

## Анотація

Бридун А. Б. Будівництво критого багатофункціонального тренувального тенісного центру в м. Одеса. Спеціальність 192 «Будівництво і цивільна інженерія», освітня програма «Будівництво і цивільна інженерія». Київ: Східноукраїнський національний університет ім. В.Даля, 2022 рік.

В Архітектурній частині кваліфікаційної роботи розроблений генеральний план, представлено об'ємно-планувальні рішення багатофункціонального тренувального тенісного центру, виконано теплотехнічних розрахунків огорожуючих конструкцій, викладені характеристики основних конструктивних елементів будівлі.

У конструктивній частині виконано розрахунок основної несучої конструкції будівлі – металевої арки.

У розділі «Основи та фундаменти» для розрахованого навантаження визначена глибина закладання фундаменту з врахуванням призначення і конструктивних вимог будівлі, кліматичних факторів, існуючого та проєктного рельєфу, інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов майданчика. Також визначений розмір підшви фундаменту. Виконаний розрахунок осідання фундаменту і його осідання у часі, розрахунок фундаменту по міцності.

У четвертому науково-дослідному розділі кваліфікаційної роботи «Трансформація організаційних структур будівельних підприємств» проведено дослідження організаційних структур будівельних підприємств. Доведено, що, як і будь-якій системі, будівельним підприємствам властиве прагнення до розвитку, спрямоване на підтримку стійкості за рахунок ефективних управлінських рішень, в тому числі прийняття рішення щодо своєчасної трансформації організаційної структури підприємства. .

Ключові слова: спортивний комплекс, багатофункціональний тенісний центр, металева арка, трансформація, управління, організаційна структура.

Загальна кількість сторінок 81, кількість таблиць 14, кількість рисунків 14, використаних джерел 27.

## Зміст

Вступ.....	8
Розділ 1. Архітектурна частина .....	11
1.1 Вихідні дані .....	12
1.2 Характеристика генплану.....	13
1.3 Функціональне призначення.....	13
1.4 Об'ємно-планувальне рішення.....	14
1.5 Архітектурно – конструктивне рішення.....	16
1.5.1 Фундаменти .....	17
1.5.2 Огороджувальні конструкції.....	17
1.5.3 Перегородки.....	19
1.5.4 Покриття .....	20
1.5.5 Вікна та вітражі .....	21
1.5.6 Двері .....	21
1.5.7 Підлоги .....	21
1.5.8 Оздоблення .....	22
1.6 Інженерне обладнання будівлі.....	23
1.6.1 Опалення та вентиляція.....	23
1.6.2 Внутрішні мережі водопостачання та каналізації .....	23
1.6.3 Зовнішні мережі водопостачання та каналізації.....	24
1.6.4 Зовнішнє електроосвітлення.....	24
1.6.5 Енергопостачання .....	24
Розділ 2. Розрахунково-конструктивна частина .....	25
2.1 Компонування конструктивної схеми каркасу тренувального тенісного центру.....	25
2.2 Збір навантажень на арку .....	26

2.3 Складання вихідної інформації для розрахунку арки за програмою ЛІРА.....	32
2.4 Підбір перерізів стрижнів арки за результатами розрахунку.....	35
2.4.1 Підбір перерізу стрижнів арки верхнього пояса відправної марки АР 1-а.....	35
2.4.2 Підбір перерізу стрижнів арки нижнього поясу відправної марки АР 1-а.....	38
2.4.3 Підбір перерізу розкосів арки відправної марки АР 1-а.....	40
2. 5 Конструювання та розрахунок вузлів арки .....	41
2.5.1 Розрахунок проміжного вузла арки .....	41
2.5.2 Розрахунок монтажного стику.....	43
2.6.3 Розрахунок опорного шарніру .....	43
2. 6 Розрахунок колони.....	44
2.6.1 Підбір перерізу колони.....	44
2.6.2 Перевірка стійкості колони у площині дії моменту .....	45
2.6.3 Перевірка стійкості колони із площини дії моменту .....	46
2.6.4 Перевірка міцності колони.....	47
2.6.5 Розрахунок бази колони .....	47
2.7 Поєднання балок з колонами .....	49
Розділ 3. Основи та фундаменти .....	50
3.1 Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва.....	50
3.2 Вибір глибини закладання фундаменту.....	52
3.3 Визначення розрахункового опору палі .....	53
3.4 Визначення навантажень, що діють на фундамент .....	54
3. 5 Розрахунок пальового ростверку .....	57
3.6 Визначення осідання пальового фундаменту методом підсумовування.....	62

Розділ 4. Трансформація організаційних структур будівельних підприємств.....	64
4.1. Аналіз методичних засад трансформації організаційних структур будівельних підприємств.....	64
4.2. Вдосконалення процесів трансформації організаційних структур підприємств будівельної галузі.....	73
Висновки .....	78
Література .....	79

## Вступ

*Актуальність теми.* Будівництво в умовах збройного конфлікту на території нашої держави безумовно вплинуло і вплине не на одне покоління в Україні. Розбудова територій починається як із житлових та із громадських будівель різного призначення відповідно до соціального замовлення, що висувається суспільством.

З величезної кількості типів громадських будівель найчисленнішу групу складають спортивні споруди. За класифікацією нині існує понад 90 видів спортивних споруд, різних за місткістю, розмірами, набором приміщень. Видів спорту налічується понад 40, для кожного виду спорту споруджуються різного розміру та місткості будівлі, тому можна судити про існуючу номенклатуру спортивних будівель.

Весь досвід експлуатації спортивних споруд підтверджує високу функціональність таких спеціалізованих будівель.

*Актуальність науково-дослідної частини кваліфікаційної роботи.* Розвиток підприємства через структурну трансформацію особливо актуальний для України, коли підприємства будуть потребувати системного і спланованого розвитку на перспективу, незважаючи на існуючі кризові явища в економіці. Досвід трансформації економік країн світу свідчить про те, що макрорекструктуризація неможлива без проведення організаційно-структурних змін на мікрорівні. Оскільки розвиток підприємства здебільшого залежить від того, наскільки його організаційна структура відповідає обраним напрямкам розвитку, своєчасне прийняття рішення щодо трансформації оргструктури є основою не лише існування, а й розвитку підприємства. Ефект від трансформації організаційної структури будівельних підприємств повинен бути підтвердженим не лише підвищенням ефективності їх функціонування, а й переходом підприємств на якісно новий рівень.

Актуальність цього напряму дослідження також визначається необхідністю удосконалювати існуючі та розвивати нові принципи та методи управління підприємствами. Це зумовлено тим, що зовнішнє середовище стає все більш динамічним і складним. Останнє вказує на те, що своєчасне

ухвалення рішень про необхідність трансформації організаційної структури підприємства має базуватися на обґрунтованих підходах до визначення впливу зовнішнього середовища на діяльність підприємства. Також важливою проблемою є вплив конфлікту між складовими частинами підприємства на трансформаційний процес, оскільки конфлікт повинен бути прискорювачем зазначеного процесу та безпосереднього розвитку підприємства.

Слід зазначити, що будівельна галузь - одна з найважливіших галузей господарства, від якої залежить ефективність функціонування всієї економіки країни. Крім того, будівельна галузь представлена підприємствами всіх організаційно-правових форм господарювання, будівництво та будівельне виробництво представлені підприємствами, що працюють у різних типах зовнішнього середовища та мають різні види організаційних структур, тобто будівельна галузь, у контексті дослідження трансформацій організаційних структур у процесі розвитку, універсальна.

Мета роботи – розробка проектних рішень будівництва критого багатофункціонального тренувального тенісного центру та удосконалення теоретико-методичних підходів та розроблення практичних рекомендацій щодо формування сукупності й послідовності дій з трансформації організаційної структури будівельного підприємства в процесі розвитку.

Досягнення сформульованої мети зумовлює необхідність виконання таких взаємозалежних завдань:

- здійснити розробку об'ємно-планувальних та конструктивних рішень багатофункціонального тренувального тенісного центру;
- здійснити аналіз існуючих теорій трансформації організаційних структур, розглянути та удосконалити класифікацію підходів до трансформаційного процесу;
- удосконалити методичний підхід до визначення впливу факторів зовнішнього середовища підприємства на результати його діяльності з метою своєчасного ухвалення рішень про трансформацію організаційної структури;
- визначити систему показників ефективності трансформації організаційних структур підприємств.

Об'єкт дослідження – процес трансформації організаційної структури підприємства у його розвитку.

Предмет дослідження – теоретико-методичні основи та практичні аспекти трансформації організаційних структур підприємств будівельної галузі.

Практичне значення отриманих результатів полягає в тому, що удосконалені в роботі теоретико-методичні підходи та розроблені практичні рекомендації щодо формування сукупності та послідовності дій з трансформації організаційної структури підприємства в процесі розвитку з урахуванням впливу факторів зовнішнього середовища доведені до рівня практичного застосування та можуть бути впроваджені в роботу будівельних підприємств.

Структура і обсяг роботи. Кваліфікаційна робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків і літератури, яка містить 27 найменування. Загальний обсяг кваліфікаційної роботи – 81 сторінок, обсяг основного тексту – 79 сторінки. Робота містить 14 таблиць і 14 рисунків

## Розділ 1. Архітектурна частина

Причиною виникнення різних типів громадських будівель є соціальне замовлення, що висувається суспільством.

