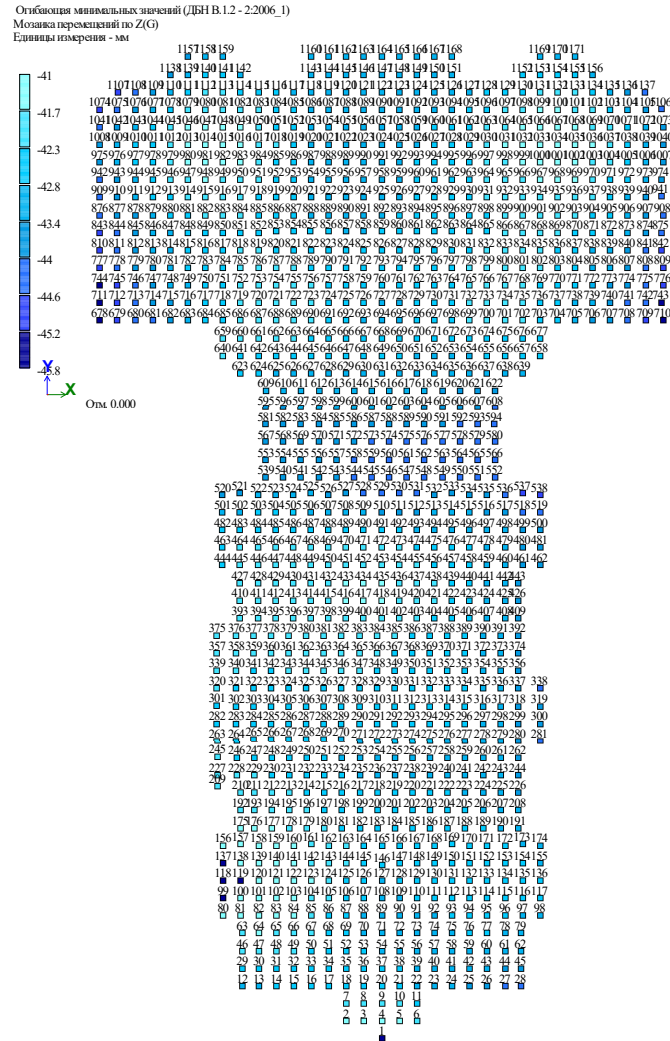


Рис. 2.13. Пальове поле з 1171 НППС. Мозаїка вертикальних переміщень голів паль .

Огибающая минимальных значений (ДБН В.1.2 - 2:2006_1)
Усилие Rz (51,56,57,256,266 КЭ)
Единицы измерения - кН

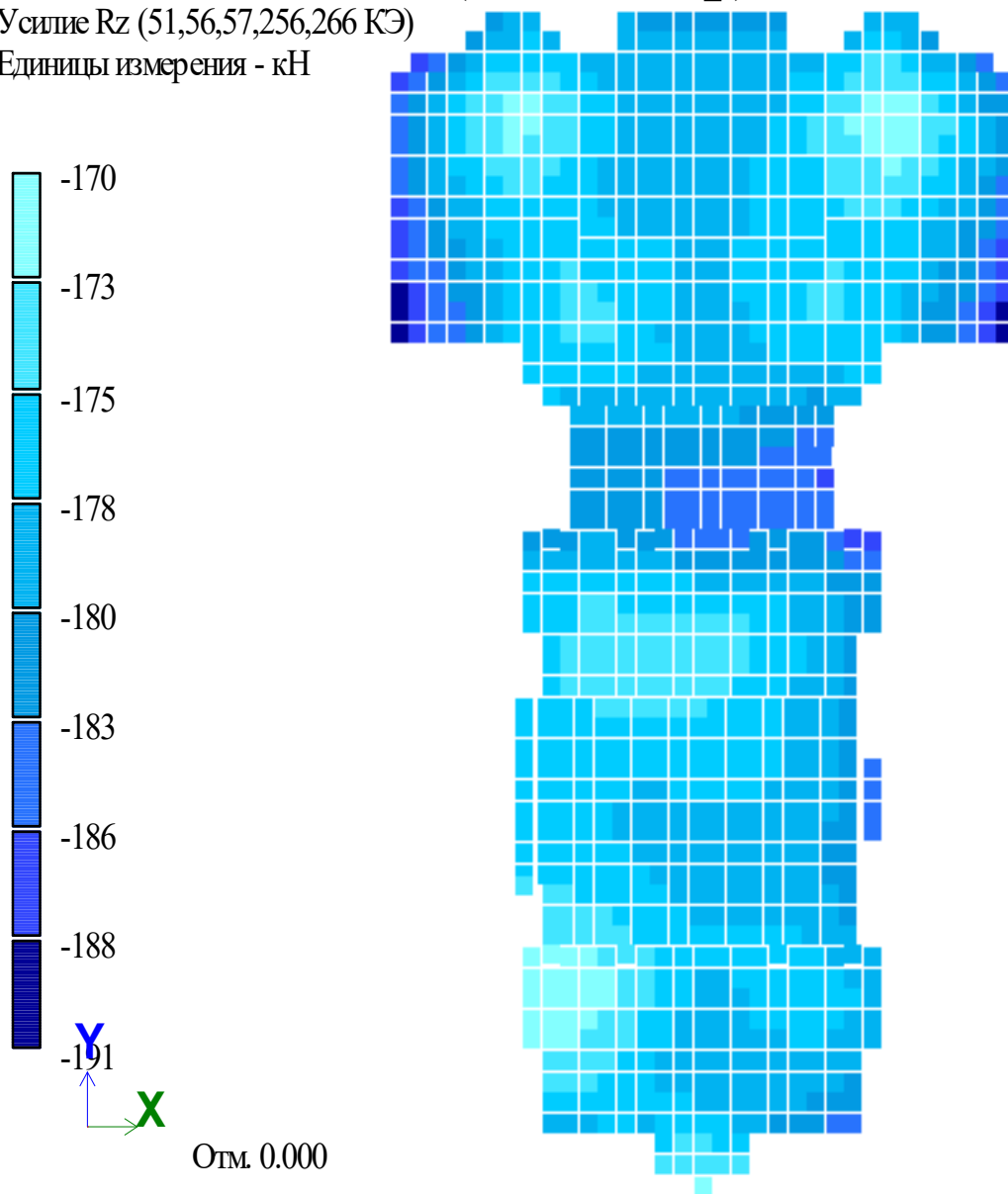


Рис. 2.14. Зусилля в НППС за розрахунковими сполученнями навантажень.

Армування фундаментної плити

На підставі отриманих розрахункових сполучень зусиль в плитному розтворку виконаний розрахунок необхідної площі арматури і прийнято армування.

Нижня робоча арматура складається з основної сітки діаметром 20мм. Армування фундаментної плити наведено на рис.2.15.

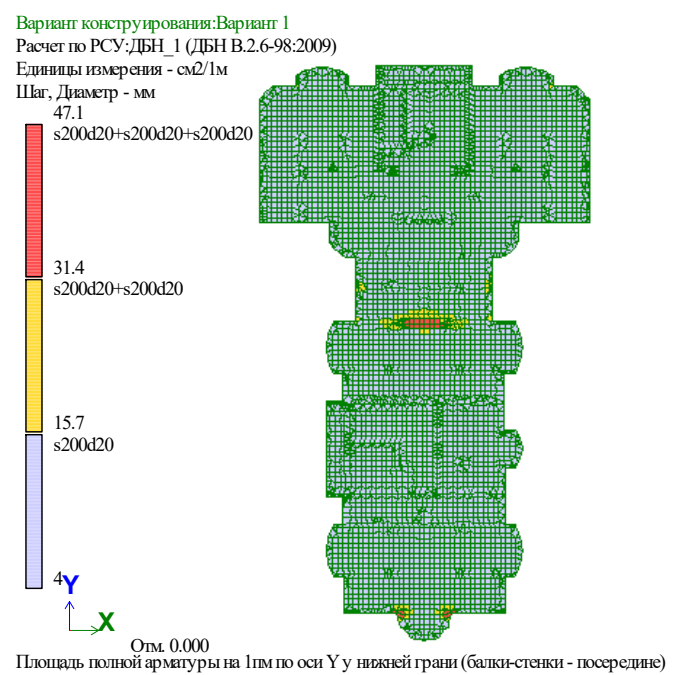
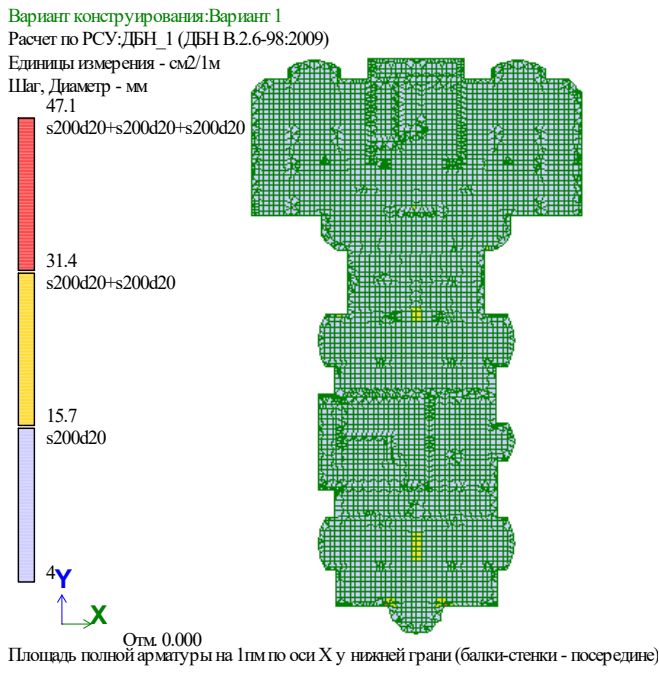
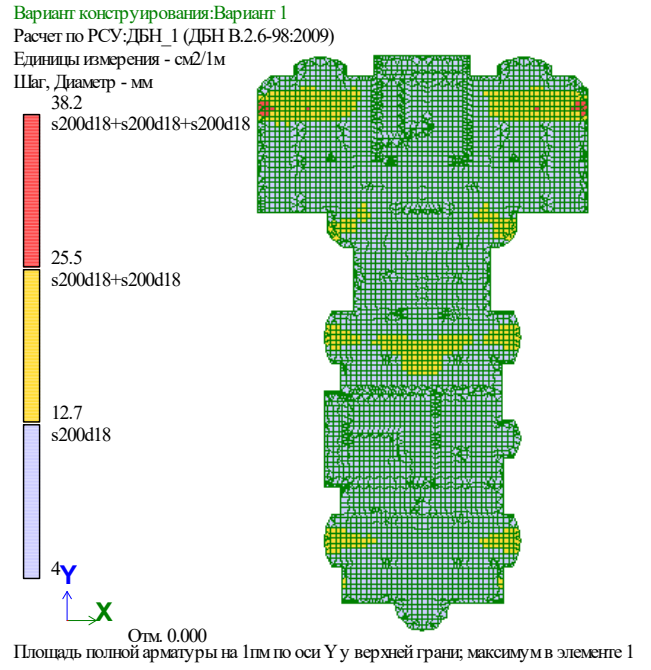
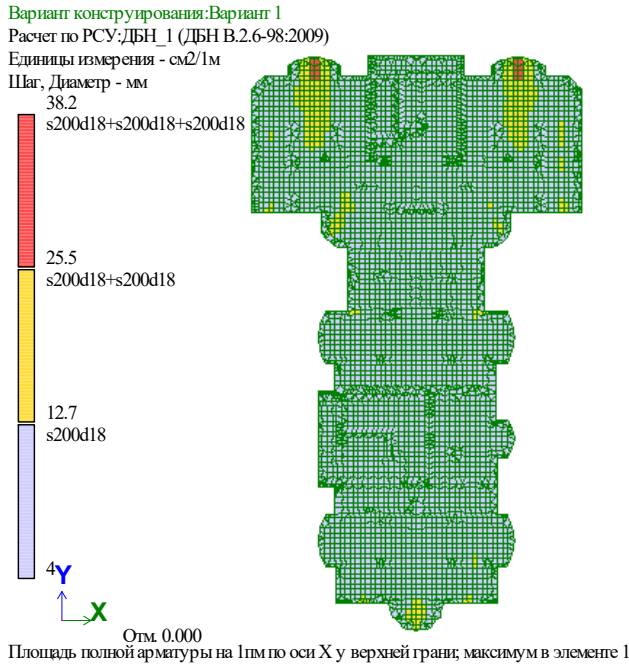


Рис. 2.15. Зоны розкладання арматурних сіток

2.2. Дослідження впливу міцності втрамбованого матеріалу на граничне навантаження НППС

Вступ

Актуальність теми

«Набивні палі в пробитих свердловинах» (НППС) є найбільш економічним типом фундаментів, тому що його конструктивно-технологічне рішення забезпечує найбільш повне використання несучої здатності навколишнього ґрунту за рахунок ущільнення втрамбованим матеріалом. При проектуванні фундаментів даного типу оцінюються міцність трьох зон, які створюються у процесі влаштування:

1. Міцність матеріалу тіла фундаменту (стовбуру і розширення) F_{d1} .
2. Міцність ущільненого ґрунту під подошвою розширення F_{d2} .
3. Міцність ґрунту під подошвою ущільненої зони F_{d3} .

Найбільш ефективним вважається НППС з рівноміцністю усіх зон. Досягнення рівноміцності потребує значного обсягу обчислювань, тому в літературі не знайдено прикладів вирішення цієї задачі. В даній роботі розглядається можливість підбору матеріалу розширення за рахунок вибору міцності втрамбованого матеріалу і параметрів свердловин (глибини свердловини, ваги і діаметру трамбівки) в наданих ґрунтових умовах для забезпечення несучої здатності фундаменту при наближенні до мінімальної міцності інших зон опору.

Мета дослідження

Уточнення несучої здатності, розбіжностей визначення параметрів, коригування яких дозволяє вирішити завдання зі створення рівноміцних зон НППС.

Задачі дослідження:

1. Складання базового конструктивно-технологічного рішення НППС.
2. Оцінка відхилень несучої здатності зон НППС;

3. Виконання розрахунків для визначення залежностей несучих здібностей НППС.

Методи дослідження:

1. Чисельне моделювання будівлі сумісно з ґрунтами основи (чисельний експеримент)
2. Аналіз результатів чисельного моделювання будівлі для визначення зусиль на НППС.
3. Наочне уявлення несучої здатності базового варіанту НППС.
4. Теоретичне дослідження впливу міцності матеріалу розширення.
5. Формалізація результатів дослідження міцності матеріалу розширення.

Апробація результатів досліджень проведена на науково-практичній конференції викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ 19-23 квітня 2021р. та 15-19 листопада 2021р. та на V Міжнародній науково-практичній конференції «TOPICAL ISSUES OF MODERN SCIENCE, SOCIETY AND EDUCATION» 28-30 листопада 2021 року. Харків, Україна.

Публікації:

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

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

3. Мукоєєв В. Н., Копоть С. А., Мирончук Р. В., Савченко І. А., Мукоєєв Н. В. Совершенствование условий внедрения набивных свай в пробитых скважинах // Topical issues of modern science, society and education. Proceedings of the 5th International scientific and practical conference. SPC “Sci-conf.com.ua”. Kharkiv, Ukraine. 2021. Pp. 547-552. URL:<https://sci-conf.com.ua/v-30>

Огляд досліджень з розрахунків і проектування НППС

В роботі автора [13] проведено аналіз уявлень про створення НППС, де наведена інформація щодо історії питань пов'язаних з влаштуванням фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту, розглянута технологічна послідовність процесів і обґрунтована ефективність цих фундаментів. На рис. 2.16. наведена технологічна послідовність влаштування НППС.

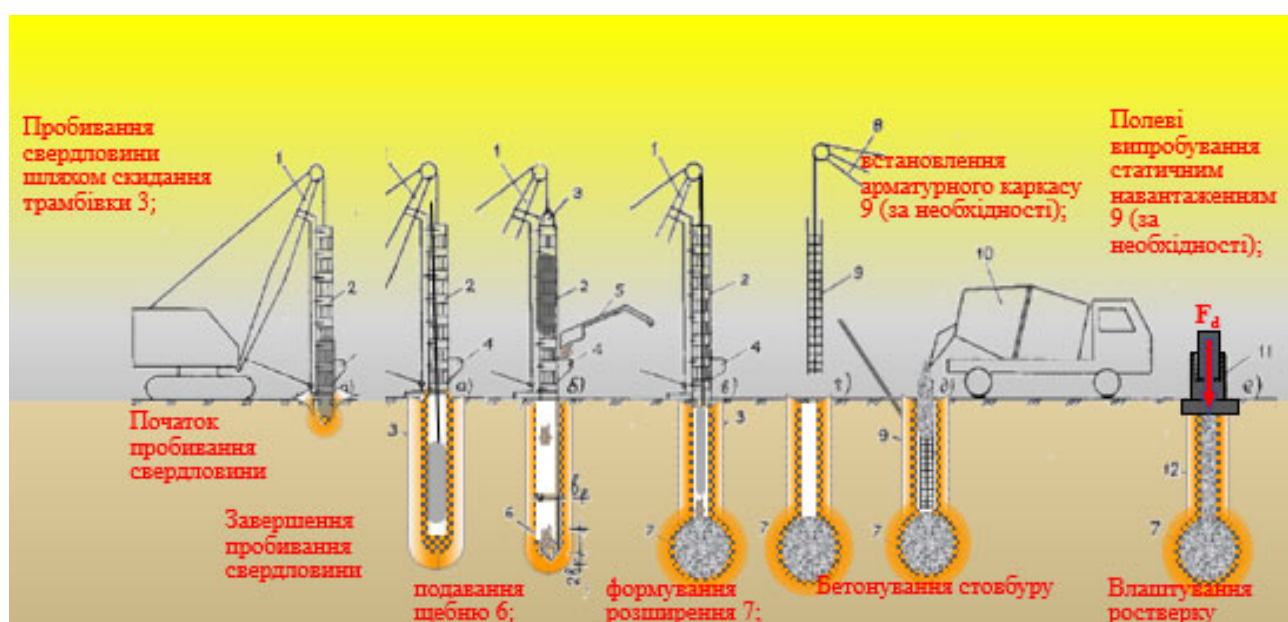


Рис. 2.16. Технологічна послідовність влаштування НППС

Незважаючи на простоту влаштування таких фундаментів у матеріалі тіла фундаменту (ствол та розширення) та в навколишньому ґрунті відбуваються складні фізико-механічні процеси, які в повній мірі ще не вивчені. Накопичений досвід дослідження, інженерних розрахунків за граничними станами, проектування та будівництва відображено у монографії професорів Н.Л. Зоценко та Ю.Л. Винникова [7-10]. Паралельно експериментально-теоретичні дослідження проводили такі вчені як И.К. Попсуенко [11], И.С. Арутюнов [11], В.С. Глухов [11,12], О.В. Хрянина [12], М.В. Глухова [12], В.И. Крутов [12,15] т. і.. Найбільш повний бібліографічний перелік авторів, які зробили істотний внесок у

формування сучасного науково обґрунтованого уявлення про роботу фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту, наведені в роботі [7].

У спільній роботі тіла фундаменту та навколишнього ґрунту виділяють три основні зони (рис. 2.17.), несуча здатність яких може суттєво відрізнитися. Допустиме розрахункове навантаження на НППС визначається за мінімальною несучою здатністю з 3-х. Аналіз результатів розрахунків НППС у прикладах 1.1 та 1.2 посібника [9, с.42 і с.47] вказують на те, що відмінності в несучій здатності F_{d1} і F_{d2} становлять:

За прикладом 1.1: за розрахункову здатність прийнята несуча здатність F_{d3} . Несуча здатність F_{d1} перевищує F_{d3} в 1.93 рази, а F_{d2} - в 1.23 рази.

За прикладом 1.2: за розрахункову здатність була прийнята несуча здатність F_{d3} . Несуча здатність F_{d1} перевищує необхідну в 1.45 рази, а F_{d2} - в 1.03 рази.

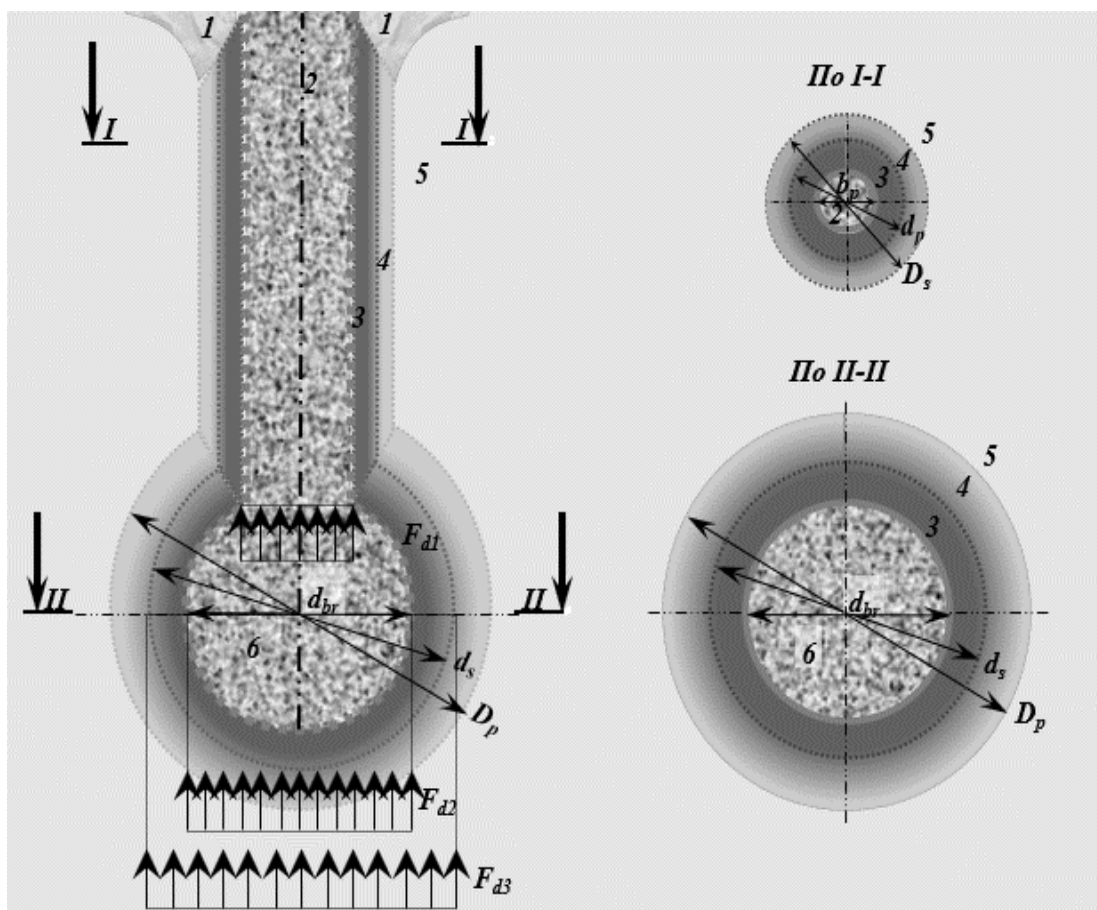


Рис. 2.17. Схема формування зон впливу втрамбованого матеріалу НППС на навколишній ґрунт

Відхилення несучої здатності матеріалу стовбуру і розширення від несучої здатності природного ґрунту під подошвою ущільненої зони F_{d3} .

Таблиця 2.4

Позначення F_d	F_d , кН	$F_{v.I}$, кН	$F_{v.I}/N$	Відхил.%
Приклад 1. $N= 726.05$ кН				
F_{d1}	1960	1400	1.928242	92.82419
F_{d2}	1248	891.4286	1.227778	22.77785
Приклад 2. $N= 710$ кН				
F_{d1}	1450	1035.714	1.458753	45.87525
F_{d2}	1028	734.2857	1.034205	3.420523

Згідно даних табл. 2.4 виходить, що необхідно зменшувати відхилення та проектувати НППС із рівномісними зонами. Це підтверджує актуальність теми дослідження.

Норми проектування основ і фундаментів потребують виконання умов за 2-ма групами граничних станів (I-а група за міцністю, і стійкістю, II-а група за деформаціями і переміщеннями).

Розрахунок «набивних паль у пробитих свердловинах» [7-10] при проектуванні виконується за складним розгалуженим алгоритмом і потребує значного часу для перевірки несучої здатності навіть одного фундаменту. На кафедрі будівельних конструкцій СНАУ розроблена комплексна програма в оболонці EXCEL, яка постійно модернізується і доповнюється новими гілками алгоритму, в тому числі і для дослідження впливу міцності втрамбованого матеріалу.

Для практичного обґрунтування актуальності проблеми розглянемо приклад використання НППС на об'єкті «9 поверховий житловий будинок в м. Бориспіль».

Основна частина

Оцінка несучої здатності фундаментів при змінних параметрах НППС Обґрунтування вибору матеріалів для розширення НППС

Метою даної задачі дослідження є уточнення обґрунтованого рішення з вибору матеріалу розширення НППС на підставі існуючих будівельних норм [6] і створення необхідної бази для норм проектування і влаштування таких фундаментів.

В посібнику [8] рекомендується використовувати: «...розрахунковий опір жорсткого матеріалу: для жорсткого бетону, щебню, гравію 8000-10000 кПа, жорсткості 6000 кПа, битого скла 5000 кПа, крупного піску 4000 – 5000 кПа, розкритого щебню 1500 – 5000 кПа, суміші щебню (75%) та суглинку чи глини (25%) 500 кПа в замоченому та 2000 кПа в незамоченому стані». Нажаль приведені данні поки не знайшли місце в нормативній літературі і тому в даній роботі пропонуються деякі вирішення.

В роботі [22] автор проаналізував розбіжність міцності НППС за матеріалом палі, ущільненого ґрунту та природнього ґрунту в основі ущільненого і обґрунтував необхідність розширення бази даних про матеріали, які можуть бути використані в набивних палях на підставі існуючих норм.

Розширення списку матеріалів для НППС наведено в таблиці 2.5 Нажаль уточнення вихідних даних з можливих уточнень розрахункового опору R_{cr} за табл. 2.5 не має, крім даних [22] для піску гравійного, що «суттєво уточнюють значення, що наведені в посібнику» [8, 9].

Підвищений опір $1.6R_{cr}$ гравійного піску також може використовуватися після статичного випробування паль з попереднім визначенням щільності втрамбованого піску.

На рис. 2.18. наведені результати апроксимації табличних даних (табл. Н.2.1 [6]), що суттєво доповнює данні [8, 9] для гравійного піску з урахуванням глибини розташування сполучення стовбуру і розширення. В табл. 2.5 наведений приклад доповнення табл. Н.2.1 [6] і результати визначення F_{d1} за даними для гравійного піску на глибині 5.56м від природного рельєфу.

Розрахунковий опір R_{cr} , МПа гравелистих пісків для НППС в залежності від глибини розташування d сплучення стовбуру і розширення НППС

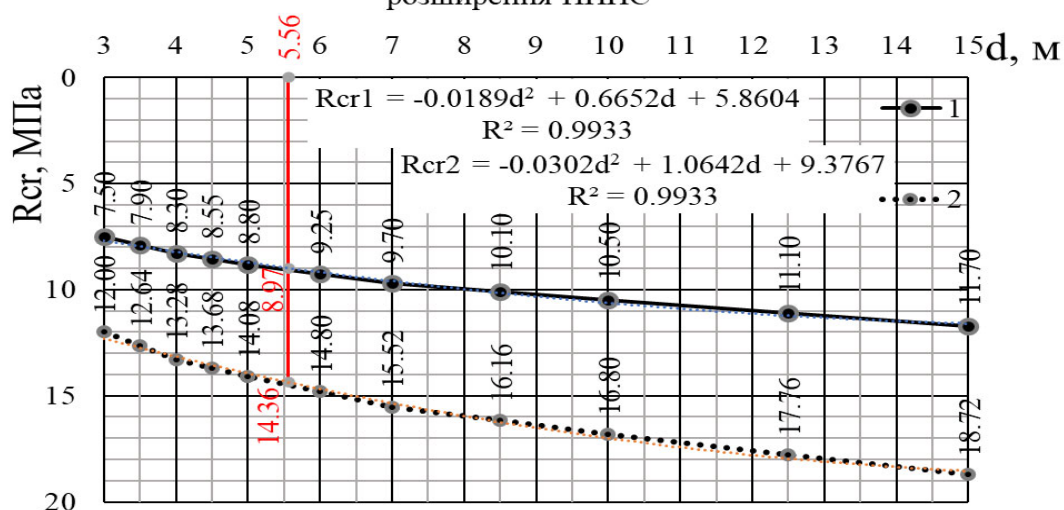


Рис. 2.18. Апроксимація залежності опору гравійного піску в залежності від глибини сполучення стовбуру НППС з розширенням.

Обчислення несучої здатності НППС F_{d1} при діаметрі стовбуру $b_p = 0.22$ м в залежності від розрахункового опору втрамбованого матеріалу Таблиця 2.5

№	F_{d1min}	F_{d1max}	R_{cr}	γ_c	A	R_{cr} , кПа		Матеріал стовбуру та розширення
	кН	кН				кПа	б/р	
1	344	550	9057	1	0.04	8970	14360.4	Для піску гравійного за даними діаграми (рси.2.2.1)
За даними [8, 9]								
2	380	380	10000	1	0.04	8000	10000	Для жорсткого бетону, щебню, гравію
3	228	228	6000	1	0.04	6000	6000	Для піщано-гравійної суміші
4	190	190	5000	1	0.04	5000	5000	Для битого скла
5	152	152	4000	1	0.04	4000	5000	Для крупного піску
6	57	57	1500	1	0.04	1500	5000	Для щебня від розборки будівель
7	76	76	2000	1	0.04	2000	2000	Для суміші з щебнем (75%) та суглинку або глини (25%) у сухому стані
8	19	19	500	1	0.04	500	500	Для суміші з щебнем (75%) та суглинку або глини (25%) у зволоженому стані

Наведені результати дослідження дозволяють обґрунтовано приймати розрахунковий опір гравійного піску і регулювати несучу здатність розширення НППС за рахунок призначення необхідної і достатньої глибини основи стовбуру для забезпечення рівномірності зон взаємодії палі з ґрунтом природного стану.

Практична реалізація алгоритму підбору оптимальних параметрів НППС для заданих ґрунтових умов наведені на рис. 2.19.-2.21.

Висновки:

Теоретичне обґрунтування використання опорів за даними ДБН [6] дозволяють наблизити процес створення нормативної бази проектування і влаштування НППС.

Тестування програми по результатах наявних рішень НППС

Метою даної частини роботи є перевірка правильності реалізації алгоритму розрахунку НППС в EXCEL за прикладом 1.1. [8, с.42] і визначення міцності фундаменту при використанні інших матеріалів з табл. 2.5.

За посібником [8] розрахунок несучої здатності є трудоємний процес, якій можливо прискорити з використанням EXCEL.

Несуча здатність НППС-4.7-50-1.5 з використанням жорсткого бетону, щебню і гравію

Звіт рішення НППС-4.7-50-1.5 [8, с.42] з використанням матеріалу №2 з табл. 2.5 на рис.2.19.

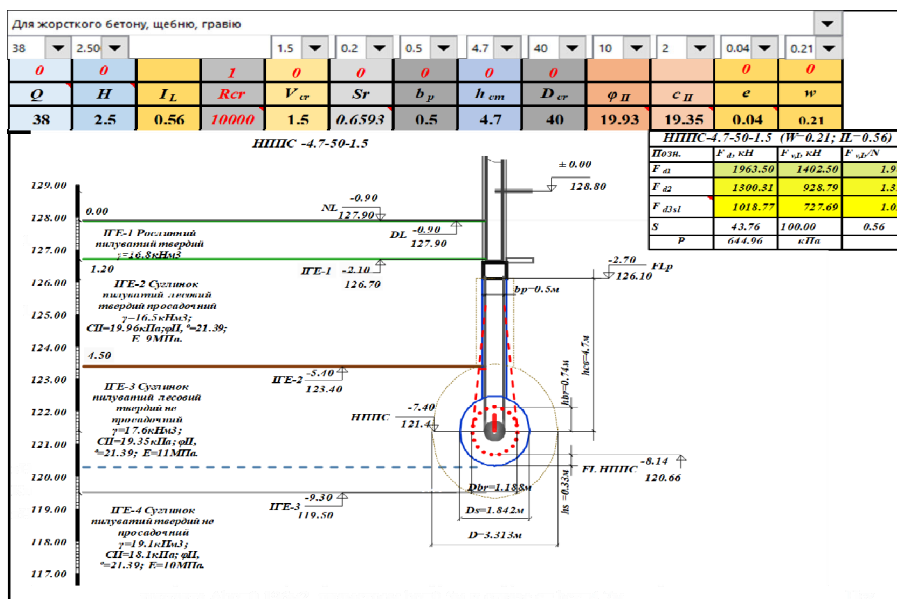


Рис.2.19. Проект НППС-4.7-50-1.5 з використанням бетону, щебеню та гравію (матеріал №3 табл. 2.5)

Висновки

1. Прийняті параметри фундаменту, а саме: висота стовбуру 4.7м, діаметр 50см, об'єм втрамбованого щебню фракції 40мм - забезпечують несучу здатність $F_{d3,sl}$ за природним лесовим суглинком з урахуванням властивостей просідання з запасом 2%.
2. Несучу здатність за ущільненим ґрунтом в основі розширення F_{d2} – з запасом 38%.
3. Несучу здатність розширення з жорсткого бетону, щебню і гравію F_{d1} – з запасом 98%.
4. Використання розширення з жорсткого бетону, щебню і гравію необхідно змінити на менш міцний матеріал.

Несуча здатність НППС-4.7-50-1.5 з використанням піщано-гравійної суміші

Звіт рішення НППС-4.7-50-1.5 з використанням матеріалу №3 з табл. 2.5 наведений на рис.2.20.