Основою типології є призначення будівлі, відповідність його просторів функцій, що протікають в ньому. Діяльність людей усередині будівлі є тією функцією, для якої має бути створений простір та місце дії. Характер проектованої будівлі, що передбачає заняття спортом, визначив решту елементів простору і композицію приміщень спортивного комплексу.

З величезної кількості типів громадських будівель найчисленнішу групу складають спортивні споруди. За класифікацією нині існує понад 90 видів спортивних споруд, різних за місткістю, розмірами, набором приміщень. Видів спорту налічується понад 40, для кожного виду спорту споруджуються різного розміру та місткості будівлі, тому можна судити про існуючу номенклатуру спортивних будівель.

Весь досвід експлуатації спортивних споруд підтверджує високу функціональність спеціалізованих будівель.

У критих спортивних спорудах весь основний функціональний процес протікає у закритому приміщенні.

Криті тенісні корти виділені в особливу категорію критих спортивних споруд з огляду на певну специфіку гри в теніс, яку не завжди раціонально поєднувати з іншими спортивними іграми. Такою специфікою є висота критих тенісних кортів, яка повинна дорівнювати не менше 8 м над сіткою (у середині майданчика) і може бути знижена до 3,5 м до торцевих стін зали. Оскільки гра ведеться порівняно маленьким м'ячем (діаметр м'яча приблизно дорівнює 12 см), зали повинні мати підвищену освітленість (площа скління становить 1/5 площі зали; при штучному освітленні - 250 лк поверхні корту при тренуваннях і 350 лк при змаганнях); торцеві стіни та майданчик мають бути покриті матовою фарбою темних спокійних тонів. Входи в зал бажано розташовувати біля середини довгої сторони майданчика або в кутках зали.

Склад приміщень для критих тенісних кортів включає один або кілька основних залів, тренувальні або навчальні зали з тренувальними стінками

(тренування проводиться з використанням відскоку м'яча від стінки, з розрахунку 1 людина на 4м стінки; глибина приміщення 12-20 м) і комплекс підсобних приміщень.

Тренувальні зали споруджують розміром не менше 9 х 12 м та обладнають тренувальними стінками та спортивними снарядами для загальнорозвиваючих вправ (гімнастичні стінки та лавки, обладнання для стрибків, мати, гантелі та ін.). У тренувальних залах бажано мати великі дзеркала, розташовані перпендикулярно до площини тренувальних стінок.

Комплекс підсобних приміщень включає: роздягальні, душові та санвузли, приміщення для тренерів, адміністрації, лікаря, обслуговуючого персоналу, вестибюль з гардеробом. Розміри підсобних приміщень повинні відповідати вимогам ДБН В.2.2-13-03 «Спортивні та фізкультурно-оздоровчі споруди». Комплекс адміністративно-побутових та підсобних приміщень, для зручності відвідувачів, знаходиться всередині критого тенісного центру.

### **1.1 Вихідні дані**

Об'ємно-планувальні рішення проектного критого тренувального тенісного центру прийняті за зально-багатоповерховою схемою та в плані має розміри 42,0 х 81,52 м, 2 зали, поверховість – 4 поверхи та цокольний поверх. Висота поверхів 3,300 м. Загальна висота будівлі 26,2м .

Місце будівництва – м. Одеса.

Склад ґрунтів у районі будівництва:

- ґрунтово-рослинний шар 0,5..1,1м;
- суглинок середній, коричневий, лісоподібний - 5,0 ... 5,6 м;
- супісок важкий, лісоподібний – 5,0..6,4м;
- суглинок середній, світло-коричневий, лісоподібний - 2,5 ... 3,6 м;
- глина бура, щільна - 6,5 ... 8,4 м;
- піщано-глинисті відкладення – 5,4...6,6м;

Основні характеристики району будівництва:

- глибина сезонного промерзання ґрунтів – 0,8 м;
- вага снігового покриву для I району – 1,11 кПа;
- нормативне значення вітрового тиску для IV району – 0,46 кПа;

## **1.2 Характеристика генплану**

Критий тренувальний тенісний центр входить до складу тенісної школи, розташованої на селищній території міста Одеса. Ця школа знаходиться поблизу парку та Чорного моря. Будівля розташована на «подіум-пагорбі», із озеленими земляними терасованими схилами. Таким чином, активні форми тенісного центру, піднесені над площею, створять виразний архітектурний образ і забезпечать його візуальні зв'язки з прилеглими вулицями та морем.

Безпосередня близькість парку з морем не лише покращує мікроклімат, а й створює низку зручностей для спортсменів та відвідувачів: спортсмени отримують додаткову базу для занять легкою атлетикою, а взимку – лижами; розширюється зона відпочинку. Наявність моря дозволяє включити до складу тренувань водні види спорту. Ділянка розташована на території 2 га та віддалена від джерел шуму та забруднень повітря, а також транспортних магістралей з інтенсивним рухом.

Для руху пішоходів довкола будівлі передбачені тротуари з плитковим покриттям. Озеленення території здійснюється посадкою чагарників, дерев. Газони засідають трав'янистим покривом та квітами. Зелені насадження на тенісному комплексі займають 35% його площі.

Автостоянки для гостей центру, пішохідні алеї та майданчики відпочинку із середньою інтенсивністю руху виконуються з покриттям типу «ЕКО» (гратчасті з можливістю проростання газону).

## **1.3 Функціональне призначення**

Головний корпус тренувального тенісного центру розрахований на проведення:

- A. Тренувань та змагань різного рангу, включно міжнародні з великого тенісу та бадмінтону.
- B. Виставок.
- C. Навчально-спортивної роботи з перерахованих вище видів спорту.
- D. Фізкультурно-оздоровча робота серед населення.

## 1.4 Об'ємно-планувальне рішення

Проектована споруда складається з наступних приміщень:

- Тренувальні зали на три корти розміром 36х48 м з трибунами для глядачів та з комплексом допоміжних приміщень;
- вестибюльна група приміщень;
- спортивно-тренувальна група (одного тренувального залу з кортом для парної гри та залу з двома тренувальними стінками) з допоміжними приміщеннями;
- оздоровчо-розважальна група приміщень релакс-центру;
- група приміщень адміністративно-обслуговуючого персоналу;
- група приміщень кафе-бару;
- група приміщень інженерно-технічного обслуговування та господарсько-складського призначення;
- комп'ютерно-диспетчерський центр із забезпечення безпеки та нормального функціонування будівлі.

На першому поверсі (відм. 0,000м) (рис. 1.1) розташований вестибюль (1), приміщення кафе-бару (2), місце вахтера та комп'ютерно-диспетчерський центр (6), тренувальний тенісний зал для парної гри (9), зал з двома тренувальними стінками (8) з усіма допоміжними приміщеннями (гардероб та санвузол для інвалідів); комплекс приміщень релакс-центру (10).

Планувальна структура поверху орієнтована на широкий коридор з холами-кулуарами, до яких примикають роздягальні для спортсменів (7), тренерські приміщення релакс-центру. З холу релакс-центру два коридори ведуть до евакуаційних сходів та виходів.

На другому поверсі (відм. 3300м) (рис. 1.2) розташовані роздягальні для обслуговування основного спортивного залу (1), адміністративні приміщення (2), приміщення обслуговуючого персоналу. Тут запроектовані балкони для спостереження за навчально-тренувальним процесом у спортивних залах першого поверху, навчально-методичні приміщення (3), кабінети лікарів (4). Планувальна структура аналогічна першому поверху.