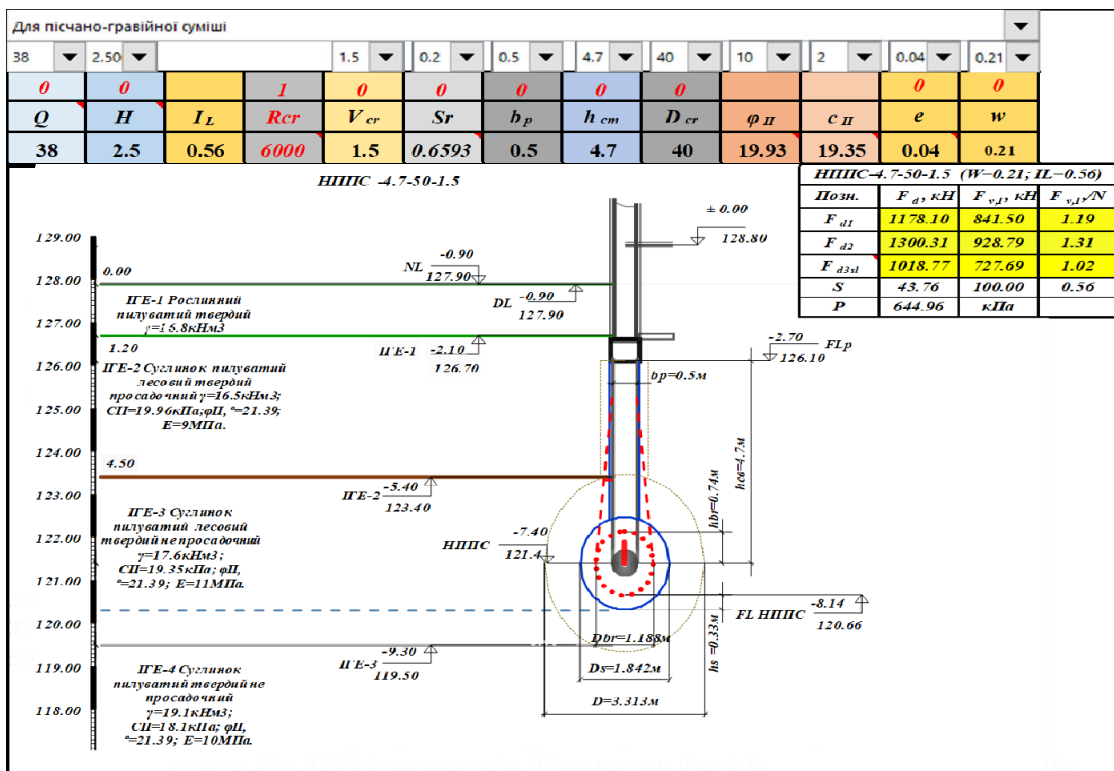


Рис.2.20. Проект НППС-4.7-50-1.5 з використанням піщано-гравійної суміші (матеріал №3 табл. 2.5)

Висновки

1. При незмінних запасах $F_{d3,sl}$, F_{d2} (рис 2.20) запас F_{d1} складає 19%.

Несуча здатність НППС-4.7-50-1.5 з битого скла

Звіт рішення НППС-4.7-50-1.5 з використанням матеріалу №4 з табл. 2.5 наведений на рис.2.21.

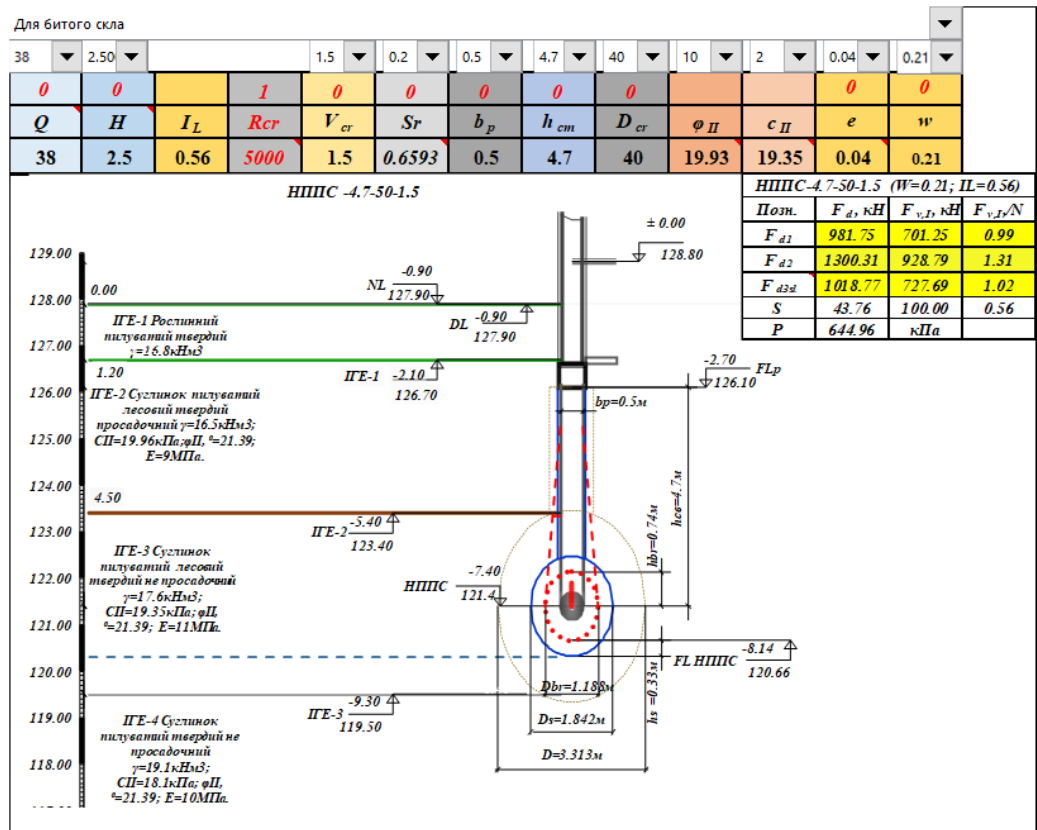


Рис.2.21. Проект НППС-4.7-50-1.5 з битого скла (матеріал №4 табл. 2.6)

Висновки

1. При незмінних запасах $F_{d3,sl}$, (рис 2.21) перевантаження F_{d1} складає 1% для матеріалів за №5 і №6 з рівними значеннями $R_{cr} = 5000$ кПа.

Загальні висновки за результатами тестування програми

1. Програма в оболонці EXCEL надає результати обчислювання несучої здатності НППС що співпадають з результатами рішення прикладу 1.1. [8].

2. Визначено, що в наведеному прикладі при використанні в розширенні піщано-гравійної суміші можливо отримати економію (матеріал №3 табл. 2.5).
3. В цілому програма придатна для розрахунків і проектування НППС з визначенням оптимальних параметрів в заданих геологічних умовах.

Визначення оптимальних параметрів НППС для проектуємої будівлі

Метою даного розділу дослідження є визначення кращих умов рівномірності НППС матеріалів з табл. 2.5 і оптимальних параметрів паль за критерієм рівномірності несучих зон набивних паль в пробитих свердловинах при використанні методу визначення міцності матеріалу розширення з гравійного піску.

Вихідні дані для розрахунку

Для створення НППС і визначення несучої здатності фундаменту вихідні дані складаються з навантажень на палі, інженерно-геологічних умов будівництва (табл. 2.6, рис. 2.22), призначення діаметру, ваги, висоти скидання трамбівки наведені в табл. 2.7.

Аналіз роботи НППС з щебеним розширенням

Для проектуваного 9 поверхового житлового будинку в м. Бориспіль було визначено, що кількість паль необхідних для створення пальної основи суцільної залізобетонної фундаментної плити становить 1171 НППС, тому визначення оптимальних параметрів НППС надає можливість отримати економію матеріалів для влаштування розширення і трудовитрат на виконання робіт з влаштування паль.

Навантаження на палі змінюється від 170кН до 191кН.

Використовуючи базу даних для моделювання геологічних умов (рис.2.22. і табл. 2.6), а також логічно-послідовну блок-схему алгоритму [8] і автоматизацію

його реалізації, виконаємо розрахунок НППС-4.7-50-1.5 з даними прикладу 1.1 [8, с.42] з оцінкою рівня завантаження паль.

Інженерно-геологічний розріз по свердловинах 1-2-3

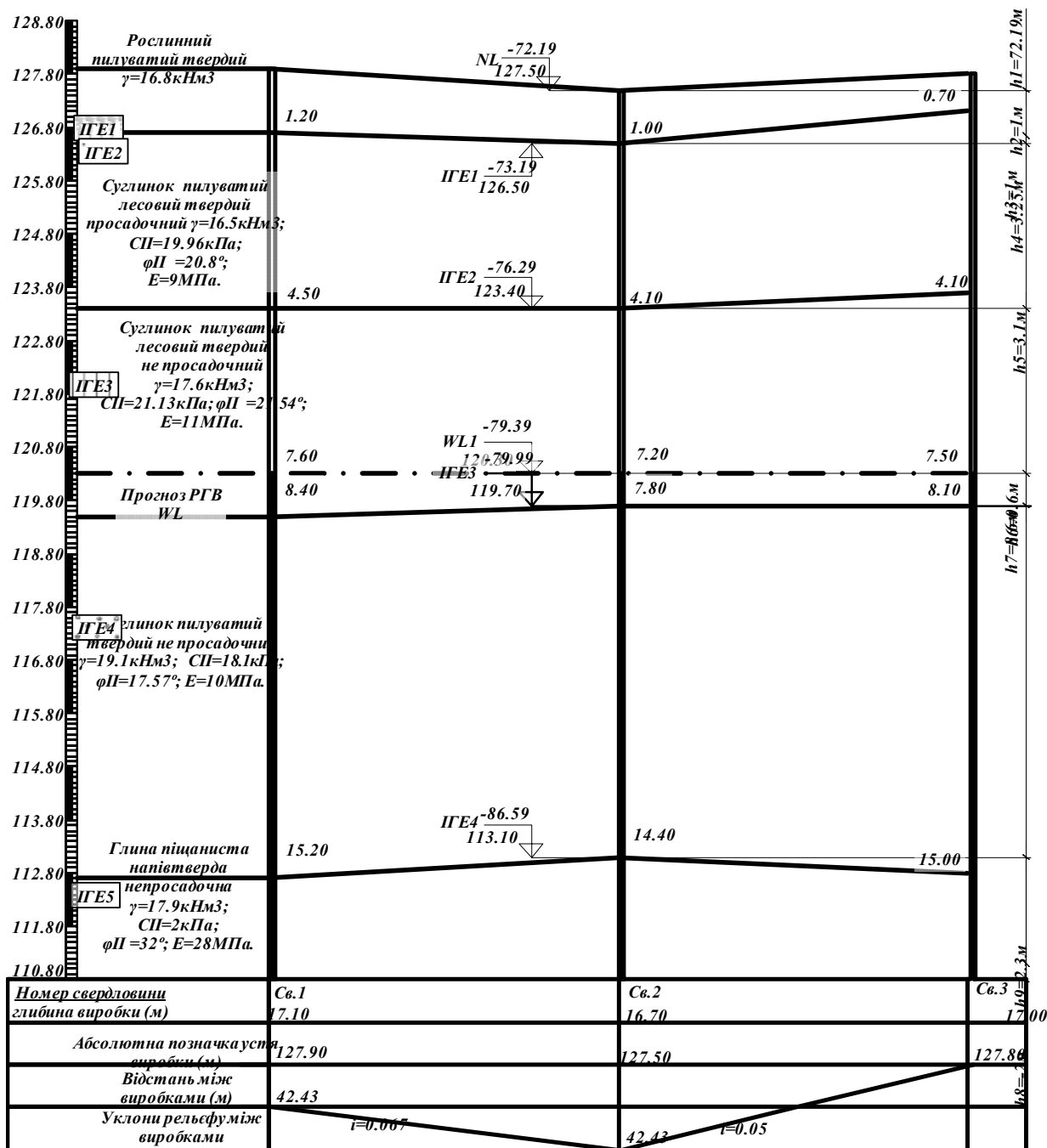


Рис.2.22. Інженерно-геологічний розріз

**Фізико-механічні характеристики ґрунтів основи, що використовувались
в розрахунках за допомогою EXCEL**

Таблиця 2.6

До побудови інженерно-геологічного розрізу				Повне найменування ґрунту				ФІЗИКО - МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ																				
Інженерно-геологічні елементи розрізу I-I		Абсолютні позначки підшови шарів по свердловинах		Графічні позначення на розрізі I-I		Потужність ПЕ по свердловинах H, м		Вид ґрунту	Різновид ґрунтів за granulометричним складом	Різновид пісків за коеф. пористості e та глинистих ґрунтів за показником текучості I_L	Різновид пісків за ступенем вологості S_R та глинистих ґрунтів за відносною деформацією просідання	ОСНОВНІ							ПОХІДНІ									
№ ПЕ	Св.1	Св.6	Св.3	Св.1	Св.2	Св.3	ПЕ-1					γ	γ_s	W	W_L	W_p	C_{II}	ϕ_{II}	E	K_f	I_p	I_L	e_0	γ_d	S_R	γ_{sb}	W_{sat}	I_{ss}
Познач.уст.	127.90	127.90	127.90				ПЕ-1	Рослинний пілуватий	твердий	просадочний	16.800	27.100	0.160	0.340	0.210	20.860	21.39	9.000	1.100	0.130	-0.385	0.871	14.483	0.498	9.139	0.321	0.027	
ПЕ-1	126.70	126.70	126.70		1.20	1.20	1.20	ПЕ-2	Суглинок пілуватий	лесовий твердий	просадочний	16.500	27.100	0.160	0.340	0.210	19.960	20.800	9.000	1.100	0.130	-0.385	0.905	14.224	0.479	8.975	0.334	0.008
ПЕ-2	123.40	123.40	123.40		3.30	3.30	3.30	ПЕ-3	Суглинок пілуватий	лесовий твердий	не просадочний	17.600	27.100	0.210	0.340	0.220	19.350	19.930	11.000	1.100	0.120	0.400	0.863	14.545	0.659	9.178	0.318	0.031
ПЕ-3	119.50	119.50	119.50		3.90	3.90	3.90	ПЕ-4	Суглинок пілуватий	твердий	не просадочний	19.100	27.000	0.290	0.320	0.230	18.100	17.570	10.000	1.100	0.090	0.667	0.824	14.806	0.951	9.322	0.305	0.022
ПЕ-4	112.70	112.70	112.70		6.80	6.80	6.80	ПЕ-5	Пісок пілуватий	щільний	вологий	17.90	26.24	0.51	0.00	0.00	2.00	32.00	28.00	0.00	0.00	-	1.21	15.96	1.10	7.34	0.25	1.25
ПЕ-5	110.70	110.70	110.70		2.00	2.00	2.00	ПЕ-1																				
РГВ1	120.30	120.30	120.30		7.60	7.60	7.60	ПЕ-2																				
РГВ2	119.70	119.70	119.70		8.20	8.20	8.20	ПЕ-3																				

**Фрагмент листа EXCEL з даними базових параметрів НППС для
9 поверхового житлового будинку в м. Бориспіль Таблиця 2.7**

Висота підвалу	3 м
$V_{cr} = 0.3$	об'єм утрамбованого щебеню, м ³ ;
$h_{cm} = 3$	– висота стовбуру, м;
$R_{cr} = 9048$	– розрахунковий опір НППС. Для гравійного піску, кПа;
$\gamma_{br} = 15$	– питома вага жорсткого матеріалу розширення НППС, кН/м ³ ;
$Q = 5$	– вага робочого органу трамбування, кН;
$H = 2.50$	– висота скидання робочого органу трамбування, м;
$b_p = 0.22$	– діаметр поперечного січення стовбуру НППС
$A_{br} = 0.43$	– площа поперечного січення розширення НППС, м ² ;
$q = 4.5$	– вага розширення, кН;
$e = 0.04$	– відмова трамбування, м.
$\gamma = 16.73$	– середня нормативних значень питокої ваги шарів ґрунту вище розширення, кН/м ³ ;
$c_{II} = 19.35$	– питоме зчеплення шару ґрунту, кПа;
$\varphi_{II} = 19.93$	– кут внутрішнього тертя

Для НППС-4.7-50-1.5 з щебню (протокол розрахунку наведений на рис. 2.23.) маємо запас несучої здатності $F_{d,i} / \sum N$:

1. За матеріалом розширення $F_{v,1} = \frac{F_{d,1}}{1.4} = 1402.5 \text{ кН}$ – в 8.25 разів;
2. За ущільненої зоною $F_{v,2} = \frac{F_{d,2}}{1.4} = 992.54$ – в 5.84 разів;
3. За властивостями просідання природного ґрунту $F_{v,3} = \frac{F_{d,3}}{1.4} = 762.78 \text{ кН}$ – в 4.49 разів.
4. За осіданням палі запас складає 90.19%.

Висновок: при кількості палі 1171шт витрати щебня для розширення становлять 2216.35м³, необхідно змінити об'єм розширення палі.