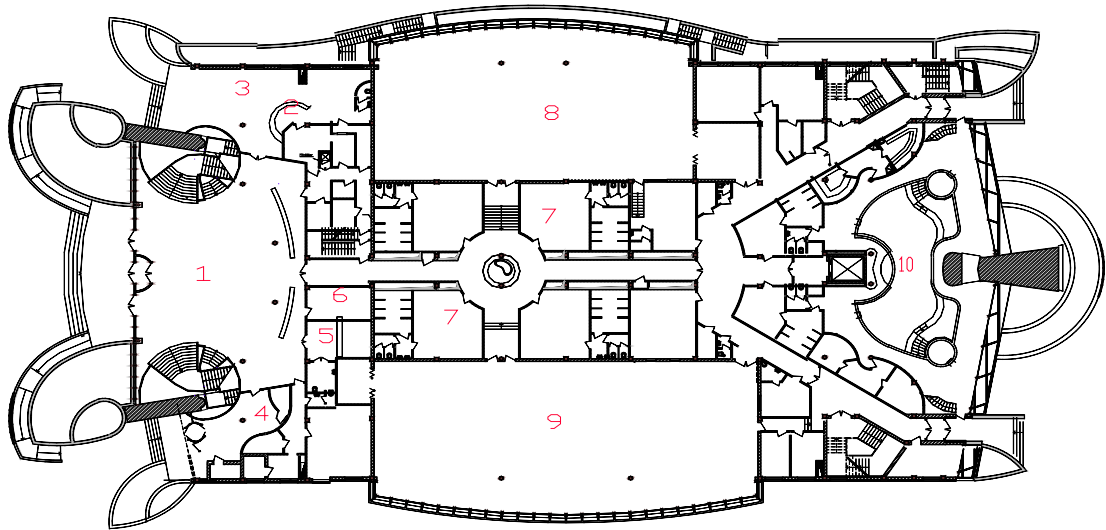


Рис. 1.1 План першого поверху

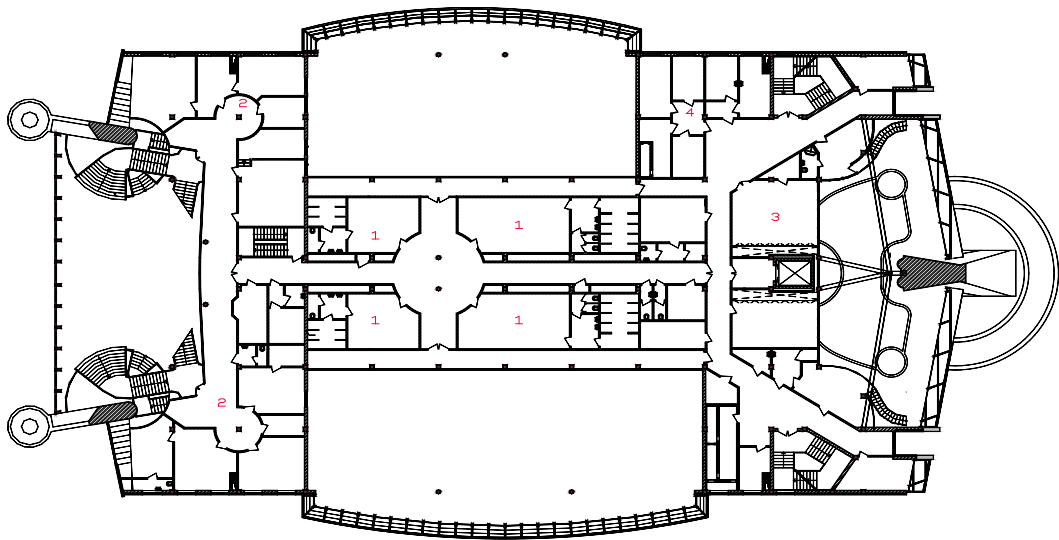


Рис. 1.2 План другого поверху

На третьому поверсі (відм. 6,600м) запроектовано тренувальний зал на три тенісних корти розміром 36х48м із глядацькими трибунами. На четвертому поверсі (відм. 10.500м) розташовані приміщення інженерно-технічного забезпечення роботи універсального залу: радіовузол, апаратні управління світлом та звуком, інформаційним табло, балкони для коментаторів та камер ТБ, суддівської колегії, балкони для розміщення світлотехнічної апаратури, звукопідсилювач.

На цокольному поверсі (відм. -3,300м) (рис. 1.3) передбачені фойє для глядачів (2) з гардеробом верхнього одягу (1) із санвузлом (5), банкетний зал (4), шахово-шашковий клуб (3), приміщення відновлювального центру для

спортсменів та адмінперсоналу (10,11). Друга частина поверху зайнята технічними та складськими приміщеннями, кабінетами (5,7). Тут розташовані вінкамери (12), службово-господарський двір із під'їздом (8), кімната охорони, відеохоронного спостереження (9). У будівлі розташовані два ліфти – пасажирський панорамний ліфт  $Q = 2000\text{кг}$  та вантажно-пасажирський  $Q = 300\text{кг}$ , що забезпечує підйом вантажу на два поверхи.

Вертикальні зв'язки забезпечують дві сходи, розташовані у тильній частині будівлі, є аварійними евакуаційними. У фасадній частині розташовані дві головні розгалужені панорамні сходи та одна допоміжна, що забезпечує зв'язок перших трьох поверхів.

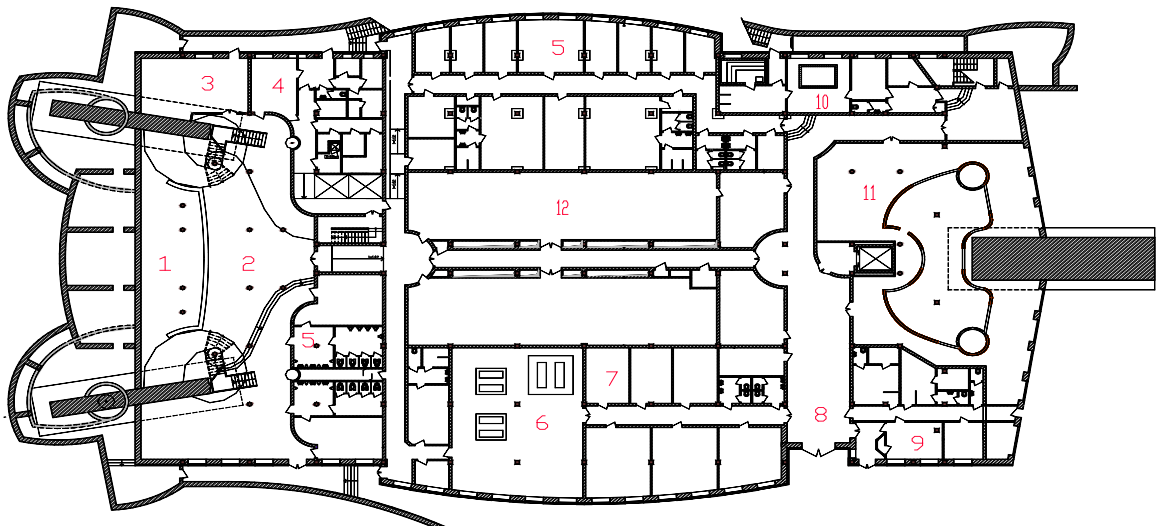


Рис. 1.3 План цокольного поверху

Завдяки об'ємно-планувальному рішення забезпечуються зручні, короткі шляхи руху від входу до будівлі до приміщень на всіх поверхах, а також задовольняє вимогу вимушеної евакуації людей.

### 1.5 Архітектурно – конструктивне рішення

Архітектурні рішення сучасних спортивних комплексів дуже різноманітні, причому часто їм відводиться роль архітектурних акцентів у забудові великого відрізка магістралі, району. В основному це малоповерхові будівлі, які відіграють істотну роль у формуванні архітектурно-просторової композиції та силуету міста, наголошуючи на його виразності.

### **1.5.1 Фундаменти**

Під спорткомплекс запроектовані пальовий окремий фундамент під колони і пальовий стрічковий під стіни з вітражами, що спираються на них. Глибина закладення – -4,5м.

### **1.5.2 Огороджувальні конструкції**

Верхня частина будівлі фанерована утеплювальною конструкцією з лицьовим шаром великорозмірних керамічних плит.

Конструкція вентиляованого фасаду має порівняно з іншими типами фасадів ряд істотних переваг:

- 1) можливість зміни архітектурного вигляду фасадів шляхом варіювання облицювальних матеріалів, форматів та кольорів;
- 2) створює сприятливий температурний режим у будівлі, що перешкоджає утворенню конденсату, дозволяє знизити втрати тепла взимку та не допускає проникнення спеки влітку;
- 3) забезпечує захист стіни та теплоізоляції від атмосферних опадів, зменшуючи кількість вологи в стіні та посилюється «ефект каміна»;
- 4) гарантує чудову звукоізоляцію;
- 5) забезпечує простоту монтажу, цілий рік, навіть при негативній температурі;
- 6) гарантує тривалу експлуатацію фасаду, безремонтний термін служби складає 20-25 років;
- 7) конструкція дозволяє легко і без великих матеріальних витрат зробити додаткове утеплення будівлі;
- 8) відсутні спеціальні вимоги до поверхні стіни: її потрібно попередньо вирівнювати. Більше того, сама система дозволяє вирівнювати дефекти та нерівності стіни, що зробити за допомогою штукатурки складніше та дорожче.

Таблиця 1.1 -Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій з фасадом, що вентилюється.

№	Шар конструкції зовнішньої стіни	$\gamma^0$ кг/м <sup>3</sup>	$\delta$ мм	$\lambda$ Вт/м <sup>2</sup> К	$\mu$
1	Внутрішня вапняно-піщана штукатурка	1600	20	0,70	10
2	Цегла керамічна	1800	250	0,81	8,5
3	Мінераловатна плита <i>Rockwool</i>	156	70	0,047	1,2
4	Вітро-гідрозахисна паропроникна мембрана <i>Tyvek soft</i> (1460 В)	-	0,2	-	-
5	Вентильований повітряний прошарок	-	30	-	-
6	Облицювання гранітно-керамічної плити	-	10	-	-

Усі значення теплотехнічних характеристик прийняті для параметрів Б згідно з ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель».

$\mu$ - показник опору дифузії водяної пари

Розрахунок термічного опору багатошарової зовнішньої стіни здійснюється за такою формулою

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum \frac{\delta}{\lambda_{\text{б}}} + \frac{1}{\alpha_{\text{мод}}},$$

де  $\alpha_{\text{в}}$  внутрішній коефіцієнт тепловіддачі (Вт/м<sup>2</sup> с);

$\alpha_{\text{мод}}$  – модифікований коефіцієнт тепловіддачі вентильованого повітряного прошарку (Вт/м<sup>2</sup> с);

$\lambda_{\text{б}}$  – коефіцієнт теплопровідності різних шарів зовнішньої стіни умов Б (Вт/м<sup>2</sup> з).