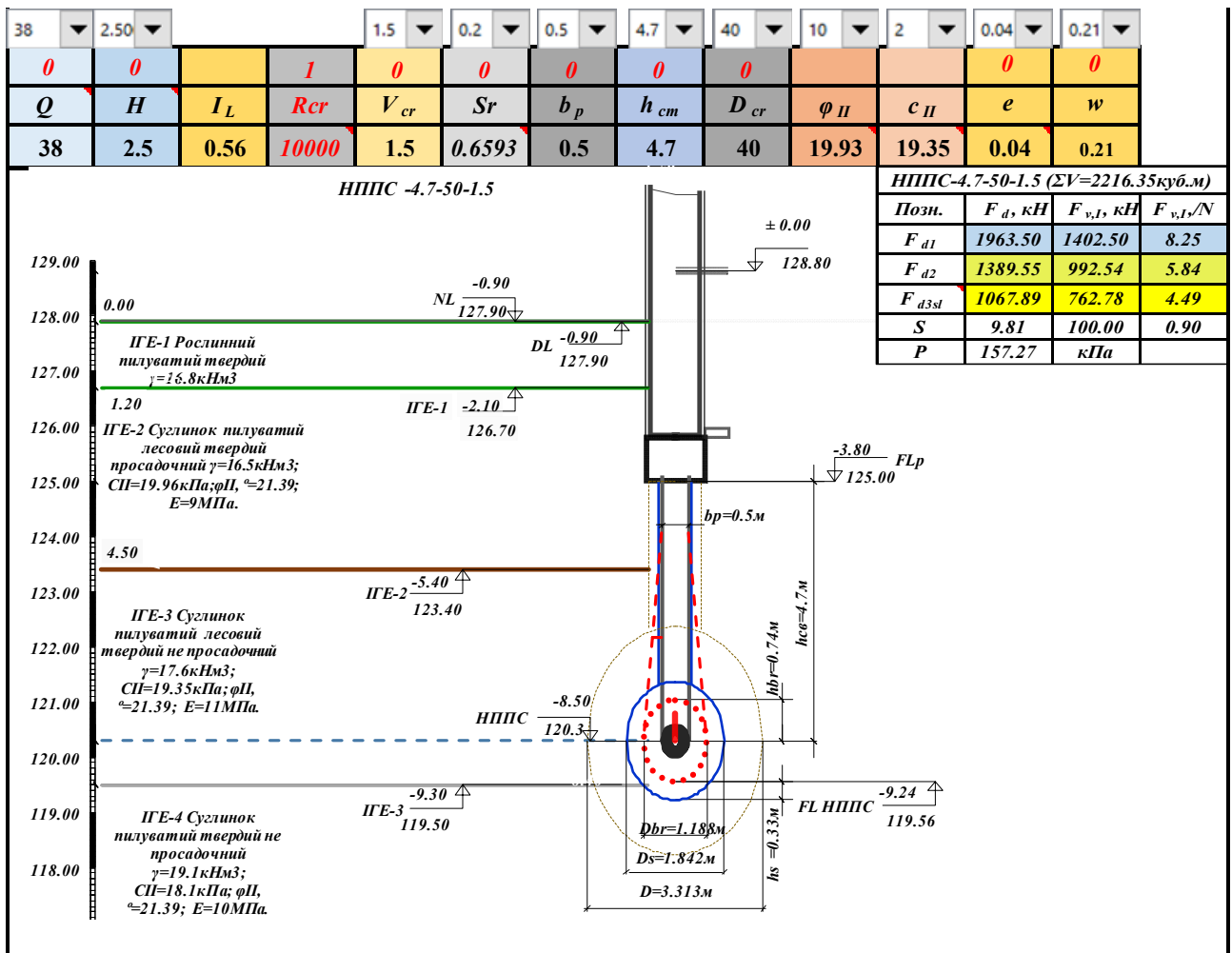


Рис. 2.23. Протокол розрахунку НППС-4.7-50-1.5 з щєбня

Аналіз роботи НППС-4.7-50-0.3

Для НППС-4.7-50-0.3 з щєбня (протокол розрахунку наведений на рис.2.24) маємо запас несучої здатності

За матеріалом розширення – 825%;

За ущільненої зоною – 284%;;

За властивостями просідання природного ґрунту – 223%;;

За осіданням палі запас складає 85.76%.

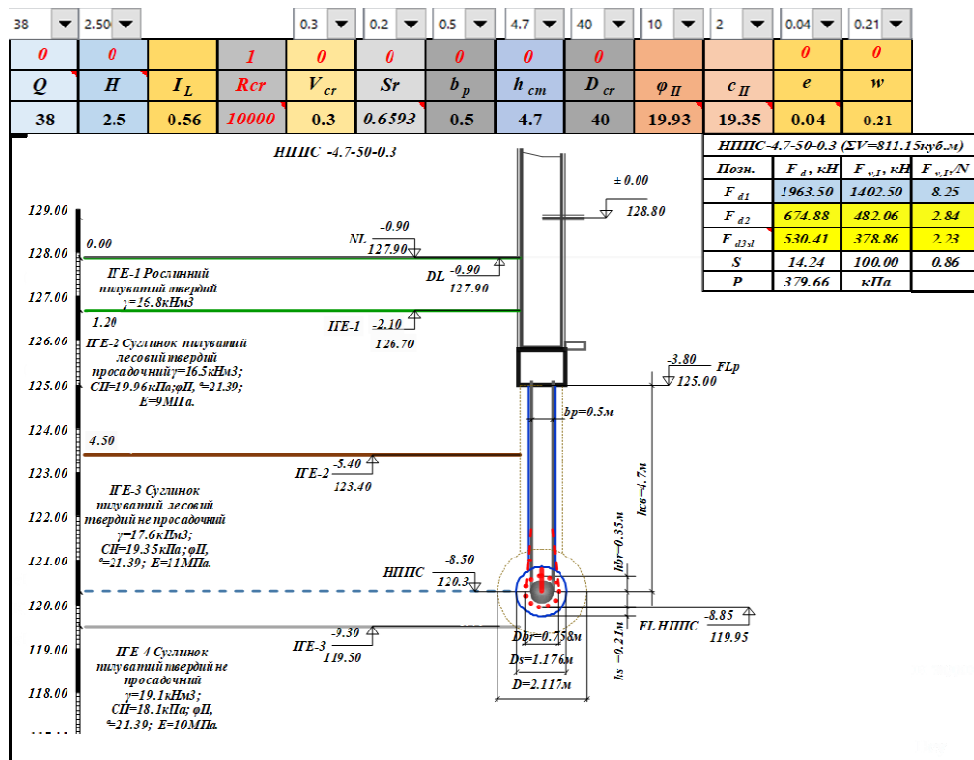


Рис.2.24 Протокол розрахунку НППС-4.7-50-0.3 з щебня

Висновок:

Витрати щебня становлять 811.1м³, тобто зменшено в 2.73разів з забезпеченням умов за міцністю і осіданням, але за матеріалом розширення запас дуже великий. Можливо змінити діаметр стовбуру.

Аналіз роботи НППС-4.7-20-0.3

При діаметрі стовбуру 0.2, об'ємом розширення 0.3м³ отримано зменшення об'єму щебня додатково в 1.9 разів в порівнянні з НППС-4.7-50-0.3 при запасі міцності розширення 132%.

Аналіз роботи НППС з розширенням з гравійного піску

Опір розширення з гравійного піску визначаємо за пропонуваною методикою, що враховує глибину розташування сполучення стовбуру і розширення, тому можливо коригувати несучу спроможність паль за рахунок зміни висоти стовбуру.

Розглянемо НППС-4.7-20-0.3 з гравійним піском розширення.

Протокол розрахунку наведений на рис. 2.25.

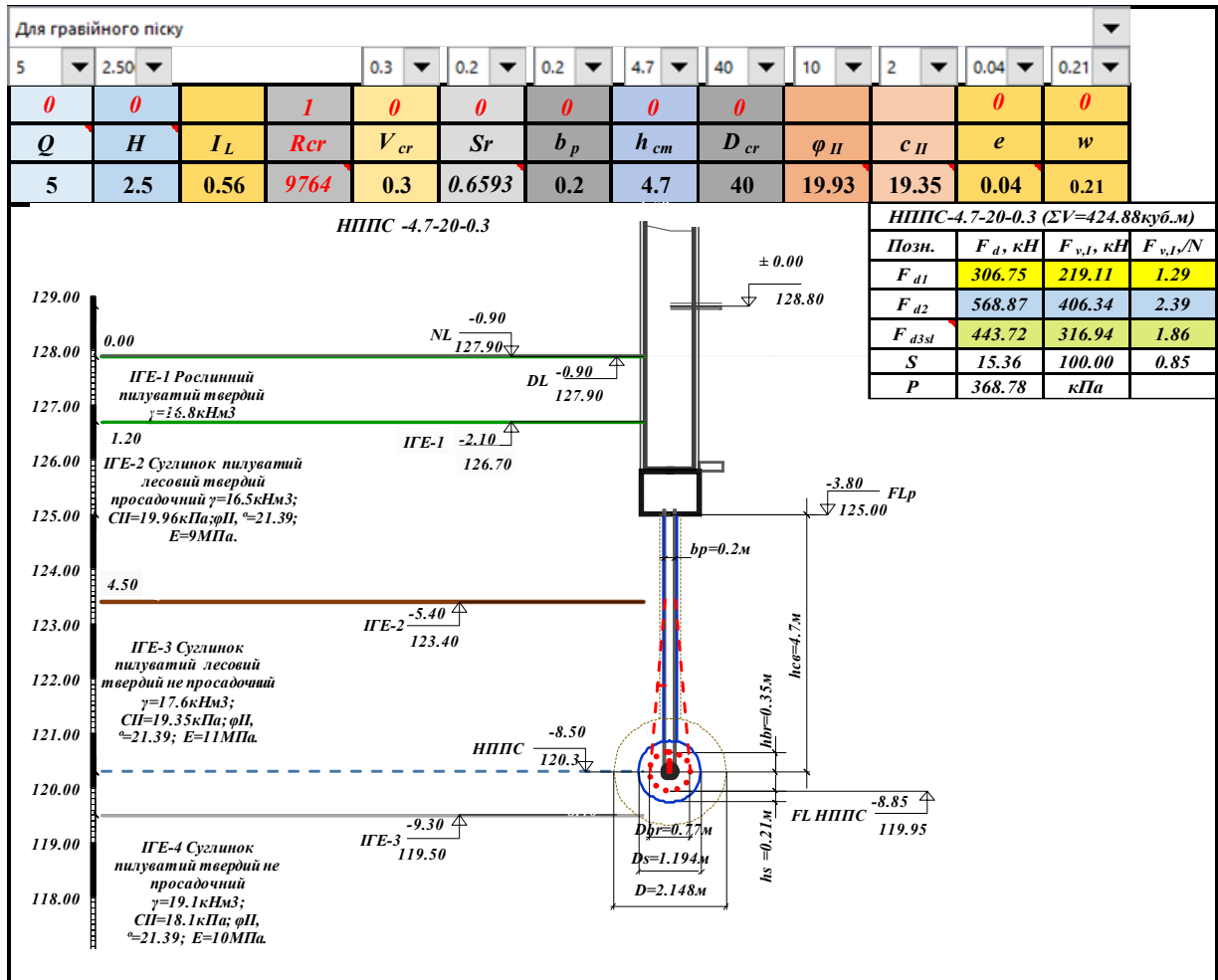


Рис. 2.25. Протокол розрахунку НППС-4.7-20-0.3 з гравійним піском

Висновок:

Запас несучої здатності 29%. Можливе зменшення висоти стовбуру.

Розглянемо НППС-2-20-0.3 з гравійним піском у розширенні на глибині 2м.

На рис. 2.26. наведено протокол розрахунку НППС-2-20-0.3.

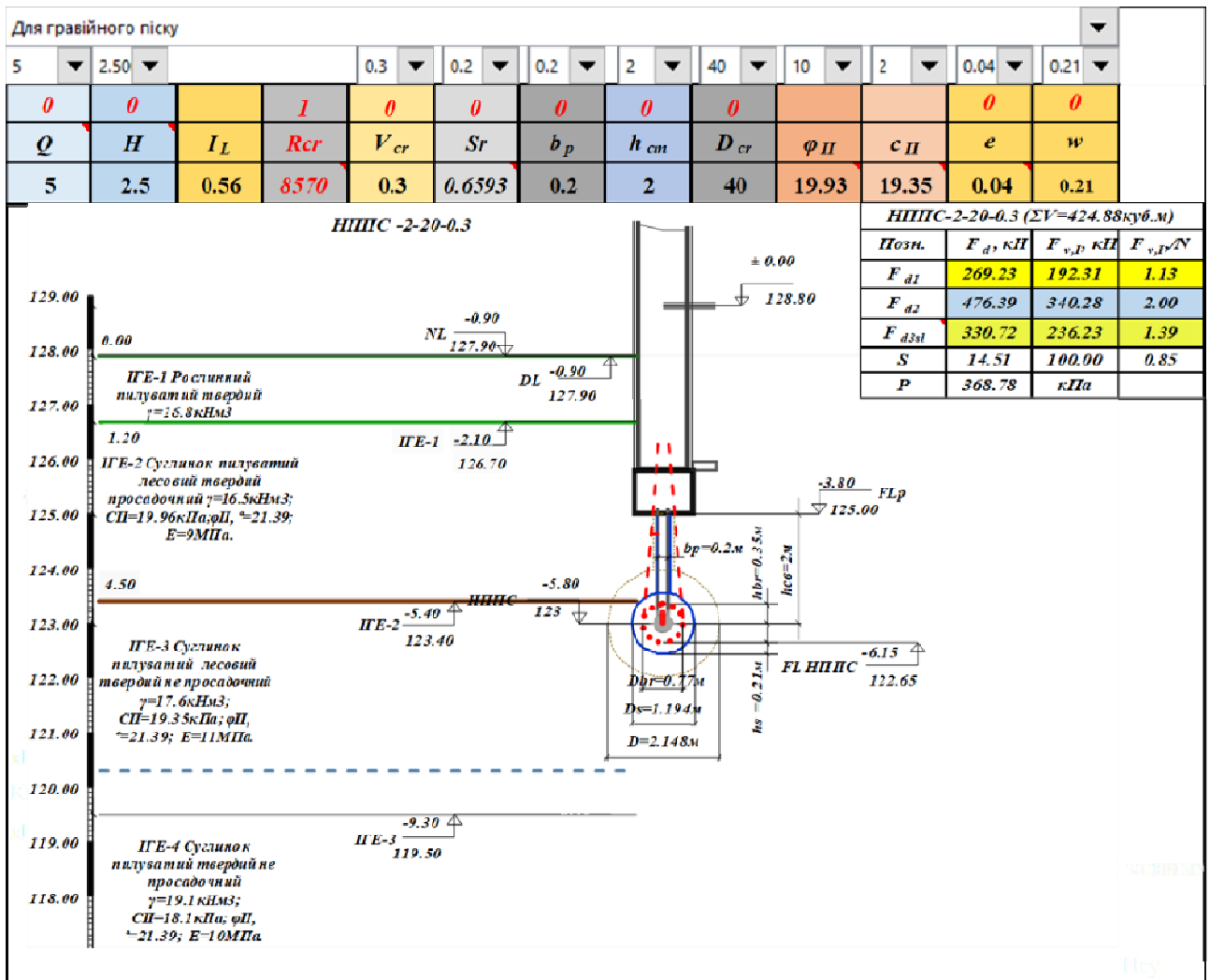


Рис. 2.26. Протокол розрахунку НППС-2-20-0.3 з гравійним піском

Висновок:

Запас несучої здатності - 13%. Необхідно перевірити можливість зменшення об'єму розширення.

Протокол розрахунку НППС-2-20-0.2 з гравійним піском в розширенні відображено на рис. 2.27.

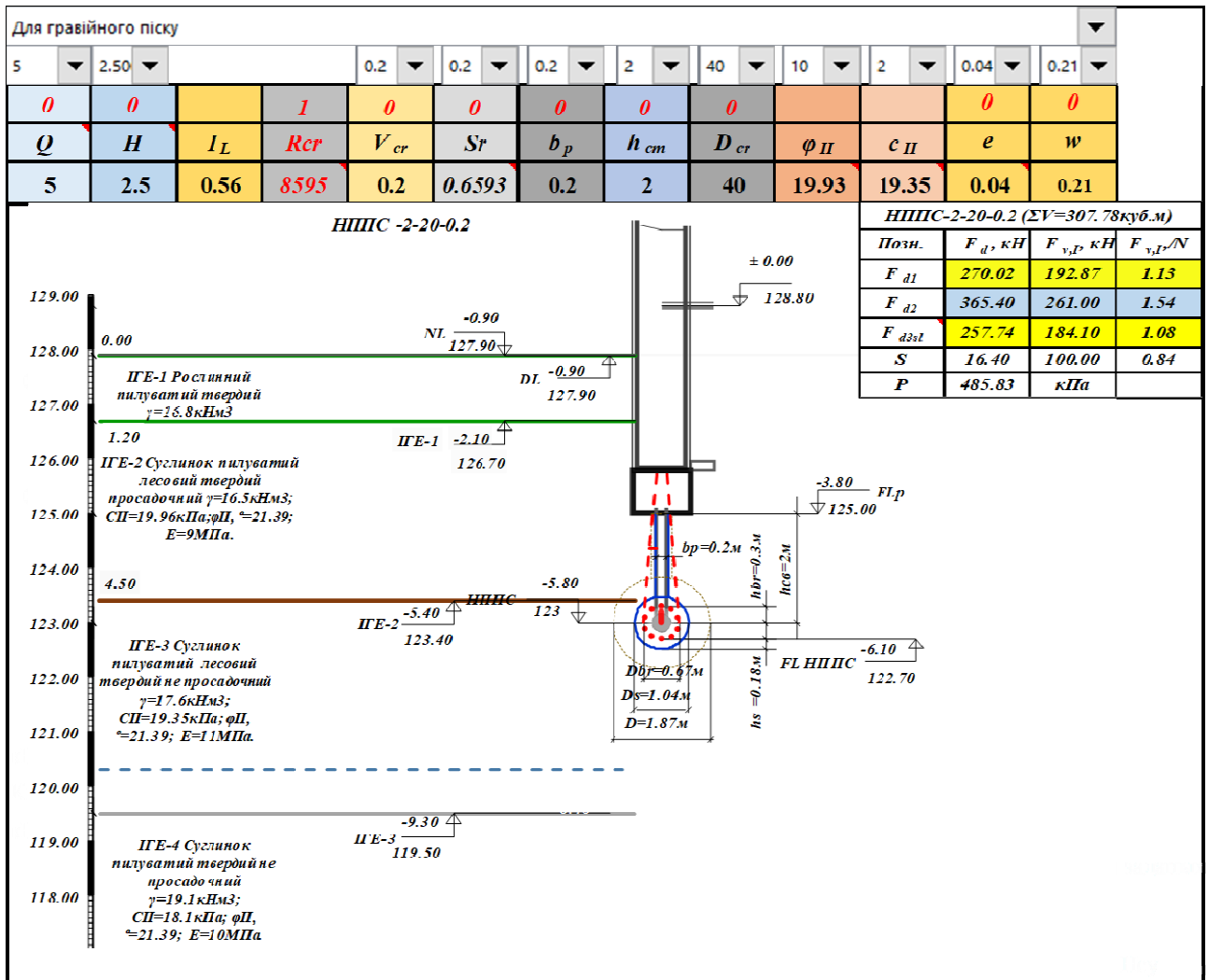


Рис. 2.27. Протокол розрахунку НППС-2-20-0.2 з гравійним піском

Висновок:

Запас несучої здатності 8% за властивостями просадочного суглинку. В результаті отримано зменшення об'єму гравійного піску на 117м^3 в порівнянні з НППС-4.7-20-0.3

Загальні висновки за розділом

1. Використання фундаментної плити на основі поля НППС є обґрунтованим рішенням з урахуванням наявності просадочних суглинків.