Відповідно до ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель», нормативне значення опору теплопередачі огорожі для міста Одеса  $R_{0,хв} = 3,5 \text{ м}^2 \times \text{C} / \text{Вт}$

Визначимо необхідну товщину утеплювача

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_1 + R_2 + R_3 + \frac{1}{\alpha_{\text{мод}}},$$

$$\text{де } R_n = \frac{\delta_n}{\lambda_n},$$

$$\text{тоді, } \delta_3 = \left[ R_0 - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} - \frac{1}{\alpha_{\text{мод}}} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} \right] \times \lambda_3$$

Згідно з літературою формула для розрахунку  $\alpha_{\text{мод}}$

$$\frac{1}{\alpha_{\text{мод}}} = \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} + R_{\text{эк}},$$

де  $\alpha_{\text{н}}$  - Зовнішній коефіцієнт тепловіддачі

$R_{\text{ек}}$  – еквівалентний термічний опір вентильованого повітряного прошарку,  $R_{\text{эк}} = 0,08 \left( \text{м}^2 \frac{\text{К}}{\text{Вт}} \right)$ ,

$$\delta_3 = [3,5 - 1/8,7 - 0,08 - 1/23 - 0,02/0,70 - 0,25 / 0,81] \cdot 0,045 \approx 0,135 \text{ м}$$

Приймаємо товщину утеплювача 15 см, згідно з типорозмірами плит.

Визначаємо фактичне опір теплопередачі стіни:

$$R_{\phi} = 1 / \alpha_{\text{в}} + R_1 + R_2 + R_3 + 1 / \alpha_{\text{мод}}$$

$$R_{\phi} = 1/8,7 + 0,02/0,70 + 0,25/0,81 + 0,15/0,047 + 1/23 + 0,08$$

$$R_{\phi} = 3,82 \text{ м}^2 \text{C} / \text{Вт}$$

$$R_{\phi} = 3,82 \text{ м}^2 \text{C} / \text{Вт} > R^{\text{про}} = 3,5 \text{ м}^2 \text{C} / \text{Вт}$$

Отже, прийняті розміри товщини стіни задовольняють теплотехнічні вимоги.

### 1.5.3 Перегородки

Перегородки запроектовані з дрібноштучних елементів, керамічної цегли. Товщина 120 та 250 мм. Вони мають протипожежні і звукоізолюючі

властивості, високу вологостійкість. Мають у плані різну форму, у тому числі і криволінійну.

У тренувальних, а також в основному залі встановлені перегородки, що трансформуються фірми HUPPE FORM (Франція). Розсувні перегородки виготовлені з деревоволокнистих та столярних плит, які облицьовуються пластиком, шпоном цінних порід. Конструкція є складними м'якими перегородками, які можуть рухатися назустріч один одному.

#### **1.5.4 Покриття**

Архітектурне рішення об'єму будівлі розраховане на огляд з усіх боків, включно з дахом як з близької, так і з дальньої відстані. При цьому головний фасад акцентований двома залізобетонними пілонами та арками вітрилами головного входу.

Несучими конструкціями покриття є чотири арки. Дві з них прольотом 48 та 71м. При цьому дві головні арки великого прольоту встановлені діагонально так, що на головному вході опори арок рознесені на 26 метрів, а на тильному фасаді спираються на загальний пілон. Таким чином, організовано простір головного входу, а в інтер'єрі універсального залу активну роль відіграє оригінальна об'ємно-просторова конструкція покриття.

Як утеплення використовується утеплювач на основі базальтових порід - *Rockwool* , ці матеріали гідрофобізовані, тобто мають здатність відштовхувати воду. Як наслідок, коефіцієнт водопоглинання у них не більше 2%, це дуже важливо для влаштування підпокрівельного простору.

Для гідроізоляції використовується дихаюча мембрана *Tyvek* , вона безперешкодно пропускає водяні пари з утеплювача та непроникна для води. Завдяки цим властивостям цю плівку можна укласти безпосередньо на утеплювач, без влаштування другого вентиляційного контуру.

Як покриття застосовано металеву покрівлю, листову, в якій з'єднання окремих елементів виконані за допомогою фальців. Складність покрівельної конструкції полягає у високому відсотку прихованих робіт, помилки в яких виявляються тільки в процесі експлуатації даху. Криволінійні поверхні покрівлі поступово перетворюються на головний та тильний фасади, завдяки

активному кольору та структурному рельєфному малюнку луску лицьового шару покрівлі.

Склад покриття наведено у графічній частині проекту на аркуші 3.

### **1.5.5 Вікна та вітражі.**

В інтер'єрі комплексу значну увагу приділено вікнам, які визначають архітектурне рішення.

Арочні дуги бічних фасадів збагачені похилими вітражами спортивних залів, балконів для суддів та коментаторів. На задньому фасаді вітраж залу басейну з діагональним малюнком рами. Вікна та вітражі виготовлені за індивідуальним проектом, алюмінієві із заповненням склопакетами з полірованим тонованим склом.

### **1.5.6 Двері**

Всі двері виготовлені за індивідуальним проектом. Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відчиняються назовні у напрямку руху на вулицю, виходячи з умов евакуації людей з будівлі під час пожежі. Двері алюмінієві із заповненням склопакетами та дерев'яні, посилені металевим каркасом. Ворота підйомні ролерні.

### **1.5.7 Підлоги.**

Спортивні підлоги не випадково нами винесені окремий розділ, т.к. це велика група конструкцій та матеріалів, які мають відповідати особливим вимогам. Спортивні підлоги повинні бути не тільки міцними, довговічними, легко забиратися, але і бути безпечними, жорсткими і водночас пружними, забезпечувати необхідний комфорт та ефективність для спортсменів. Вони повинні також відповідати вимогам щодо пожежної безпеки та гігієни. Саме у зв'язку з тим, що до спортивних статей пред'являються особливі вимоги, їх конструкція ('пиріг') істотно відрізняється від підлог житлових та громадських будівель.

Сучасні спортивні підлоги, в самому загальному вигляді, складаються з системи, що амортизує (спіненої, комбінованої дерев'яної, у вигляді гумового грануляту з поліуретановим сполучним, і ін.), на яку укладається покриття

(робоча мембрана з ПВХ, наливні композиції - поліуретанові або акрилові, текстильні чи інші матеріали).

Склади підлог наведено у графічній частині проекту на аркуші 2.

В ігровому та тренувальних залах використовується покриття типу "Хард" . Покриття "Хард" - одне з найбільш популярних у світі спортивних покриттів. Саме на "Харді" проводяться чемпіонати US Open та Australian Open , а також турніри WTA та АТР . Широка поширеність "Харда" обумовлюється ідеальними спортивними характеристиками поверхні покриття, зокрема "Хард" має високу енергію, що поєднується з поглинанням енергії удару, забезпечуючи комфортну гру і хорошу видимість м'яча на майданчику. Покриття Хард розроблені на основі акрилу і не містять будь-яких шкідливих речовин і домішок, будучи, по суті, екологічно чистим продуктом. Безперечною перевагою цих покриттів є довговічність та практичність. Не складне, недороге технічне обслуговування дозволяє постійно містити тренувальний тенісний центр у робочому стані.

Покриття Хард являє собою багатошаровий пиріг на основі декількох типів акрилових складів, кожен з яких несе певне функціональне навантаження. Як особливості, що вигідно відрізняють "Хард" від інших видів спортивних покриттів можна виділити:

- Стабільний відскок м'яча, швидкість якого визначається в момент нанесення покриття;
- можливість застосування пом'якшуючих шарів, що забезпечують поглинання удару стопи і в той же час не впливають на швидкість гри;
- Збереження покриттям пружності в широкому діапазоні температур від  $\pm 50^{\circ}\text{C}$ ;
- широка кольорова гама;
- матовість покриття, що повністю виключає світлові відблиски;
- однаково підходить як для закритих, так і для відкритих кортів.

### **1.5.8 Оздоблення**

**Зовнішнє оздоблення:** Цоколі облицьовані природним каменем "під скелю" та мірним шліфованим гранітом. Стіни облицьовані утепленою

вентильованою конструкцією з лицьовим шаром із великорозмірних керамічних плит. Обрамлення воріт та дверей цокольного поверху полірованим гранітом.

**Внутрішнє оздоблення:** У внутрішній обробці застосовані як традиційні довговічні матеріали, так і сучасні високоефективні матеріали та вироби:

- - декоративні штукатурки, плити МДФ, керамічна плитка, дерев'яні панелі;
- підлога – паркетний, керамічний, зносостійкий лінолеум. У спортивних залах – спеціальні, фірмові,
- стелі - сталеві підвісні з полімерним покриттям, гіпсокартонні.

В ігровому залі, тренувальних залах, вестибюлі, кафе-барі та інших приміщеннях передбачено високоякісне декоративне оздоблення із застосуванням виробів декоративного мистецтва. Інтер'єри цих приміщень розроблені за окремими дизайн-проектами.

## **1.6 Інженерне обладнання будівлі**

### **1.6.1 Опалення та вентиляція**

У будівлі тренувального тенісного центру запроектовано самостійну систему опалення. Джерелом теплопостачання є власна котельня.

Система опалення 2-х трубна з нижнім розведенням.

### **1.6.2 Внутрішні мережі водопостачання та каналізації**

Холодне водопостачання запроектовано від зовнішніх мереж водопроводу. Вода подається магістральним трубопроводом, розташованим у цокольній частині будівлі, що теплоізолюється.

Приготування гарячої води місцеве в котельні.

Трубопроводи систем водопостачання прийняті із сталевих водогазопровідних оцинкованих легких труб ГОСТ 3262-75.

Відведення стоків з будівлі виконано з врізанням у колодязі внутрішньоквартальної каналізації.

Монтаж системи каналізації виконується із чавунних каналізаційних труб ГОСТ 6942.3-80.

### **1.6.3 Зовнішні мережі водопостачання та каналізації**

Водопостачання проектованої будівлі передбачається від існуючого міського водопроводу діаметром 600 мм.

У точці врізки влаштовується водопровідна криниця з установкою в ній арматури, що відключає, і пожежного гідранта. Колодязь 2-ПГ проектується тільки для встановлення другого пожежгідранту.

Трубопроводи для системи водопостачання прийняті з напірних чавунних розтрубних водонапірних труб ГОСТ 9583-75.

Відведення стоків виконано системою трубопроводів з підключенням до існуючого колектора діаметром 200мм, що проходить поблизу проектованої будівлі. На мережі каналізації передбачені оглядові колодязі.

Враховуючи невелике заглиблення та прокладання мереж під проїжджою частиною автошляхів, трубопроводи для каналізації прийняті з чавунних напірних труб ГОСТ 9583-75. Частина мереж каналізації укладається в ж/б лотки з утепленням із мінеральної вати.

### **1.6.4 Зовнішнє електроосвітлення.**

Зовнішнє освітлення території передбачено опорами індивідуального виготовлення заввишки 4,5 м-коду .

Проектом передбачена установка прожекторів зовнішнього освітлення для підсвічування архітектурних особливостей будівлі.

Лінія зовнішнього освітлення території виконана кабелем АВВГ у траншеї.

Управління зовнішнім освітленням передбачене місцеве та автоматичне через фотореле. Загальна кількість світлоточок - 4.

### **1.6.5 Енергопостачання**

Енергопостачання виконане від міської підстанції із запиткою двома кабелями – основним та запасним. На кожному поверсі розташована окрема електрощитова.

## **Розділ 2. Розрахунково-конструктивна частина**

### **2.1 Компонування конструктивної схеми каркасу тренувального тенісного центру**

Несучими конструкціями каркасу тренувального тенісного центру є металеві колони та ригелі. Несучими конструкціями покриття є чотири арки. Дві з них – бічні прольотом 48м та дві – головні, 71м. При цьому дві головні встановлені діагонально так, що на головному вході вони рознесені на 26м, а на тильному спираються один загальний пілон.

Головна двошарнірна арка є один раз статичною невизначеною системою, переріз змінний, зовнішній вигляд – серповидний. Вона чутлива до температурних та деформаційних впливів, досить економічна за витратою матеріалу, складна у виготовленні (в даному випадку). Проектовані арки звільняються від затягування шляхом передачі розпору на жорсткі опори, пілони.

Компонування будівельного покриття по головним аркам аналогічне компонування рамного кроквяного покриття. Відмінна риса аркового покриття – необхідність влаштування вітрових в'язів по верхніх поясах арок. Поздовжні, поперечні стрижні та розкоси вітрових в'язів утворюють ферми, в даному випадку приймаються конструктивно, поперечні стрижні укладаються з кроком 6 м. Крім цього, необхідний пристрій вертикальних поперечних в'язів між арками (крок 6м), що є жорсткими просторовими зв'язковими блоками. Зв'язки по нижнім поясам включають вертикальні зв'язки між арками, розкоси, розтяжки. Усі зв'язки необхідно доводити до опор.

Компонування кроквяного покриття бічних частин покрівлі є балковою клітиною ускладненого типу. Головні балки влаштовуються одним кінцем на нижні пояси головних арок, іншим – на колони і частина – на бічні арки. Довжина цих балок поступово збільшується від 8м до 21м. Допоміжні балки розташовуються між балками настилу та головними арками, їх довжина близько 3,0м. У цьому типі балочної клітини навантаження передається на опори найбільше довго. Щоб знизити трудомісткість покриття, балки настилу та допоміжні балки приймаються прокатними. Поєднання балок по висоті

приймемо в одному рівні для того, щоб збільшити висоту головної балки при заданій будівельній висоті покриття, однак, суттєво ускладнюються конструкція спирання балок.

Щоб уникнути коливання нижнього поясу арок внаслідок динамічних впливів, обмежується гнучкість розтягнутих елементів нижнього поясу з площини рами  $i=250$ .

## **2.2 Збір навантажень на арку**

Основними навантаженнями на арку є постійна (від ваги покрівлі та несучих конструкцій) та тимчасова (снігова).

Для визначення зусиль у стрижнях всі навантаження, що діють на арку, приводяться до вузлових. Вузлові навантаження на арку з урахуванням коефіцієнта надійності призначення споруди  $\gamma_n=1,0$ .

Визначимо зусилля у стрижнях від дії постійного навантаження, прикладеного у нижніх вузлах арки за формулою

$$Q = q \cdot B \cdot d \cdot \gamma_n$$

Результати зведемо до таблиці 2.2.

Визначимо зусилля у стрижнях від дії постійного навантаження, прикладеного у верхніх вузлах арки за формулою

$$Q = q \cdot B \cdot d \cdot \gamma_n$$

Результати зведемо до таблиці 2.3.

Таблиця 2.1 - Навантаження від ваги конструкцій покриття та покрівлі.

Елементи покриття	Нормативне навантаження, кН/ м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності навантаження, $\gamma^f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
Металева покрівля	0,30	1, 1	0,3 3
Мембрана Таувек для гідроізоляції, t =0,2мм	0,08	1,3	0,104
Утеплювач Rockwool , t = 100 мм	0,50	1,2	0,60
Металевий профнастил, t = 1 мм	0,15	1, 1	0,16
Прогони (подовжні та поперечні)	0,2 0,18	1, 1	0,2 2 0,19 8
Просторова конструкція (зв'язки)	0,15	1, 1	0,1 65
Арка	0,80	1, 1	0,8 8
	$q_n = 2,36$		$q_p = 2,581$

Будівля знаходиться в першому сніговому районі, вага снігового покриву на 1 м<sup>2</sup> горизонтальної поверхні землі, залежно від району будівництва, становить  $S_0 = 0,87$  кПа.

Визначимо снігове навантаження по всьому покриттю. Нормативне снігове навантаження на 1м<sup>2</sup> покриття визначається за формулою

$$S^n = S_0 \cdot c,$$

$c$  - Коефіцієнт переходу від снігового покриву землі до снігового навантаження на покритті, табл. 8

Розрахункове снігове навантаження на 1м<sup>2</sup> покриття

$$S^p = S^n \cdot \gamma_f$$

$\gamma_f = 1,4$  - коефіцієнт надійності за навантаженням приймається залежно від відношення  $q^n / S^n = 2,15$ .

Таблиця 2.2

№ вузла	Розрахункове навантаження, $q$ , кН/м <sup>2</sup>	Площа збору навантаження, $B$ , м <sup>2</sup>	Панель нижнього пояса арки, $d$ , м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за призначенням споруди, $\gamma_n$	Зосереджена сила, прикладена у вузлі, $Q$ , кН
1	2,423	4,0	1,615	1,0	
2	2,423	4,19	3,015	1,0	30,60
3	2,423	4,38	2,8	1,0	29,72
4	2,423	4,57	2,8	1,0	30,0
5	2,423	4,77	2,8	1,0	32,36
6	2,423	4,98	2,8	1,0	33,79
7	2,423	5,19	2,8	1,0	35,21
8	2,423	5,42	2,8	1,0	36,77
9	2,423	5,65	2,805	1,0	38,4
10	2,423	5,88	2,815	1,0	40,1
11	2,423	6,13	2,82	1,0	41,89
12	2,423	6,38	2,825	1,0	43,67
13	2,423	6,65	2,835	1,0	45,68
14	2,423	6,89	2,845	1,0	47,50
15	2,423	7,15	2,85	1,0	49,37
16	2,423	7,41	2,855	1,0	51,26
17	2,423	7,67	2,863	1,0	53,21
18	2,423	7,93	2,868	1,0	55,10
19	2,423	8,19	2,873	1,0	57,10
20	2,423	8,45	2,878	1,0	58,90
21	2,423	8,7	2,883	1,0	60,77
22	2,423	8,94	2,906	1,0	62,95
23	2,423	9,18	2,893	1,0	64,35
24	2,423	9,42	2,86	1,0	65,28
25	2,423	9,63	2,895	1,0	67,55
26	2,423	9,82	2,865	1,0	68,17
27	2,423	10,04	2,900	1,0	70,55
28	2,423	10,2	2,900	1,0	71,67
29	2,423	10,4	2,315	1,0	58,34
30	2,423	10,5	0,865	1,0	22,01
59	2,581	13,0	1,5	1,0	50 , 33
58	2,581	12,64	3,0	1,0	9 7,87
57	2,581	12,27	3,0	1,0	95,01
56	2,581	11,85	3,0	1,0	91,75
55	2,581	11,43	3,0	1,0	88,5
54	2,581	10,98	3,0	1,0	85,0
53	2,581	10,52	3,0	1,0	81,46
52	2,581	10,24	3,0	1,0	79,29