2. Використання набивних паль в пробитих свердловинах НППС дозволяє отримати повне прорізання шару ІГЕ-2 – суглинок пилюватий лесовий твердий просадочний і забезпечити передачу тиску на ІГЕ-3.
3. Дослідження несучої здатності НППС дозволило визначити основні задачі і шляхи їх вирішень. За допомогою EXCEL можливо виконати оптимізацію вибору матеріалу розширення і параметрів, що можуть бути скоригованими в процесі проектування.
4. В проекті прийнято НППС-2-20-0.2 з гравійним піском в розширенні.
5. Наступні дослідження роботи НППС за інженерною методикою дозволять розширити базу інформації, яка необхідна для створення будівельних норм з проектування і влаштування цих фундаментів.
6. В шифрі НППС окрім висоти (перша цифра), діаметру (друга цифра) та обсягу розширення (третья цифра), необхідно додати стандартний номер матеріалу стовбуру палі (четверта цифра) та стандартний номер матеріалу розширення (п'ята цифра). Для цього необхідно створити відповідне ДСТУ, що прискорить масове впровадження набивних паль в пробитих свердловинах.
7. Проведені дослідження частково наведені в тезах [41, с.547]

РОЗДІЛ 3

ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИЙ

3.1. Підготовка об'єкта будівництва

Ділянка під забудову розташована в Західній частині м. Бориспіль.

Будівельний майданчик вільний від забудови, насаджень, комунікацій і має рівнинний рельєф.

Будівельний майданчик обмежений існуючою забудовою.

Будівельні матеріали поставляються на будмайданчик автотранспортом.

В підготовчому періоді необхідно виконати наступні роботи:

- влаштувати огороження території буд майданчику;
- створити опорну геодезичну сітку на майданчику (червоної лінії, репери, головні вісі, опорна будівельна сітка);
- очистити територію від насаджень та сміття що заважає проведенню робіт;
- спланувати територію з влаштуванням тимчасових доріг та організацією поверхневого водовідводу;
- влаштувати засоби зв'язку;
- влаштувати освітлення буд майданчику;
- влаштувати тимчасові споруди для робітників та підключити до зовнішніх мереж води, електрики та каналізації.

В умовах комплексної механізації необхідна чітка поставка матеріалів у визначені строки, згідно графіку завозу матеріалів. Транспортування бетону, залізобетонних та металевих елементів здійснюється автотранспортом. Тимчасові шляхи підвозу влаштовуються зі збірних залізобетонних плит. Бетонний вузол знаходиться в м. Київ на відстані 52км від будмайданчику. Транспортування на об'єкт бетону та розчину здійснюється – автобетонозмішувачами. Електрифікація об'єкту здійснюється від місцевої ЛЕП, мережі водопостачання та каналізації приєднуються до міських магістралей.

3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічної карти на бетонування фундаментної плити

Область застосування.

Монолітну фундаменту плиту проектуємо з бетону природного твердіння, класу С16/20, що поставляється на будівельний майданчик з бетоно-розчинного вузла розташованого в м. Київ.

Згідно проведених розрахунків товщина плити складає 0,6 м або 600мм. Міцність бетону повинна становити не менше 70% від міцності класу бетону. Передбачена міцність бетону назначається на меншою за 26.1 Мпа.

Фундаментна плита армується арматурними виробами з арматури А400С. Захисний шар бетону для робочої арматури – не менше діаметра арматури і не менше 20мм.

Відомість потреб в матеріально-технічних ресурсах наведена на рис. 3.1.

№ п/п	Найменування робіт	Марка	Один. виміру	Кількість	Примітка
<i>Машини та засоби малої механізації</i>					
1	Автобетонозмішувач	Краз	шт	2	
2	Автокран	КС3575А	шт	1	
3	Бортовий автомобіль	Зул - 130	шт	2	
4	Глибинний вібратор		шт	2	
5	Апарат дугової зварки	ТД-300	шт	2	W= 1,9 кВт
<i>Інвентар, інструмент, пристосування</i>					
6	Опалубка	м2		162	
7	Шнур-причалка	шт		3	
8	Висок	шт		5	
9	Нівелір	шт		1	
10	Нівелірна рейка	шт		1	
11	Вимірювальні стрічки	шт		2	
12	Лопати	шт		8	
13	Ручні тримбовки	шт		4	
14					
<i>Засоби індивідуального захисту</i>					
15	Каска будівельна		шт	11	
16	Аптечка універсальна		шт	2	
17	Рухавці х18		шт	22	

Рис. 3.1. Відомість потреби в матеріально-технічних ресурсах

Технологія виконання робіт

Перед початком робіт по влаштуванню монолітної залізобетонної плити фундаменту необхідно завершити земляні роботи, виконати роботи по влаштуванню поля НППС. Підготовку під фундамент виконують з бетону кл. В3,5 товщиною 100мм. Так як котлован під будівлю має великі розміри то завезення матеріалів (бетону, арматури) та опалубки здійснюється безпосередньо до місця укладки.

Всі роботи виконуються по двом захваткам (див. рис. 3.2.) потоковим методом.

Після влаштування підготовки виконуються роботи по завезенню та монтажу односторонньої опалубки фірми "PERI". Для вантажно-розвантажувальних робіт в котловані використовується кран КС3575А вантажопідйомністю 10т на мінімальному вильоті стріли. Опалубку розвантажують по периметру котловану в пакетах. Монтаж опалубки виконується вручну, через невелику вагу щитів, згідно заздалегідь винесеним осям будівлі та опалубковим кресленням плити фундаменту, для забезпечення як найменшої відстані до місця

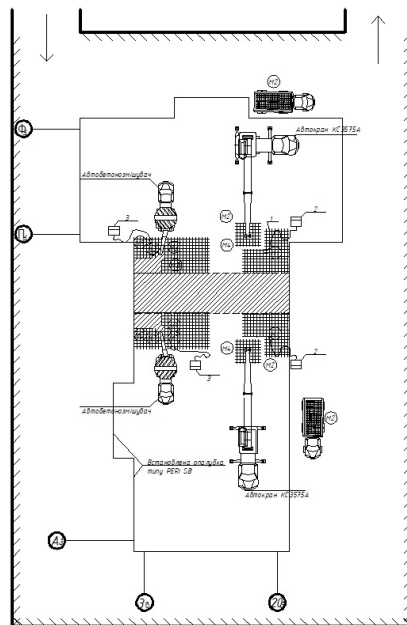


Рис. 3.2. Схема бетонування фундаментної плити двома захватками

укладки бетону залишається 2 заїзди для бетоновозів серед щитів опалубки. Вивірка опалубки виконується висками та натягнутими причалками. Проектні

позначки верху фундаментної плити виносяться за допомогою нівеліра і закріплюються на щитах опалубки, а також в середині прольоту кілочками з арматури забитими в ґрунт.

Після проведення опалубкових робіт розпочинають роботи з монтажу арматурних каркасів та сіток фундаментної плити. Арматурні вироби завозять з виробничої бази генпідрядної організації де працює арматурний цех. Розвантаження та монтаж виконується краном КС3575А. Зварку сіток та каркасів виконують апаратом дугової зварки та електродами марки Е-42. Монтаж виконують невеликими картами (схема карт див. рис. 3.3.) щоб не загроможувати під'їзні шляхи для бетонування. Паралельно з монтажем арматури розпочинаються роботи по заливанню бетонної суміші. Бетон привозять бетоновозами з ємністю 4м³, що розвантажують бетон безпосередньо на місце

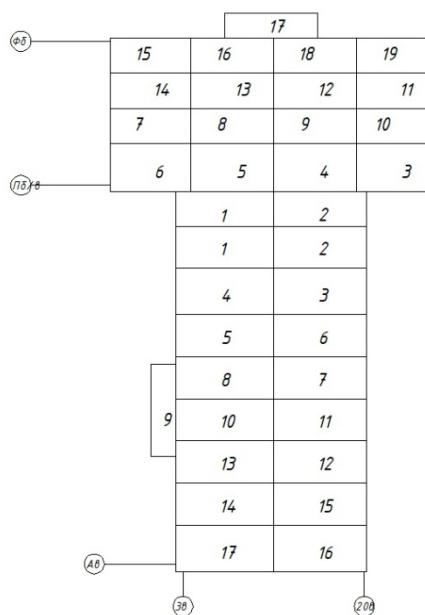


Рис. 3.3. Схема бетонування по картах

укладки. Бетонники ущільнюють бетонну суміш глибинними вібраторами та вирівнюють поверхню. Перерви бетонування виконуються з влаштуванням робочих швів (для покращення зчеплення при продовженні шви не заглажуються) в місцях плити, де виникають найменші внутрішні зусилля при експлуатаційних навантаженнях. Такі місця знаходяться приблизно на одній третій довжині прольоту в будь-якому напрямку. Для продовження бетонування робочі шви очищають від цементної плівки та змочують водою.

- розташування робочих місць поблизу перепаду по висоті до 1,3м і більше;
- машини, що рухаються, та предмети, що ними переміщуються;
- обвалення елементів будівельних конструкцій і опалубки;
- підвищена температура арматури (під час виконання робіт із попереднього термонапруження арматури);
- шум і вібрація, недостатня освітленість робочого місця;
- несприятливі метеорологічні умови;
- підвищена напруга в електричному колі, замикання якого може відбутися через тіло людини.

За наявності на майданчику перелічених небезпечних і шкідливих виробничих факторів, безпека виконання бетонних робіт повинна бути забезпечена відповідно до вимог проектно-технологічної документації (ПОБ, ПВР тощо). Одночасно необхідно визначити:

- небезпечні зони та засоби їх позначення (огорожі);
- безпечні засоби механізації для приготування, транспортування, подавання та укладання бетону;
- несучу здатність, міцність та стійкість опалубки, послідовність її монтажу та демонтажу;
- послідовність монтажу арматури;
- заходи та засоби безпеки праці під час догляду за бетоном у відповідну пору року.

Цемент для виконання бетонних робіт необхідно зберігати в силосах, бункерах, ларях, інших закритих ємностях, запобігаючи розпиленню під час завантаження і вивантаження. Завантажувальні отвори повинні бути закриті захисними ґратами, а ґрати закриті на замок».

Вимоги з організації робочих місць для безпечного виконання робіт наведено згідно ДБН А.3.2-2-2009:

«... Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби, а також закриті приміщення повинні бути освітлені відповідно до вимог ДБН В.2.5-28, ГОСТ 12.1.046 для запобігання засліплювальній дії освітлювальних приладів на працюючих. Обладнання систем освітлення конструктивно не повинно створювати ризик ураження електрострумом. Виконання робіт у місцях, рівень освітленості яких не відповідає вимогам ГОСТ 12.1.046, не допускається.

Складування матеріалів, прокладання транспортних шляхів, установлення опор повітряних ліній електропередачі та зв'язку повинні виконуватись за межами призми обвалення ґрунту незакріплених виїмок (котлованів, траншей), а їх розміщення у межах призми обвалення ґрунту біля виїмок із кріпленням допускається за умови попередньої перевірки стійкості закріпленого укусу відповідно до паспорта кріплення або розрахунку стійкості цього укусу з урахуванням динамічного навантаження від транспортних засобів, що пересуваються поблизу укусу.

Заготівлю та складання укрупнених арматурних каркасів необхідно виконувати у спеціально призначених для цього місцях.

Під час застосування бетонних сумішей з хімічними добавками необхідно використовувати захисні рукавички й окуляри.»

Порядок безпечного виконання робіт наведено згідно ДБН А.3.2-2-2009:

«... Перед початком бетонних робіт керівник зобов'язаний:

- перевірити стійкість, міцність, справність риштувань, конструкцій опалубки, огорож робочих горизонтів;
- перевірити справність тари, бункерів, бетононасосів, маніпуляторів; - забезпечити працівників необхідними засобами індивідуального захисту.

Робота змішувальних машин повинна здійснюватися з дотриманням таких вимог:

- очищення прямиків для завантажувальних ковшів повинно здійснювати після надійного закріплення ковша в піднятому положенні;
- очищення барабанів і корит змішувальних машин дозволяється тільки після зупинки машини і зняття напруги.

Під час заготівлі арматури необхідно:

- огороджувати місця, призначені для розмотування бухт (мотків) і виправлення арматури;
- під час різання верстатами стрижнів арматури на відрізки довжиною менше ніж 30см застосовувати пристрої, що запобігають їх розлітання;
- складати заготовлену арматуру в спеціально відведені для цього місця;
- закривати щитами торцеві частини стрижнів арматури в місцях загальних проходів, які повинні бути завширшки не менше ніж 1,0м.

Стропування арматурних стрижнів або каркасів під час переміщення їх вантажопідіймальними кранами повинні здійснювати стропальники.

Елементи каркасів арматури необхідно пакетувати з урахуванням умов їх піднімання, складування і транспортування до місця монтажу.

Доступ робітників на встановлені арматурні та арматурноопалубні блоки до повного їх закріплення забороняється.

Ходіння по укладеній арматурі допускається тільки по спеціальних настилах завширшки не менше ніж 0,6м, закріплених на арматурному каркасі.

Арматурні випуски з плит за їх висоти над рівнем бетону до 1,0м повинні бути захищені (наприклад, гофрованою пластмасовою трубкою).

Установлення підкладок чи фіксаторів захисного шару під виготовлені арматурні сітки необхідно виконувати з використанням подовжувачів.

Улаштування елементів опалубки у кілька ярусів допускається у разі, якщо це передбачено інструкцією з експлуатації опалубки заводу-виробника.

Розбирати опалубку з дозволу керівника робіт допускається після досягнення бетоном не менше 70 % міцності, що визначена проектною документацією конструкції.

Під час розбирання опалубки повинні бути вжиті заходи з унеможливлення випадкового падіння працюючих, елементів опалубки, обвалення підтримувальних риштувань і конструкцій.

Монтаж, демонтаж, експлуатацію самопіднімальної опалубки необхідно виконувати згідно з інструкцією організації-виробника.

Під час пересування секцій ковзної опалубки та пересувних риштувань повинні бути вжиті заходи, що забезпечують безпеку працюючих. Особам, що не беруть участі у цій операції, перебувати на секціях опалубки чи на риштуваннях забороняється.

Під час ущільнення бетонної суміші електровібраторами переміщувати їх необхідно за допомогою спеціальних тяг; під час перерв у роботі та під час переходу з одного місця на інше електровібратори повинні бути вимкнуті.

Експлуатація електрокабелю, що живить вібратор, з пошкодженою ізоляцією заборонена.

Під час електропрогрівання бетону, монтажу та приєднання електрообладнання до живильної мережі роботу повинні виконувати тільки електрики, які мають кваліфікаційну групу з електробезпеки не нижче III.

Забороняється виконання бетонних робіт з риштувань, площадок тощо під час грози, ожеледі, туману і за швидкості вітру 12 м/с і більше.

Під час розроблення ПВР на зведення об'єктів будівництва з використанням системних опалубок необхідно визначити технологічну послідовність робіт, під час якої безпечність виконання робіт була б забезпечена на всіх етапах реалізації проекту.

Системна опалубка, що використовується (придбана або орендована) будівельною організацією, повинна експлуатуватися відповідно до інструкції з експлуатації організації-виробника опалубки. Інструкція повинна бути адаптована

до умов праці організації-користувача. Без інструкції з експлуатації виробника опалубки її використання заборонено.

Під час продажу (оренди) системної опалубки або її елементів продавець (орендодавець) зобов'язаний надати покупцеві (орендатору) інформацію про несучу здатність елементів опалубки. Без наявності такої інформації експлуатація опалубки або її елементів заборонена.

Основа, на якій устанавлюється системна опалубка, або елементи, що її підтримують, не повинні деформуватись під дією технологічних навантажень і факторів, що виникають під час експлуатації опалубки.

Установлення елементів системної опалубки виконується організацією, що експлуатує цю опалубку, або організацією, що здає її в оренду.

До виконання робіт з монтажу (демонтажу) системної опалубки допускаються працівники, що мають відповідну до Єдиного класифікатора технічних спеціальностей (ЄКТС) професійну підготовку, пройшли спеціальне навчання та отримали відповідні інструктажі з безпеки праці.