Таблиця 2.3

№ вузла	Розрахункове навантаження, $q$ , кН/м <sup>2</sup>	Площа збору навантаження, $B$ , м <sup>2</sup>	Панель нижнього пояса арки, $d$ , м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за призначенням споруди, $\gamma_n$	Зосереджена сила, прикладена у вузлі, $Q$ , кН
51	2,581	9,51	3,0	1,0	73,64
50	2,581	9,0	3,0	1,0	69,69
49	2,581	8,47	3,0	1,0	65,58
48	2,581	7,93	3,0	1,0	61,4
47	2,581	7,4	3,0	1,0	57,3
46	2,581	6,85	3,0	1,0	53,04
45	2,581	6,31	3,0	1,0	48,86
44	2,581	5,77	3,0	1,0	44,68
43	2,581	5,28	3,0	1,0	40,73
42	2,581	4,73	3,0	1,0	36,62
41	2,581	4,23	3,0	1,0	32,75
40	2,581	3,74	3,0	1,0	28,96
39	2,581	3,25	3,0	1,0	25,16
38	2,581	2,79	3,0	1,0	21,6
37	2,581	2,34	3,0	1,0	18,12
36	2,581	1,9	3,0	1,0	14,71
35	2,581	1,48	3,0	1,0	11,46
34	2,581	1,08	3,0	1,0	8,36
33	2,581	0,70	3,0	1,0	5,42
32	2,581	0,35	3,0	1,0	2,71
31	2,581	0	1,5	1,0	0

Визначимо тимчасове снігове навантаження. Навантаження від снігу підраховується згідно з ДБН В.1.2-2-2006 «Навантаження та впливи» з урахуванням району будівництва та конфігурації покрівлі.

Для склепінних покриттів розрахункове снігове навантаження приймають у двох варіантах: перший - у вигляді рівномірно розподіленого навантаження, другий - у вигляді двох нерівних трикутників. Перший варіант:

$$c_1 = \frac{l}{8f} = \frac{69,86}{8 \cdot 20,227} = 0,43 < 1$$

Умова виконується.

Також необхідно враховувати другий варіант при:

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{4} > \frac{1}{8}$$

отже  $c_2 = 2,2$

Приймаємо коефіцієнт  $c_2$ .

Визначимо тимчасове снігове навантаження у нижніх вузлах арки за формулою

$$S = S^p \cdot B \cdot d \cdot \gamma_n$$

і зведемо результати розрахунку таблицю 2.4.

Таблиця 2.4 – Снігове навантаження (нижні вузли)

№ вузла	Коефіцієнт переходу	Нормативне снігове навантаження, $S^n$ , кН/м <sup>2</sup>	Площа збору навантаження, $B$ , м <sup>2</sup>	Панель нижнього поясу арки, $d$ , м <sup>2</sup>	Зосереджена сила, прикладена у вузлі, $S$ , кН
1					
2	2,2	1,54	4,19	4,625	29,84
3	2,07	1,449	4,38	2,8	17,77
4	1,94	1,358	4,57	2,8	17,38
5	1,79	1,253	4,77	2,8	16,74
6	1,65	1,155	4,98	2,8	16,11
7	1,49	1,04	5,19	2,8	15,11
8	1,33	0,931	5,42	2,8	14,13
9	1,17	0,82	5,65	2,805	12,99
10	1,00	0,7	5,88	2,815	11,59
11	0,83	0,581	6,13	2,82	10,04
12	0,65	0,455	6,38	2,825	8,2
13	0,46	0,322	6,65	2,835	6,07
14	0,29	0,203	6,89	2,845	3,98
15	0,10	0,07	7,15	2,85	1,43
16	0,04	0,028	7,41	2,855	0,59
17	0,13	0,091	7,67	2,863	1,98
18	0,22	0,154	7,93	2,868	3,5
19	0,32	0,224	8,19	2,873	5,27
20	0,41	0,287	8,45	2,878	6,98
21	0,49	0,343	8,7	2,883	8,603
22	0,58	0,406	8,94	2,906	10,55
23	0,66	0,462	9,18	2,893	12,27
24	0,75	0,525	9,42	2,86	14,14
25	0,84	0,588	9,63	2,895	16,39
26	0,89	0,623	9,82	2,865	17,53
27	0,94	0,658	10,04	2,900	19,16
28	1,04	0,728	10,2	2,900	21,53
29	1,1	0,77	10,4	3,18	25,47
30					

Визначимо тимчасове снігове навантаження у верхніх вузлах арки та результати розрахунку зведемо до таблиці 2.5

Таблиця 2.5 – Снігове навантаження (верхні вузли)

№ вузла	Коефіцієнт переходу	Нормативне снігове навантаження, $S^n$ , кН/м <sup>2</sup>	Площа збору навантаження, $V$ , м <sup>2</sup>	Панель нижнього поясу арки, $d$ , м <sup>2</sup>	Зосереджена сила, прикладена у вузлі, $S$ , кН
59	2,2	1,54	13,0	1,5	30,03
58	2,08	1,456	12,64	3,0	55,21
57	1,95	1,365	12,27	3,0	50,25
56	1,81	1,267	11,85	3,0	45,04
55	1,65	1,155	11,43	3,0	39,6
54	1,52	1,064	10,98	3,0	35,05
53	1,36	0,952	10,52	3,0	30,05
52	1,19	0,833	10,24	3,0	25,59
51	1,02	0,714	9,51	3,0	20,37
50	0,85	0,595	9,0	3,0	16,07
49	0,67	0,469	8,47	3,0	11,92
48	0,48	0,366	7,93	3,0	8,707
47	0,3	0,21	7,4	3,0	4,662
46	0,12	0,084	6,85	3,0	1,73
45	0,03	0,021	6,31	3,0	0,40
44	0,12	0,084	5,77	3,0	1,45
43	0,21	0,147	5,28	3,0	2,32
42	0,3	0,21	4,73	3,0	2,98
41	0,39	0,273	4,23	3,0	3,46
40	0,45	0,315	3,74	3,0	3,53
39	0,55	0,385	3,25	3,0	3,75
38	0,63	0,441	2,79	3,0	3,69
37	0,71	0,497	2,34	3,0	3,49
36	0,78	0,546	1,9	3,0	3,11
35	0,85	0,595	1,48	3,0	2,64
34	0,92	0,644	1,08	3,0	2,09
33	0,98	0,686	0,70	3,0	1,82
32	1,04	0,728	0,35	3,0	0,76
31	1,1	0,77	0	1,5	0

## 2.3 Складання вихідної інформації для розрахунку арки за програмою ЛІРА

На рис. 2.1, 2.2 представлені геометрична та розрахункова схема проектованої арки, що використовується для розрахунку в ПК Ліра САПР.

Таблиця 2.6 - Координати вузлів арки

№ вузла	Координати по осі X , м	Координати по осі Z , м	№ вузла	Координати по осі X , м	Координати по осі Y , м
1	0,00	0,0	31	70,98	1,12
2	2,11	2,42	32	69,12	3,50
3	4,11	4,39	33	67,18	5,75
4	6,20	6,25	34	65,05	7,86
5	8,38	7,68	35	62,83	9,86
6	10,66	9,59	36	60,46	11,72
7	13,03	11,06	37	58,05	13,37
8	15,49	12,40	38	55,55	14,85
9	18,02	13,59	39	52,96	16,16
10	20,63	14,62	40	50,25	17,3
11	23,3	15,51	41	47,55	18,29
12	26,03	16,23	42	44,75	19,06
13	29,0	16,77	43	41,81	19,64
14	31,61	17,17	44	38,97	20,0
15	34,42	17,37	45	35,94	20,23
16	37,29	17,37	46	32,95	20,23
17	40,13	17,21	47	29,89	20,02
18	42,99	16,87	48	26,92	19,63
19	45,81	16,35	49	23,96	19,04
20	48,59	15,67	50	20,95	18,25
21	51,33	14,76	51	18,14	17,28
22	54,00	13,60	52	15,38	16,12
23	56,56	12,36	53	12,56	14,79
24	59,22	10,93	54	10,0	13,28
25	61,48	9,34	55	7,48	11,61
26	63,62	7,55	56	5,12	9,78
27	65,96	5,63	57	2,84	7,79
28	67,0	3,57	58	0,73	5,66
29	68,89	1,37	59	-1,26	3,4
30	69,92	0,0			



Рис.2.1 - Геометрична схема арки

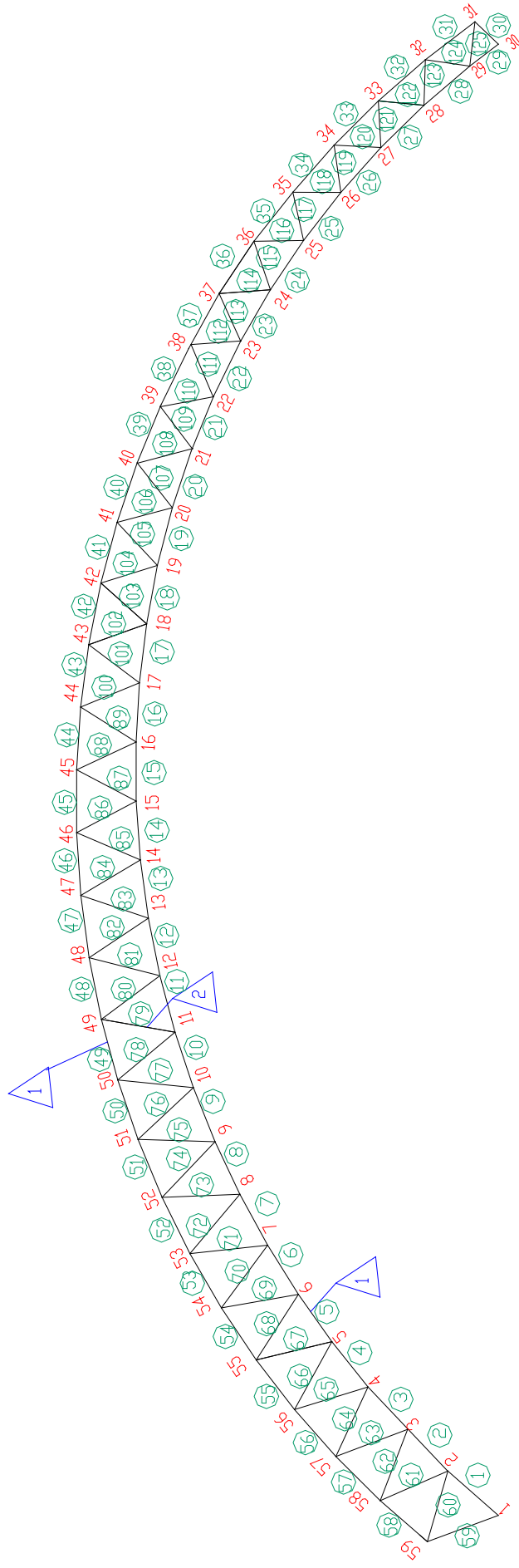


Рис.2.2 - Розрахункова схема арки

## 2.4 Підбір перерізів стрижнів арки за результатами розрахунку

Проектуємо арку наскрізного перерізу, оскільки великі зусилля та значна довжина, застосовуємо арку двостінчастого перерізу.

Монтажні стики розміщуємо, виходячи з умови розбивки арки на елементи відправки довжиною 15-20м, зручні для транспортування.

Стрижні цієї арки відрізняються потужнішими перерізами, складеними з кількох елементів. Вузлові сполучення здійснюються між собою у двох площинах. Стрижні (як розкоси, так і пояси) у різних панелях мають різні за розмірами, але одного виду перерізу.

Застосовуємо швелерний переріз – що складається з листів та швелерів. Цей переріз має хорошу стійкість в обох площинах. Недоліком є наявність двох гілок, які доводиться з'єднувати ґратами (аналогічно центрально-стислим колонам). Виконаємо підбір перерізу для відправки АР 1-а.

### 2.4.1 Підбір перерізу стрижнів арки верхнього пояса відправної марки АР 1-а.

Максимальне зусилля у поясі  $N_{max} = -1295,0$  кН.

Підбір перерізу стрижнів починаємо з попереднього визначення площі перерізу стрижня з умови стійкості за такою формулою:

$$A_{mp} = \frac{N_{max}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

де

$R_y$  - розрахунковий опір сталі, 27 кН/см<sup>2</sup>

$\varphi$  - Коефіцієнт поздовжнього вигину, приймаємо на початку рівним 0,6,

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи,  $\gamma_c = 1,0$

$$A_{mp} = \frac{1295,0}{0,6 \cdot 27 \cdot 1,0} = 79,9 \text{ см}^2$$

Визначимо площу двох пластин:

$$A_{nl} = 0,5 \times 45 = 22,5 \text{ см}^2$$

Прийmemo профілі 2 [20  $A = 46,8 \text{ см}^2$ , для яких:

$$I_{x0} = 1520 \text{ см}^4$$

$$I_{y0} = 113 \text{ см}^4$$

$$z_0 = 2,07 \text{ см}$$

Визначимо площу всього перерізу:

$$A = 2 \cdot 22,5 + 46,8 = 91,8 \text{ см}^2$$

Визначимо моменти інерції всього перерізу щодо матеріальної осі x та вільної осі y за формулами:

$$I_x = 2 \cdot I_{x0} + 2 \cdot b_{nl} \cdot h_{nl} \cdot \left( \frac{h_0}{2} + \frac{b_{nl}}{2} \right)^2$$

$$I_y = 2 \cdot I_{y0} + 2 \cdot A_0 \cdot \left( \frac{h}{2} - z_0 \right)^2 + \frac{b_{nl} \cdot h_{nl}^3}{12}$$

$$I_x = 2 \cdot 1520 + 2 \cdot 0,5 \cdot 45 \cdot \left( \frac{20}{2} + \frac{0,5}{2} \right)^2 = 7767,8 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot 113 + 2 \cdot 23,4 \cdot \left( \frac{50}{2} - 2,07 \right)^2 + \frac{0,5 \cdot 45^3}{12} = 28630 \text{ см}^4$$

Визначимо радіуси інерції перерізу

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{7767,8}{91,8}} = 9,2 \text{ см}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{28630}{91,8}} = 17,7 \text{ см}$$

Гнучкість перерізу визначимо за формулою

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y}$$

$$\lambda_x = \frac{300}{9,2} = 32,6$$

$$\lambda_y = \frac{300}{17,7} = 17,0$$

За найбільшою гнучкістю знаходимо коефіцієнт  $\varphi_{min}=0,915$

Перевіряємо напругу у прийнятому перерізі за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{1295,0}{0,915 \cdot 91,8} = 15,42 (\text{кН} / \text{см}^2) \leq 27 \cdot 1,0 = 27 (\text{кН} / \text{см}^2)$$

Знайдена напруга значно менша від твору  $R_y \gamma_c$ , отже, приймемо інший переріз і знову перевіримо його розрахунком

Приймемо профілі 2 [ 10 с  $A = 21,8 \text{ см}^2$  для яких

$$I_{x0} = 174 \text{ см}^4$$

$$I_{y0} = 20,4 \text{ см}^4$$

$$z_0 = 1,44 \text{ см}$$

Визначимо площу всього перерізу :

$$A = 2 \cdot 22,5 + 21,8 = 66,8 \text{ см}^2$$

Визначимо моменти інерції всього перерізу щодо матеріальної осі x та вільної осі y за формулами

$$I_x = 2 \cdot 304 + 2 \cdot 0,5 \cdot 45 \cdot \left(\frac{10}{2} + \frac{0,5}{2}\right)^2 = 1588,3 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot 20,4 + 2 \cdot 10,9 \cdot \left(\frac{50}{2} - 1,44\right)^2 + \frac{0,5 \cdot 45^3}{12} = 15938,3 \text{ см}^4$$

Визначимо радіуси інерції перерізу

$$i_x = \sqrt{\frac{1588,3}{66,8}} = 4,88 \text{ см}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{15938,3}{66,8}} = 15,4 \text{ см}$$

Гнучкість перерізу визначимо за формулою

$$\lambda_x = \frac{300}{4,88} = 61,5$$

$$\lambda_y = \frac{300}{15,4} = 19,5$$

За найбільшою гнучкістю знаходимо коефіцієнт  $\varphi_{min}=0,773$

Перевіряємо напругу у прийнятому перерізі за формулою

$$\sigma = \frac{1295,0}{0,773 \cdot 66,8} = 25,1 (\text{кН} / \text{см}^2) \leq 27 \cdot 1,0 = 27 (\text{кН} / \text{см}^2)$$

Знайдена напруга задовольняє умову стійкості, верхній пояс приймемо з двох пластин розміром 5х450 мм та 2 [10.

#### **2.4.2 Підбір перерізу стрижнів арки нижнього поясу відправної марки АР 1-а**

Максимальне зусилля у поясі  $N_{max} = -2123,1$  кН.