Системну опалубку необхідно встановлювати відповідно до технологічних карт зведення залізобетонних конструкцій.

Для встановлення та утримання щитів вертикальної опалубки необхідно застосовувати відкоси, що передбачені інструкцією з експлуатації опалубки. Забороняється використовувати випадкові відкоси або підтримувальні стояки, що використовуються для горизонтальної опалубки.

Під час спорудження будівель і споруд каркасно-монолітним методом із використанням дрібноштучної (системної) опалубки робочі горизонти повинні бути огорожені інвентарною огорожею:

- під час зведення будівель (споруд) висотою до 20 м (або до 7 поверхів) інвентарними захисними огорожами, що розміщуються по периметру горизонтальної опалубки та поверхів будівлі (споруди);
- під час зведення будівель (споруд) висотою більше ніж 20 м (або більше 7 поверхів) - вертикальними сітчастими або суцільними системами, які

захищають останніх три поверхи (включно з поверхом робочого горизонту);

- понад 16 поверхів - вертикальними суцільними захисними огорожувальними системами, які захищають останніх три поверхи (включно з поверхом робочого горизонту).

Улаштування суцільних захисних огорожувальних систем необхідно робити перед установленням горизонтальної опалубки. Висота огорожі робочого горизонту, що утворюється вертикальними захисними системами, повинна бути для будівель:

- до 16 поверхів - не менше ніж 1,2м;
- понад 16 поверхів - не менше ніж 1,8м.

Орієнтовні схеми улаштування вертикальних захисних огорожувальних систем зазначені у додатку П. Вертикальні захисні огорожувальні системи повинні бути виготовлені відповідно до технічної документації, затвердженої у визначеному порядку. Виробник огорожувальних систем повинен надати користувачеві інструкцію з їх експлуатації.

За неможливості встановлення захисних огорожувальних систем через складні архітектурні форми будівлі, як виняток, допускається використання інших методів додаткового захисту від падіння з висоти працівників і предметів (захисні уловлювальні сітки, козирки тощо).

Відстань від конструкцій огорожувальних систем до опалубки перекриття повинна бути не більше ніж 50 мм.

Опалубка зовнішніх залізобетонних стін, колон, ригелів, пілонів, склепін повинна бути установлена зі спеціальних навісних площадок або риштовань, що прикріплені до конструкцій попереднього поверху, які здатні витримати технологічні навантаження, що при цьому виникають.

Вертикальна опалубка повинна бути обладнана жорстко закріпленими площадками, огороженими з трьох боків, для перебування на них бетонярів, і драбиною для підймання працівників. Застосування збірних навісних площадок забороняється.

Опорні стояки, що використовуються для підтримування елементів системної опалубки, повинні бути без частин, що самовільно роз'єднуються.

Демонтаж системної опалубки необхідно виконувати після забезпечення надійної стійкості елементів опалубки для запобігання їх падінню під час демонтажу.

Після розбирання системної опалубки ушкоджені елементи опалубки необхідно вилючити з подальшого використання. Норми відбракування цих елементів повинні визначатись в інструкції з експлуатації опалубки.

Після зняття опалубки повинні бути встановлені захисні огорожі по периметру поверху, а також огорожі прорізів у перекриттях або настили на них, які зберігаються до улаштування постійних огорож відповідно до технічної документації. Прорізи шахт ліфтів, сходових кліток повинні бути накриті щитами, розрахунок і конструкція яких зазначаються в ПВР.

Складають дрібні елементи системної опалубки в контейнерах і пакетах, що переміщуються по перекриттях у вантажних візках. Подавання елементів опалубки на наступний поверх у контейнерах і пакетах здійснюють з використанням виносних площадок.

Складають щити опалубки для вертикальних конструкцій або горизонтально на висоту не більше ніж 2,0 м, або в спеціальних касетах; під час складання на відкосах необхідно вжити заходів із запобігання перевертанням щитів під дією вітру.

Перевозити великогабаритні щити необхідно згідно з правилами, що розроблені виробником опалубки і адаптовані до умов праці організації-користувача.

Виконання електрозварювальних робіт на горизонтах, де встановлена опалубка, заборонено. Як виняток допускається виконання електрозварювання окремих стрижнів з додержанням правил виконання вогневих робіт.»

Приймальний контроль виконаних бетонних робіт.

Контроль якості бетону.

Якість бетону на будівництві контролює лабораторія.

Під час приймання бетонної суміші необхідно контролювати її рухливість. При виявленні відхилення від проектних значень рухливості необхідно поліпшити умови транспортування або відкоригувати склад суміші.

Контроль якості укладання та ущільнення бетонної суміші зводиться до контролю за організацією виконання робіт, та за роботою ущільнюючих механізмів, з метою вчасного усунення виявлених недоліків, що унеможливають якісне та своєчасне ущільнення суміші що в свою чергу порушує однорідність бетону в конструкції.

З метою контролю якості ущільнення бетонної суміші використовують радіоізотопні густиноміри, що діють за принципом вимірювання поглинання бетонною сумішшю гамма-променів. Радіоізотопними густиномірами визначають момент досягнення бетонною сумішшю максимальної об'ємної ваги під час віброущільнення.

Метою контролю якості укладеної бетонної суміші є перевірка відповідності її фізико-механічних характеристик проектним показникам.

Обов'язковою перевіркою є перевірка міцності зразків бетону на стиск. Зразки бетону для подальшої перевірки на стиск відбираються з кожної партії шляхом укладання бетонної суміші в спеціальні кубічні форми.

Зразки бетонної суміші по досягненню проектної міцності за часом випробовують на міцність при осьовому розтягу, розтягу при згині, на морозостійкість і водонепроникність (відповідно вимог проектної документації).

Випробування міцності при стисканні бетону виконують на контрольних зразках, що відбираються безпосередньо на місці бетонування конструкцій.

Інші фізико-механічні характеристики бетонної суміші визначають за контрольними зразками, відібраними на бетонному заводі.

Контрольну пробу бетонної суміші відбирають з випадкового замісу або з однієї транспортної ємності з метою виготовлення серії випробувальних зразків.

Не слід відбирати контрольні проби з першого і останнього замісу бетонної суміші, а також з двох замісів підряд.

Відібрані контрольні зразки на місці бетонування, зберігають в умовах тверднення бетону конструкції до моменту виконання випробувань. Випробування контрольних зразків передбачено зі впливом часу достатнього для досягнення зразками проектної міцності.

Зразки для випробування бетону на стиск повинні мати форму куба з довжиною ребер 30; 20; 15; 10см або циліндра діаметром 20; 15; 10см і висотою відповідно 40; 30; 20см.

Розміри випробувальних зразків обирають виходячи з найбільшої крупності заповнювачів бетону (ДСТУ Б В.2.7-224:2009).

Отримані у випробуваннях результати зразків приводять до межі міцності на стиск еталонного зразку – куба, довжиною ребер 15 см. Для цього отримані під час випробування межі міцності на стиск множать на прикладні коефіцієнти, що приймають згідно ДСТУ Б В.2.7-224:2009 або встановлюють дослідним шляхом.

Міцність бетону на стиск приймають за результатами випробування контрольних зразків відповідно до ДСТУ Б В.2.7-224:2009.

В якості основного методу контролю і оцінки однорідності і міцності бетону на стиск застосовують систематичний статистичний контроль.

Нестатистичний метод контролю можливо використовувати в разі, коли малі обсяги бетону не дають можливості отримати у встановлені ДСТУ Б В.2.7-224:2009 строки необхідну для проведення статистичного контролю кількість серій контрольних зразків.

Для контролю з кожної партії бетону відбирають не менше двох проб з різних замісів або транспортних ємностей.

Обсяг контрольної проби має прийматися з врахуванням виготовлення серії зразків, що призначена для контролю міцності у віці, відповідному досягненню проектної міцності, і додаткових серій для виконання проміжного нестатистичного контролю відповідно до вимог проекту та нормативних документів. Кожна серія – не менше трьох контрольних зразків.

Контрольні зразки виготовляють і випробовують відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.7-224:2009.

Якщо в результаті випробувань контрольних зразків буде встановлено, що міцність бетону не відповідає пред'явленим до нього вимогам, то склад бетонної суміші для подальшого бетонування має бути відкореговано, а можливість експлуатації зведених конструкцій встановлюється спільно з проектною організацією.

У відповідальних спорудах якість використаного бетону встановлюється відповідно вимог проектної документації шляхом випробування вибурених з конструкції зразків (кернів).

Для визначення якості бетону в конструкціях і спорудах, а також під час виробничого контролю поряд з механічними (руйнівними) методами випробування зразків застосовують неруйнівні методи.

Обов'язковим застосування неруйнівних методів є у випадках, коли руйнівними методами визначення міцності бетону виконати неможливо.

Найбільш поширений неруйнівний метод - ультразвуковий імпульсний метод визначення міцності бетону за допомогою спеціальної електронної апаратури. Даний метод заснований на порівнянні швидкості проходження ультразвукової хвилі в конструкції зі швидкістю її проходження в еталонних зразках, виготовлених і витриманих в таких же умовах, як і конструкція. Еталонні зразки даного складу бетону випробовують спочатку за допомогою ультразвуку, а потім на стиск в пресі, в результаті чого отримують залежність між швидкістю ультразвуку і міцністю бетону. Знаючи цю залежність, порівняльну міцність бетону на стиск в конструкції можна визначити за швидкістю ультразвуку в будь-якому місці і в будь-який час без вибурювання кернів або виготовлення контрольних зразків.

Ультразвуковий метод зручний для щоденного контролю за наростанням міцності бетону, а також для визначення його однорідності і виявлення дефектних місць всередині конструкції (наприклад, каверн, недостатньо провіброваних місць).

Міцність і однорідність бетону при застосуванні неруйнівних методів випробувань контролюють і оцінюють відповідно до ДСТУ Б В.2.7-224:2009.

На кожному об'єкті, де виконують бетонні роботи, необхідно вести «Журнал бетонних робіт». До нього заносять таку інформацію:

- обсяги виконаних робіт по частинах споруди;
- дата початку і дата закінчення виконання робіт з бетонування;
- проектний клас бетону, робочий склад і показники рухливості або жорсткості бетонної суміші;
- способи ущільнення суміші;
- дата виготовлення контрольних зразків бетону, їх кількість та маркування;
- терміни і результати випробування зразків;
- температура зовнішнього повітря під час бетонування;
- температура бетонної суміші при бетонуванні в зимовий час, а також при бетонуванні масивних конструкцій;
- тип використовуваної опалубки і дата розпалублення конструкцій;
- наявність атмосферних опадів.

Журнал підписують виконавець робіт і лаборант.

Приймання робіт.

Конструктивні елементи і споруди, виконані з бетону, приймають тільки після набуття ними проектної міцності. Для цього здійснюють огляд в натурі і роблять контрольні виміри, а в необхідних випадках піддають лабораторним випробуванням.

Приймати виготовлені конструкції необхідно до затирання їх поверхонь.

Якість будівельних матеріалів, напівфабрикатів, деталей, готових конструкцій повинна підтверджуватися паспортами, сертифікатами та іншими документами виробників, а при необхідності - актами випробувань матеріалів на будівництві.

Під час прийняття споруди приймальній комісії надають робочі креслення з нанесеними на них змінами, допущеними під час виконання робіт, а при значних

відхиленнях - виконавчі креслення, документи щодо узгодження змін, журнали робіт, дані випробувань контрольних зразків бетону, акти на приховані роботи, складені до бетонування на роботи зі спорудження конструктивних елементів, що закриваються наступним виконанням робіт (підготовка основи, гідроізоляція, виготовлення і встановлення арматурних сіток та каркасів, встановлення закладних деталей).

Допустимі відхилення в розмірах і положенні виконаних монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій від проектних нормуються ДБН В.2.6-98:2009.

Відхилення площин і ліній їх перетину від вертикалі або від проектного нахилу на всю висоту конструкції не повинні перевищувати:

- для фундаментів ± 20 мм;
- для стін і колон, що підтримують монолітні перекриття і покриття ± 15 мм;
- для стін і колон, що підтримують збірні балкові конструкції ± 10 мм;
- для стін будівель і споруд, зведених у ковзній опалубці, при наявності проміжних перекриттів 1/1000 висоти споруди, але не більше 50мм;
- відхилення площин від горизонталі не повинні перевищувати 20 мм на всю площину вивіряємої ділянки;
- місцеві відхилення поверхні бетону від проектної при перевірці конструкцій рейкою завдовжки 2 м, крім опорних поверхонь, не повинні перевищувати ± 5 мм;
- відхилення в довжині або прольоті елементів - ± 20 мм;
- в розмірах поперечного перетину елементів +6 мм, -3 мм.
- відхилення в позначках поверхонь і закладних деталей, службових опор для металевих або збірних залізобетонних колон і інших збірних елементів, не повинні бути більше - 5 мм;
- відхилення в плані при розташуванні анкерних болтів всередині контуру опори повинні бути не більше 5 мм;

- відхилення в плані при розташуванні поза контуром опори - не більше 10 мм;
- допустиме відхилення по висоті становить +20 мм;
- відхилення позначки по висоті на стику двох суміжних поверхонь не повинні перевищувати 3 мм.

Техніко-економічні показники розробленої техкарти наведено на рис. 3.7.

<i>№ п/п</i>	<i>Найменування</i>	<i>Один. вим.</i>	<i>За нормою</i>	<i>Прий- нято</i>
<i>1</i>	<i>Об'єм робіт</i>	<i>мЗ</i>	<i>1580</i>	<i>1580</i>
<i>2</i>	<i>Загальна трудоємність</i>	<i>люд.-дн</i>	<i>346</i>	<i>306</i>
<i>3</i>	<i>Питома трудоємність</i>	<i>люд.-дн./мЗ</i>	<i>0,22</i>	<i>0,19</i>
<i>4</i>	<i>Виробітка на 1 робочого в змін</i>	<i>мЗ/люд.-дн.</i>	<i>4,57</i>	<i>5,16</i>
<i>5</i>	<i>Продуктивність праці</i>	<i>%</i>	<i>100</i>	<i>113</i>

Рис. 3.7. Техніко-економічні показники техкарти.

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. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд
6. 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.
7. 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.
8. 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.
9. 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.
10. Зоценко М.Л. Посібник з проектування та зведення фундаментів у пробитих свердловинах (до СНиП 2.02.03-85) / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников. – К.: Держбуд України, 1997. – 72 с.

11. 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>

12. 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).

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

14. 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>

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

16. 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>

17. Мукосеев В. Н. К анализу расчетных ситуаций оснований и фундаментов при обследовании 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.

18. 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.

19. 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. Мукосєєв, Б.А. Шимків // Матеріали наукової конференції студентів Сумського НАУ 2014 ((1-8 листопада 2014 р.). – Суми, 2014. – с.250.

20. 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.

21. 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, 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/>.

22. 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.

23. 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.

24. 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.

25. 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.

26. ДСТУ-Н Б В.1.1-27 2010 «Будівельна кліматологія».

27. Мукосеев В.Н. Программа расчета снеговой нагрузки в местах возвышенный 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.

28. 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.

29. ДБН В.1.2-2_2006 Навантаження і впливи.

30. 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.

31. 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.

32. 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.

33. ВЕСТ. Программа расчета нагрузок и воздействий Руководство пользователя по Scad Office приложение Вест. URL: <http://www.studmed.ru/download/2c8001d33d9/>

34. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.

35. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування
36. 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/>.
37. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84*і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) І В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін.; за заг. ред. В.С. Шмуклера. -Харків: Золоті сторінки, 2015.- 208 с.
38. ДБН В.2.6-98:2009: Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення І Мінрегіонбуд України.- Київ, 2009.
39. ДСТУ Б В.2.6-156:2010: Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування І Мінрегіонбуд України. – Київ, 2011.
40. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. «Прогини і переміщення. Вимоги проектування».
41. Мукосеев В. Н., Копоть С. А., Мирончук Р. В., Савченко И. А., Мукосеев Н. В. Совершенствование условий внедрения набивных свай в пробитых скважинах // Topical issues of modern science, society and education. Proceedings of the 5th International scientific and practical conference. SPC “Sci-conf.com.ua”. Kharkiv, Ukraine. 2021. Pp. 547-552. URL:<https://sci-conf.com.ua/v-mezhdunarodnaya-nauchno-prakticheskaya-konferentsiya-topical-issues-of-modern-science-society-and-education-28-30-noyabrya-2021-goda-harkov-ukraina-arhiv/>.

ДОДАТОК А
«ПУБЛІКАЦІЇ»

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

МАТЕРІАЛИ

науково-практичної конференції
викладачів, аспірантів та студентів
Сумського НАУ

(19-23 квітня 2021 р.)

Петрак М.В., Приходько М.Ф. ВИКОРИСТАННЯ РОБОТОТЕХНІКИ В М'ЯСНІЙ ПРОМИСЛОВОСТІ	122
Самохіна Є.А. ЕЛЕКТРОМАГНІТНІ ПОЛЯ В ЖИТТІ СУЧАСНОЇ ЛЮДИНИ	123

БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ

Асадчий М.А. ОБГРУНТУВАННЯ ОБРАНОГО КОНСТРУКТИВУ СТІН ВІДПОВІДНО ДО ДІЮЧИХ НОРМ.....	124
Бережна Г.О., Срібняк Н.М., Івченко В.Д., Циганенко Л.А., Галушка С.А. ВИЗНАЧЕННЯ ХІМІЧНОГО СКЛАДУ ГЛИНИСТОЇ СИРОВИНИ ТА КЕРАМІЧНИХ ВИРОБІВ	125
Бура О., Циганенко Л.А. ВУЗЛИ СТРУКТУРНИХ ПОКРИТТІВ	126
Гайдар А.Д. РЕСТАВРАЦІЯ ЗНЕСЕНОЇ ЦЕРКВИ ПОКРОВИ ПРЕСВЯТОЇ БОГОРОДИЦІ У М. РОМНИ	127
Горбашенко В.А. АРМУВАННЯ ГРУНТОЦЕМЕНТНИХ ПАЛЬ ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ	128
Гузела К.В. ОСОБЛИВОСТІ ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ ГЕРІАТРИЧНИХ ПАНСІОНАТІВ	129
Забуга О., Срібняк Н.М., Душин В.В., Івченко В.Д., Циганенко Л.А. ДОСЛІДЖЕННЯ СТРУКТУРИ СУГЛИНКУ З ВИКОРИСТАННЯМ ЕЛЕКТРОННОЇ МІКРОСКОПІЇ	130
Кулик В.В. ДЕФЕКТИ ТА ПОШКОДЖЕННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ХІМІЧНОЇ ПРОМИСЛОВОСТІ ПРИ ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ	131
Лобода І.В., Шульга А.В., Срібняк Н.М. РЕКОНСТРУКЦІЯ ЧАСТИНИ НЕЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ ПО ВУЛ. ЛЮБЕЦЬКА У М. ЧЕРНІГОВІ	132
Маслов І., Срібняк Н.М., Івченко В.Д., Циганенко Л.А., Галушка С.А. ПІДГОТОВКА ЗРАЗКІВ ДЛЯ ДОСЛІДЖЕННЯ НА ЕЛЕКТРОННОМУ СКАНУЮЧОМУ МІКРОСКОПІ РЕМ-106і	133
Мірошніченко Ю. СТРУКТУРНІ ПОКРИТТЯ	134
Монастиренко В. ЗМІСТ І СУТНІСТЬ ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВНИЦТВА	135
Морська Л.Ф., Циганенко Л.А. РОБОТА РЕБРИСТИХ КОНСТРУКЦІЙ	136
Мукосєєв. В.М., Великодний Д.В. ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ ПРОЦЕСУ ЗАНУРЕННЯ ПАЛЬ	137
Мукосєєв. В.М., Копоть С.А. УЯВЛЕННЯ ПРО СТВОРЕННЯ НППС	138
Ніфонтова А.А. ОСОБЛИВОСТІ РЕКОНСТРУКЦІЇ БАГАТОКВАРТИРНОЇ ЖИТЛОВОЇ ЗАБУДОВИ В КРАЇНАХ ЄВРОПИ	139
Півторак Д.М., Срібняк Н.М., Івченко В.Д., Галушка С.А. МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ ГЛИНИСТОЇ СИРОВИНИ ТА КЕРАМІЧНИХ ЧЕРЕПКІВ.....	140
Півторак Д.М. РУЙНУВАННЯ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ТА ЇХ ПРИЧИНИ.....	141
Поливода В.С. ОСОБЛИВОСТІ УРАХУВАННЯ ТИМЧАСОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА ПЕРЕКРИТТЯ	142
Саюк Ю., Христин Я. ТОРГОВЕЛЬНО-РОЗВАЖАЛЬНІ ЦЕНТРИ	143
Скрипка Є.О. ВИЗНАЧЕННЯ МОДУЛЮ ДЕФОРМАЦІЇ ГРУНТОЦЕМЕНТУ	144
Спірідонов О.О., Бородай Д.С. ОСОБЛИВОСТІ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ ГОТЕЛЬНО-РЕСТОРАННИХ КОМПЛЕКСІВ.....	145
Тараненко С.В. АРХІТЕКТУРНІ ПРИЙОМИ РЕКОНСТРУКЦІЇ ЖИТЛОВИХ ТА ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ В УМОВАХ СУЧАСНОГО МІСТА	146
Тарасенко А.О., МЕТОДИ ВИПРОБУВАННЯ ПІДСИЛЕНИХ ОСНОВ	147
Шаповал В.А., Бородай Д.С. ПРИЙОМИ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ БАГАТОПОВЕРХОВИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ З ОБСЛУГОВУВАННЯМ НА ПРИКЛАДІ М. СУМИ	148

ФАКУЛЬТЕТ ВЕТЕРИНАРНОЇ МЕДИЦИНИ

Касьяненко К.С., Камбур М.Д., Замазій А.А. ОБМІН БІЛКІВ В ОРГАНІЗМІ СОБАК ЗАЛЕЖНО ВІД ТИПУ ВНД.....	149
Касьяненко К.С., Камбур М.Д., Замазій А.А. ВПЛИВ СТРЕСУ НА ОБМІН БІЛКІВ В ОРГАНІЗМІ СОБАК ЗАЛЕЖНО ВІД ТИПУ ВНД	150
Ярошенко О.С., Камбур М.Д., Замазій А.А. ВПЛИВ КОРЕКЦІЇ ОБМІННИХ ПРОЦЕСІВ В ОРГАНІЗМІ СУХОСТІЙНИХ КОРІВ НА ЕНЕРГЕТИЧНИЙ ОБМІН ТА ДИХАННЯ У НОВОНАРОДЖЕНИХ ТЕЛЯТ	151
Ярошенко О.С., Камбур М.Д., Замазій А.А. КОРЕКЦІЯ ОБМІННИХ ПРОЦЕСІВ В ОРГАНІЗМІ СУХОСТІЙНИХ КОРІВ.....	152
Сакун В.С., Камбур М.Д., Замазій А.А., Плюта Л.В. БІЛКОВИЙ ОБМІН В ОРГАНІЗМІ КІШОК ЗАЛЕЖНО ВІД КОРМОВОЇ ДОБАВКИ	153
Сакун В.С., Камбур М.Д., Замазій А.А., Плюта Л.В. ОБМІН БІЛКІВ, ПРОЦЕСИ ТЕРМОРЕГУЛЯЦІЇ ТА ПОКАЗНИКИ ГЕМОСТАЗУ У КІТНИХ КІШОК ПІД ВПЛИВОМ КОРЕКЦІЇ ГОМЕОСТАЗУ	154

УЯВЛЕННЯ ПРО СТВОРЕННЯ НППС

Мукоєєв. В.М., к.т.н. доцент кафедри будівельних конструкцій, Сумський НАУ,
Копоть С.А., студ. 1м курсу ЗПЦБ 2001м, спец. «Будівництво та цивільна інженерія»
Сумський НАУ

Останнім часом з кожним роком ускладнюються умови будівництва. Нове будівництво ведеться на територіях з більш складними інженерно-геологічними і гідрогеологічними умовами (слабкі ґрунти, несприятливі інженерно-геологічні процеси). До даного напрямку в фундаментобудуванні відносяться фундаменти глибокого закладення, що виконуються з набивних паль в пробитих свердловинах.

Залежно від методу влаштування НППС, розрізняють, утворених забиванням: сердечників (палі «Компрессоль»); інвентарних труб; оболонки, що залишаються в ґрунті (палі Штерна, палі Раймонда).

Технологія виготовлення набивних паль в пробитих свердловинах в загальному випадку включає три операції. Свердловину під палю виконують ударним способом за допомогою спеціального навісного обладнання на вантажопідіймальних машинах шляхом занурення пробивного снаряда. Після досягнення необхідної глибини забій свердловини заповнюють щебнем або жорстким ґрунтовим матеріалом і трамбуєть, отримуючи розширення нижньої частини стовбура палі. На завершення, решту свердловини заповнюють жорстким матеріалом з бетону, щебеню,битого скла, крупного піску, суміші щебеню суглинку чи глини і ущільнюють її трамбуванням.

Таким чином, висока ефективність застосування пальових фундаментів з набивних паль в пробитих свердловинах визначаються і характеризуються тим, що: в процесі пробивання свердловин навколо і під ними утворюються ущільнені зони ґрунтів з підвищеними значеннями їх міцності і деформаційних характеристик; шляхом утрамбовування в дно пробитою свердловиною жорсткого ґрунтового матеріалу або сухої бетонної суміші утворюється розширення основи, що перевищує діаметр свердловини до 1,5-2 разів; передача навантаження від паль на ґрунт основи як по їх підошві, так і по бічній поверхні відбувається спочатку на більш міцний, а потім менш міцний ґрунтовий матеріал при одночасному послідовному збільшенні площі взаємодії міцнішого матеріалу з менш міцним.

Завдяки зазначеному вище, найбільш повно використовується несуча здатність ґрунтів основи і матеріалу паль. Зокрема, у порівнянні з забивними залізобетонними палями несуча здатність бетону, паль в пробитих свердловинах з розширеною основою підвищується до 2-3 разів. Залежно від особливостей ґрунтових умов майданчиків будівництва пальові фундаменти і зміцнені основи з набивних паль в пробитих свердловинах доцільно застосовувати в добре ущільнюючих глинистих і іноді піщаних ґрунтах з низькими значеннями щільності, міцності і деформаційних характеристик, з вологістю, близькою до оптимальної. Так як при щільних ґрунтах або при їх низькій вологості пробивання утруднено, а у вологих пілувато-глинистих ґрунтах пробивний заряд засмокується в ґрунт, що ускладнює його витягнення.

Крім особливостей ґрунтових умов майданчиків будівництва, область НППС визначається конструкціями проєктованих будівель і споруд, навантаженнями на фундаменти, а також впливом динамічних дій при пробиванні свердловин і виконанні розширених основ на близько розташованих існуючих будівель і споруд навколишньої забудови.

Розрахунок пальових фундаментів з набивних паль в пробитих свердловинах і їх основпоки не має відповідних державних норм. Існують деякі завдання, що поки не вирішені. У тому числі завдання визначення міцності утрамбованого матеріалу.

Набивні палі в пробитих фундаментах повинні проєктуватися на основі і з урахуванням: результатів інженерних вишукувань для будівництва; даних, що характеризують призначення, конструктивні і технологічні особливості споруди та умов її експлуатації; діючих на фундаменти навантажень; умов існуючої забудови і впливу на неї нового будівництва; техніко-економічного порівняння можливих варіантів проєктних рішень для прийняття варіанту, що забезпечує найбільш повне використання міцності та деформаційних характеристик ґрунтів і фізико-механічних властивостей матеріалів фундаментів.

Будівництво об'єктів на палях в пробитих свердловинах ведеться в багатьох містах України. Характерними сучасними тенденціями в області пристроїв набивних паль є наступні: підвищення несучої здатності цих паль шляхом збільшення площі їх спирання на ґрунт; застосування коротких набивних паль (2,5-6 м) в масовому житловому будівництві; створення спеціалізованих будівельних організацій, які виконують роботи по влаштуванню набивних паль [1; С. 89].

Однак, говорити про широке використання таких фундаментів не доводиться, внаслідок обмеженої області застосування, відсутності по ним відповідних рекомендацій і вимог по їх проєктуванню і влаштуванню цих видів фундаментів і основ.

ЛІТЕРАТУРА

1. Винников Ю. Л. Результати тривалих геодезичних спостережень за осіданнями будівель на набивних палях у пробитих свердловинах. Збірник. Випуск 61. 2011. С. 88-93.

**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 ГРУНТОЦЕМЕНТНИМИ 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

УТОЧНЕННЯ РОЗРАХУНКОВОГО ОПОРУ МАТЕРІАЛУ НАБИВНИХ ПАЛЬ В ПРОБИТИХ СВЕРДЛОВИНАХ

Копоть С.А., студ. 2М курсу, ОС «Магістр», спец. «Будівництво та цивільна інженерія»
 Науковий керівник: доц. В. М. Мукосеев
 Сумський НАУ

Розкид значень несучої здатності НППС за жорстким матеріалом, втрамбованим у дно свердловини F_{d1} , за несучої здатністю палі по ґрунту в межах зони впливу F_{d2} та несучої здатністю F_{d3} природної основи палі потребує визначення параметрів НППС, при яких досягається рівномірність усіх складових фундаменту і забезпечення сприйняття розрахункових навантажень.

Дана робота виконана за темою магістерського кваліфікаційного дослідження на тему: «Дослідження впливу міцності втрамбованого матеріалу на несучу здатність НППС».

В посібнику [1] несучу здатність за матеріалом палі F_{d1} рекомендовано визначати з урахуванням за формулою:

$$F_{d1} = \gamma_c \cdot R_{cr} \cdot A_b, \quad (1)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи фундаменту;

R_{cr} – розрахунковий опір жорсткого матеріалу: для жорсткого бетону, щебню, гравію 8000-10000 кПа, жорстви 6000 кПа, битого скла 5000 кПа, крупного піску 4000 – 5000 кПа, розкритого щебню 1500 – 5000 кПа, суміші щебню (75%) та суглинку чи глини (25%) 500 кПа в замоченому та 2000 кПа в незамоченому стані;

$A_b = \pi r_b^2$ – площа нижнього поперечного перерізу стовбура діаметром b_p палі радіусом r_b , м².

Аналіз робіт за темою вказує на те, що співвідношення міцності матеріалу розширення і матеріалу стовбура не розглянуто, лише вказується на можливість встановлення арматури в стовбур палі при необхідності. На наш розсуд детальне вивчення залежності несучої здатності палі свід співвідношення міцності розширення і стовбура дозволить обґрунтовано призначати матеріал стовбура НППС.

Мета даної роботи – оцінка розбіжностей значень F_{d1} НППС за даними посібнику [1] і розрахункового опору гравелистих пісків (рис.1) в залежності від глибини розташування перерізу стовбура.

Розрахункові опори R_{cr} матеріалу розширення за таблицею Н.2.1 ДБН [2] наведені на рис.1 (крива 1- R_{cr}), а з урахуванням примітки 4 (крива 2 для $1.6 \cdot R_{cr}$) суттєво уточнюють значення, що наведені в посібнику [1].

Несуча здатність F_{d1} за формулою (1) при однакових поперечних перерізах A_b і $\gamma_c=1$ по [1] складає:

Мінімальна при $R_{cr}=8000$ кПа - $F_{d1} = 1570.8$ кН

Максимальна при $R_{cr}=10000$ кПа - $F_{d1} = 1963.5$ кН

За пропонуванням методом при розташуванні рівня спирання стовбура палі на глибині 6.5м по табл. Н.2.1 [2] $R_{cr}=9475.00$ кПа - $F_{d1} = 1860.41$ кН.

З урахуванням примітки 4 (табл. Н.2.1)[2] $R_{cr}= 15160.00$ кПа $F_{d1} = 2976.66$ кН

Розкид результатів становить від 47% до 38% і перевищує коефіцієнт надійності $\gamma_k=1.4$ п.

8.5.2.24 [2] у 1.1-1.4 рази. Це вказує на необхідність уточнення даних щодо розрахункового опору матеріалу НППС для розширення та стовбура.

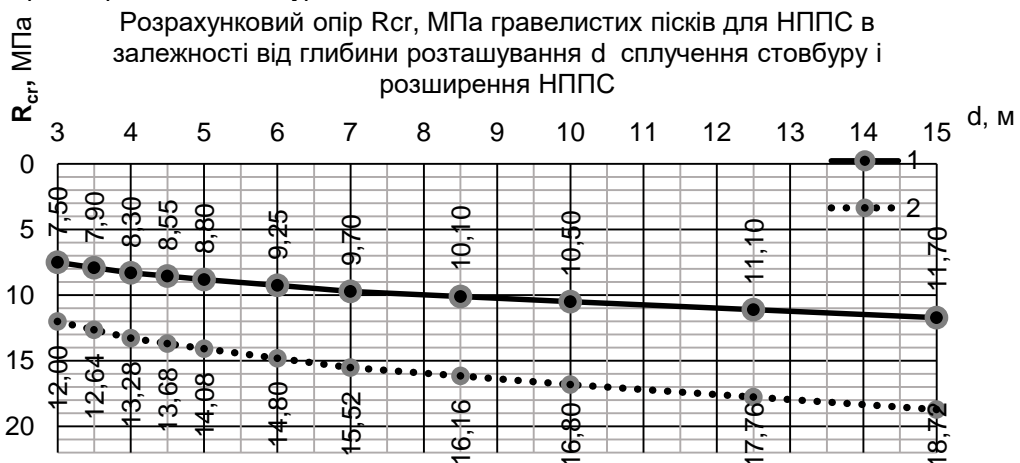


Рис.1. Розрахунковий опір R_{cr} гравелистих пісків на глибині d сплучення зі стовбуром

Список використаної літератури:

1. 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.
2. 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

	ГРУПОВИХ РІШЕНЬ	
108.	<i>Лоскутов С. С.</i> АСПЕКТИ КОРОТКОСТРОКОВОГО ПРОГНОЗУВАННЯ ВІДПУСКУ ЕЛЕКТРИЧНОЇ ЕНЕРГІЇ ВИРОБНИКАМИ З ВІДНОВЛЮВАНИХ ДЖЕРЕЛ	533
109.	<i>Маслакова А. О., Скора Н. А.</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАТРИМКИ ПІДКЛЮЧЕННЯ МЕРЕЖІ ETHERNET В ПРОГРАМНОМУ ЗАБЕЗПЕЧЕННІ SKILAB	541
110.	<i>Мозговий М. В., Сидорова М. Г.</i> ЗАСТОСУВАННЯ ПІДХОДУ TRANSFER LEARNING У ЗАДАЧІ РОЗПІЗНАВАННЯ ЕМОЦІЙ ЗА ВІЗУАЛЬНОЮ ІНФОРМАЦІЄЮ	544
111.	<i>Мукосеев В. Н., Копоть С. А., Мирончук Р. В., Савченко И. А., Мукосеев Н. В.</i> СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ УСЛОВИЙ ВНЕДРЕНИЯ НАБИВНЫХ СВАЙ В ПРОБИТЫХ СКВАЖИНАХ	547
112.	<i>Науменко В. В., Суровикін Ю. В., Сафонов О. О.</i> ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЇ ДИНАМІЧНИХ, МАГНЕПЛАНАРНИХ ТА ЕЛЕКТРОСТАТИЧНИХ ВИПРОМІНЮВАЧІВ ПОВНОРОЗМІРНИХ НАВУШНИКІВ	553
113.	<i>Оберська Н. В.</i> КАТОДНИЙ ЗАХИСТ ГАЗОПРОВОДУ	558
114.	<i>Останчук С. І., Терейковський І. А.</i> ОПИС АЛГОРИТМУ ДЛЯ ОБРОБКИ ВІДЕО-ФАЙЛУ	564
115.	<i>Плиско Е. А., Рутів О. А., Орленко А. С., Федотов В. В.</i> СИСТЕМА ПОДГОТОВКИ ДАНИХ ДЛЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ДИНАМИКИ ПОЛЕТА В РЕАЛЬНОМ ВРЕМЕНИ	569
116.	<i>Полянський О. С., Д'яконов В. І., Д'яконов О. В., Пиріжок В. С.</i> ВИКОРИСТАННЯ ПОЛІМЕРНИХ ВІДХОДІВ У ВИРОБНИЦТВІ ПАЛИВНИХ БРИКЕТІВ ЗА НОВОЮ НВЧ ТЕХНОЛОГІЄЮ	574
117.	<i>Посітко В. В., Лукавенко В. П.</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК ЕЛЕКТРИЧНИХ ДВИГУНІВ В УМОВАХ НАВЧАЛЬНО-ДОСЛІДНИЦЬКОЇ ЛАБОРАТОРІЇ ВНЗ	585
118.	<i>Радченко А. Е., Дегтяр В. В.</i> АКТУАЛЬНІСТЬ РОЗРОБКИ ТЕХНОЛОГІЇ ОВОЧЕВИХ ЗАКУСОК З ЕМУЛЬСІЙНОЮ СТРУКТУРОЮ	590
119.	<i>Руденко Д. О., Колосок Е. В.</i> ПОШУКОВА ОПТИМІЗАЦІЯ ЯК ОДИН З МЕХАНІЗМІВ ПРОСУВАННЯ САЙТІВ	594
120.	<i>Рутів О. А., Плиско Е. А., Орленко А. С., Федотов В. В.</i> ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ДИНАМИКИ ПОЛЕТА В РЕАЛЬНОМ ВРЕМЕНИ ДЛЯ НАСТРОЙКИ ПРОГРАММНОГО ОБЕСПЕЧЕННЯ СИМУЛЯТОРОВ ПОЛЕТА	599

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ УСЛОВИЙ ВНЕДРЕНИЯ НАБИВНЫХ СВАЙ В ПРОБИТЫХ СКВАЖИНАХ

Мукосеев Владимир Николаевич,

к. т. н., доцент

Копоть Сергей Анатольевич,

Мирончук Роман Валерьевич,

Савченко Иван Александрович

Студенты

Сумской национальной аграрный университет

г. Сумы, Украина

Мукосеев Николай Владимирович

директор

ООО НПП «АРХСТРОЙПЭМ»

г. Сумы, Украина

Введение. Набивные сваи в пробитых скважинах, несмотря на их эффективность [1-4], применяются в малых объемах из-за отсутствия нормативной документации (ДБН, ДСТУ-Н) на проектирование и устройство. В свою очередь разработка нормативной базы сдерживается недостаточным объемом опубликованных и проверенных решений инженерных задач по расчету и проектированию НСПС. Учитывая разветвленность алгоритма расчета таких фундаментов, на кафедре строительных конструкций СНАУ разработаны специализированные программы в оболочке EXCEL, которые существенно облегчают не только выполнение математических вычислений при решении практических инженерных задач, но и обеспечивают логические переходы по разветвленному алгоритму с наглядной геометрической визуализацией принятых решений в виде чертежа НСПС с привязкой зон влияния на окружающий сваю грунт к заданным инженерно-геологическим условиям (физико-механическим характеристикам и литологическому строению). Эти программы использовались в работах [6-10]

Общепринятое представление о зонах влияния НСПС на окружающий грунт (рис. 1).

В данной работе учитывались исследования зависимостей несущей способности НПС от объема втрамбованного щебня, степени влажности грунта, отказа трамбовки в процессе пробивки скважин, уже выполненные на кафедре строительных конструкций СНАУ. Однако все эти исследования должны быть подтверждены многократным практическим применением и в случае необходимости дополнены либо откорректированы.

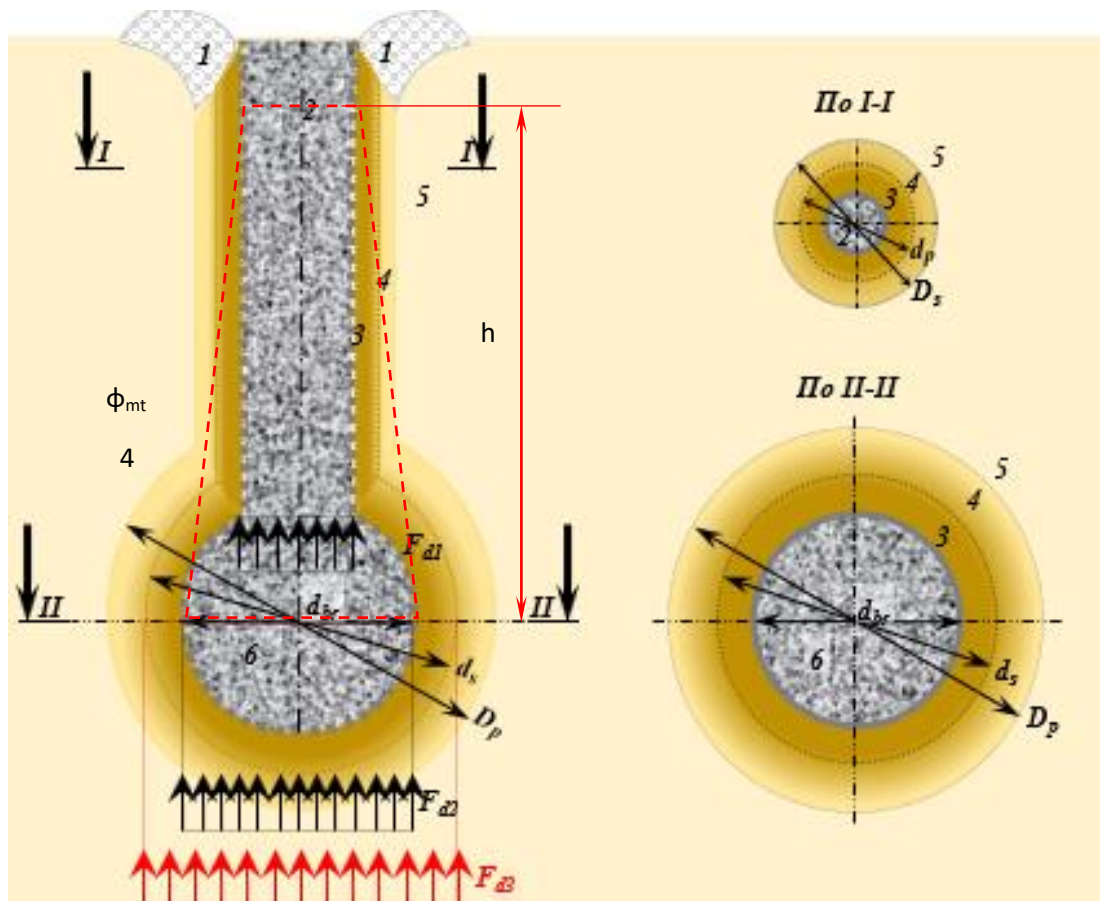


Рис.1. Схема формирования зон воздействия НПС в грунте: 1 – зона выдавливания грунта в процессе пробивки скважины; 2 – ствол НПС диаметром b_p ; 3 – зона достаточного уплотнения грунта диаметром D_s в процессе пробивки скважины и создания расширения; 4 – переходная зона от расчетного уплотнения в грунте природной плотности диаметром D_p ; F_{d1} – несущая способность по прочности материала R_{cr} , который втрамбовывается в дно скважины; F_{d2} – несущая способность по расчетному сопротивлению R_s уплотненного грунта в пределах уплотненной зоны грунта под расширением; F_{d3} – несущая способность по расчетному сопротивлению R грунта природного состояния, подстилающего уплотненную зону

Цель данной работы: Оценка несущей способности НСПС естественного грунта F_{d3} в основании уплотненной зоны (рис.1) в зависимости от прочностных характеристик грунта, изменение которых зависит от изменения влажности.

Объект исследования: Фундамент из набивных свай в пробитых скважинах.

Предмет исследования: Несущая способность грунта в основании уплотненной зоны НСПС F_{d3} (рис.1)

Методы исследования: В работе использован метод теоретического исследования в составе:

- переход от абстрактного понятия несущая способность НСПС к конкретной несущей способности грунта природного состава, подстилающего уплотненную зону F_{d3} ;

- идеализация зоны распространения достаточного уплотнения;

- численный эксперимент по моделированию несущей способности НСПС в зависимости от переменных характеристик естественного грунта;

- формализация результатов численного моделирования влияния возможного изменения характеристик естественного грунта, в основании уплотненной зоны на несущую способность НСПС F_{d3} .

Результаты и обсуждение. Для оценки изменения прочностных характеристик суглинков, в среде которых сформирован фундамент из НСПС (рис.2), была выполнена интерполяция данных таблицы В.2 приложения Д [5] и получены формулы аппроксимации зависимости угла внутреннего трения $\varphi_n=f(I_L, e)$ и удельного сцепления $c_n=f(I_L, e)$. Это позволило упростить алгоритм расчета несущей способности не только F_{d3} , но и F_{d2} .

Пример реализации расчета F_{d3} при минимально возможной и максимально возможной влажности W данного суглинка и соответствующем коэффициенте пористости и консистенции I_L (рис. 3 и 4). Анализ проведенных расчетов и исследований НСПС указывает на то, что при незначительных вертикальных нагрузках на НСПС (легкие каркасы сельскохозяйственных

зданий, котеджи, склади) существуют значительные запасы несущей способности. Например для производственного корпуса птичника с легким каркасом фирмы RUUKI с вертикальной нагрузкой и весом ростверка $F_{vI}=61.65\text{кН}$:

1. По прочности материала расширения из щебня превышение - в 22 раза;
2. По консистенции природного основания уплотненной зоны:
 - для полутвердых суглинков в 27 раз при $W=0.1$; $IL=0.091$ и в 9 раз при $W=0.138$ и $IL=0.25$
 - для тугопластичных суглинков в 9 раз при $W = 0.138$; $IL = 0.25$ и в 5.9 раза при $W = 0.197$; $IL = 0.5$;
 - для мягкопластичных суглинков в 5.8 раза при $W = 0.198$; $IL = 0.504$ и в 3.13 раза при $W = 0.255$; $IL = 0.749$;
 - для текучепластичных суглинков в 3.11 раза при $W=0.256$; $IL=0.75$ и в 1.29 раза при $W=0.197$; $IL=1$.

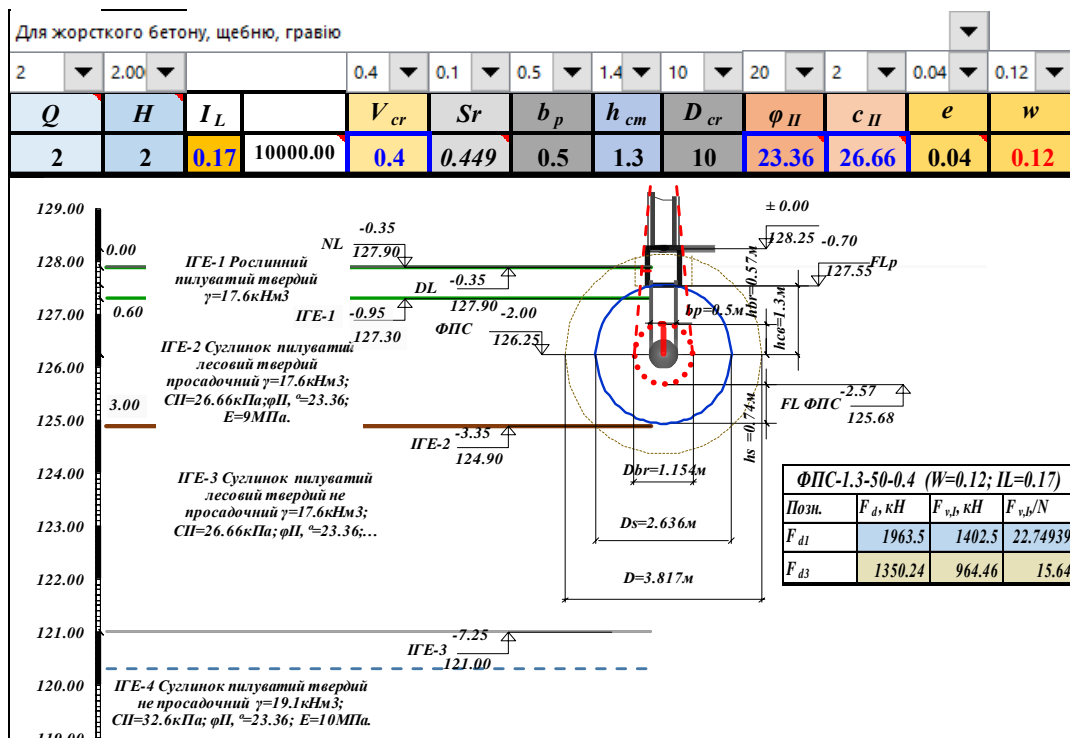


Рис. 3. Результаты расчет F_{d3} и вид НСПС при влажности грунта $W=0.12$ ($I_L=0.17$)

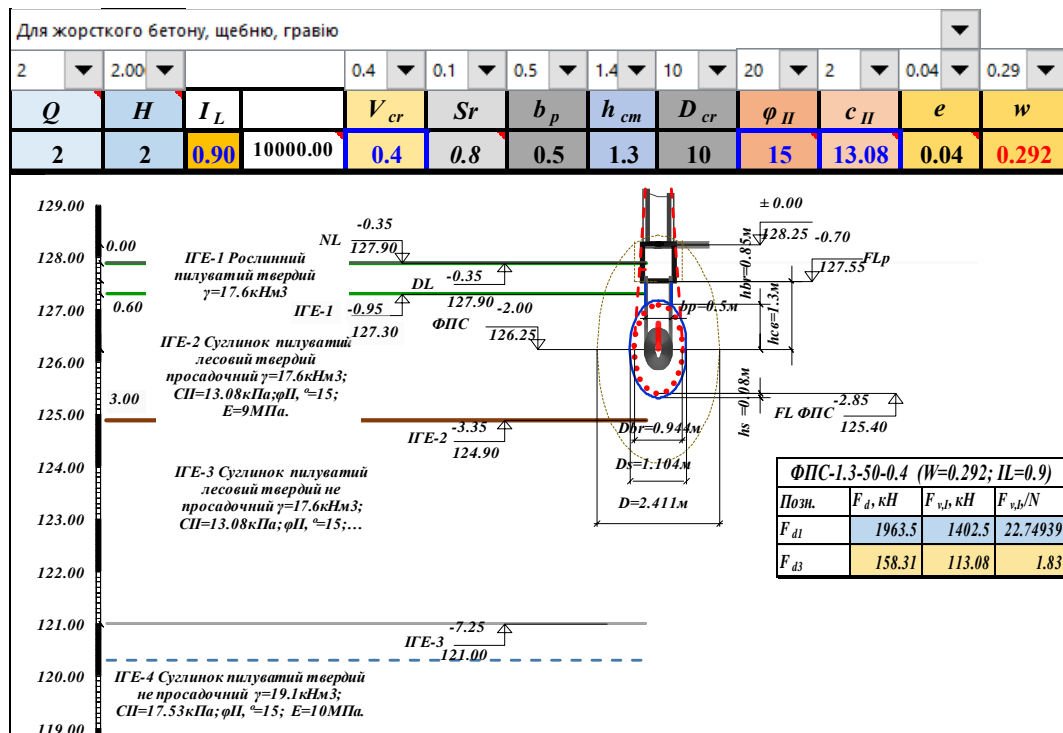


Рис. 4. Результати расчет F_{d3} и вид НСПС при влажности грунта $W=0.292$ ($I_L=0.9$)

Выводы. Учитывая необходимость обеспечения равной прочности всех зон НСПС, необходимо продолжать исследования влияния прочности втрамбованного материала с низкой прочностью для обеспечения условий равной прочности всех зон влияния НСПС на окружающий грунт при малых нагрузках на фундамент.

ЛИТЕРАТУРА

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 паль у пробитих свердловинах / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, А.М. Павліков // ПолтНТУ, ДП НДІБК. – К., 2014. – 70 с.
3. Набивні палі у пробитих свердловинах: досвід і перспективи застосування / Ю.Л. Винников, І.В. Мірошніченко, 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.

4. 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>.

5. 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.

6. 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/>

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

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

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

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