Підбір перерізу стрижнів починаємо з попереднього визначення площі перерізу стрижня з умови стійкості

$$A_{mp} = \frac{2123,1}{0,6 \cdot 27 \cdot 1,0} = 131,0 \text{ см}^2$$

Приймемо профілі 2 [24 с  $A = 61,2 \text{ см}^2$ , для яких

$$I_{x0} = 2900 \text{ см}^4$$

$$I_{y0} = 208 \text{ см}^4$$

$$z_0 = 2,42 \text{ см}$$

Визначимо площу всього перерізу

$$A = 2 \cdot 22,5 + 61,2 = 106,2 \text{ см}^2$$

Визначимо моменти інерції всього перерізу щодо матеріальної осі  $x$  та вільної осі  $y$  за формулами :

$$I_x = 2 \cdot 2900 + 2 \cdot 0,5 \cdot 45 \cdot \left( \frac{24}{2} + \frac{0,5}{2} \right)^2 = 12552,81 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot 208 + 2 \cdot 30,6 \cdot \left( \frac{50}{2} - 2,42 \right)^2 + \frac{0,5 \cdot 45^3}{12} = 35416 \text{ см}^4$$

Визначимо радіуси інерції перерізу :

$$i_x = \sqrt{\frac{12552}{106,2}} = 11 \text{ см} ,$$

$$i_y = \sqrt{\frac{35416}{106,2}} = 18,3 \text{ див} .$$

Гнучкості перерізу визначимо за формулою :

$$\lambda_x = \frac{300}{11} = 27$$

$$\lambda_y = \frac{300}{18,3} = 16,4$$

За найбільшою гнучкістю знаходимо коефіцієнт  $\varphi_{min} = 0,933$

Перевіряємо напругу у прийнятому перерізі за формулою

$$\sigma = \frac{2123}{0,933 \cdot 106,2} = 21,4 (\text{кН} / \text{см}^2) \leq 27 \cdot 1,0 = 27 (\text{кН} / \text{см}^2)$$

Знайдене напруження значно менше твору  $R_y \gamma_c$  приймаємо інший переріз і знову перевіримо його розрахунком.

Приймемо профілі 2 [ 20 з  $A = 46,8 \text{ см}^2$  для яких :

$$I_{x0} = 1520 \text{ см}^4$$

$$I_{y0} = 113 \text{ см}^4$$

$$z_0 = 2,07 \text{ см}$$

Визначимо площу всього перерізу :

$$A = 2 \cdot 22,5 + 46,8 = 91,8 \text{ см}^2$$

Визначимо моменти інерції всього перерізу щодо матеріальної осі x та вільної осі y за формулами :

$$I_x = 2 \cdot 1520 + 2 \cdot 0,5 \cdot 45 \cdot \left( \frac{20}{2} + \frac{0,5}{2} \right)^2 = 7767,8 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot 113 + 2 \cdot 23,4 \cdot \left( \frac{50}{2} - 2,07 \right)^2 + \frac{0,5 \cdot 45^3}{12} = 28630 \text{ см}^4$$

Визначимо радіуси інерції перерізу :

$$i_x = \sqrt{\frac{7767,8}{91,8}} = 9,2 \text{ см}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{28630}{91,8}} = 17,7 \text{ см}$$

Гнучкості перерізу визначимо за формулою :

$$\lambda_x = \frac{300}{9,2} = 32,6$$

$$\lambda_y = \frac{300}{17,7} = 17,0$$

За найбільшою гнучкістю знаходимо коефіцієнт  $\varphi_{min}=0,915$

Перевіряємо напругу у прийнятому перерізі за формулою

$$\sigma = \frac{2123}{0,915 \cdot 91,8} = 25,3 (\text{кН} / \text{см}^2) \leq 27 \cdot 1,0 = 27 (\text{кН} / \text{см}^2)$$

Знайдена напруга задовольняє умову стійкості. Прийmemo переріз для нижнього пояса з двох пластин 5 x 450 мм та 2 [20.

#### 2.4.3 Підбір перерізу розкосів арки відправної марки AP 1-а

Максимальне зусилля, що стискає, в поясі  $N_{max}=-492,5$  кН.

Проектуємо перетин із двох швелерів із планками приварених на відстані.

Підбір перерізу стрижнів починаємо з попереднього визначення площі перерізу стрижня з умови стійкості

$$A_{mp} = \frac{492,5}{0,6 \cdot 27 \cdot 1,0} = 30,4 \text{ см}^2$$

Прийmemo профілі 2 [ 12 з  $A=26,6 \text{ см}^2$  для яких

$$I_{x0} = 304 \text{ см}^4$$

$$i_{x0} = 4,78 \text{ см}^4$$

$$z_0 = 1,54 \text{ см}$$

Гнучкість перерізу щодо матеріальної осі X визначимо за формулою :

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x}$$

$$\lambda_x = \frac{295}{4,78} = 62$$

За знайденою з гнучкості знаходимо коефіцієнт  $\varphi_{min} = 0,778$

Перевіряємо напругу у прийнятому перерізі за формулою

$$\sigma = \frac{492,5}{0,778 \cdot 26,6} = 23,8 (\text{кН} / \text{см}^2) \leq 27 \cdot 1,0 = 27 (\text{кН} / \text{см}^2)$$

Знайдена напруга задовольняє умову стійкості. Прийmemo переріз розкосу з двох 2 [12.

## 2. 5 Конструювання та розрахунок вузлів арки

Вузли арки при монтажному зварюванні та переважно при дії на неї статичного навантаження за своїм конструктивним рішенням близькі до вузлів на болтах. До пояса із зовнішнього боку вертикалів приварюють фасонки, яких внахлестку приєднують стрижні решітки. Зусилля зі стрижнів ґрат на фасонку передають обваркою по контуру.

### 2.5.1 Розрахунок проміжного вузла арки

Для цього вузла маємо

$$N_1 = -403,8 \text{ кН}$$

$$N_2 = -1147,6 \text{ кН}$$

$$N_3 = -287,7 \text{ кН}$$

$$N_4 = 260,3 \text{ кН}$$

Пояс виконаний з 2[10 з привареною пластиною  $t = 5 \text{ мм}$ ,

стислий розкіс – 2[12,

розтягнутий розкіс - 2[5

Прикріплення розкосів до фасонки роблять кутовими швами, для яких

$$R_{wf} \cdot \beta_f = 18 \cdot 0,7 = 12,6 \text{ (кН)}$$

$$R_{wz} \cdot \beta_z = 0,45 \cdot 38 \cdot 1 = 17,1 \text{ (кН)}$$

де

$R_{wf}$  – розрахунковий опір металу шва.

При зварюванні електродами Е42  $R_{wf} = 180 \text{ кПа}$

$R_{wz}$  - розрахунковий опір по металу зони сплавлення

$$R_{wz} = 0,45 R_{un}$$

$R_{un}$  - нормативний опір,  $R_{un} = 380 \text{ кПа}$

$\beta_f$  та  $\beta_z$  – коефіцієнти, що враховують якість та спосіб зварювання (для ручного зварювання  $\beta_f = 0,7$ ,  $\beta_z = 1$ )

Так як

$$R_{wf} \cdot \beta_f < R_{wz} \cdot \beta_z$$

розрахунок швів робимо по металу шва - площині  $f$ . Призначимо катети швів у обушків 8мм, а у пера на 1..2мм менше (але не менше мінімальних катетів – 5мм)

$$k_{f,b} = 0,8 \text{ см } k_{f,p} = 0,6 \text{ см}$$

З умови міцності зварного з'єднання довжину швів на один швелер визначаємо біля обушка

$$l_{wf,b} = \frac{0,7N}{2\beta_f \cdot k_{f,b} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}}$$

$$l_{wf,b} = \frac{0,7 \cdot 287,7}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1,0} = 9,9 (\text{см})$$

Для розтягнутого розкосу  $k_{f,b} = 0,5 \text{ см } k_{f,p} = 0,5 \text{ см}$

та довжини швів

$$l_{wf,b} = \frac{0,7 \cdot 260,3}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1,0} = 14,46 (\text{см})$$

де  $\gamma_{wf}$  - Коефіцієнт, що залежить від кліматичного району будівництва, так як  $R_{yn} < 580 \text{ МПа}$  і розрахункова температура району не нижче  $-40^\circ \text{C}$ .

$$\gamma_{wf} = 1,0$$

У масштабі 1:10 викреслюємо вузол, намічаємо контур фасонки та розміщуємо на ній шви, що прикріплюють розкоси. За кресленням визначаємо довжину фасонки  $l$ .

Конструктивна довжина шва приймається більш розрахункової на 10..15мм і повинна бути не менше ніж  $4 k_f$  і не менше ніж 40 мм.

Розраховуємо стикові шви на зріз від різниці зусиль у суміжних панелях.

$$N_f = N_2 - N_1 = -1147,6 - (-403,8) = -743,8 (\text{кН})$$

Призначаємо висоту шва  $t_w = t_{\min}$  ( $t_{\min}$  – найменша з товщин швелера та фасонки) та перевіряємо міцність стикового шва

$$\tau_w = \frac{N_f}{t_w \cdot l_w} \leq R_{ws} \quad \tau_w = \frac{743,8}{0,5 \cdot l_w} \leq 15,66 \text{ кН}$$

де  $R_{ws}$  – розрахунковий опір стикового шва зсуву

$$R_{ws} = R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 27 = 15,66 (\text{кН})$$

### 2.5.2 Розрахунок монтажного стику

Найбільше зусилля у монтажних стиках арки  $N = 826,1$  кН

Приймемо високоміцні болти зі сталі марки 38ХС "селект" діаметром 20мм. Несуча здатність одного болта

$$N_{bh} = R_{bh} \cdot A_{bn}$$

$$\text{де } R_{bh} = 0,7 R_{bun} = 0,7 \times 135 = 94,5 \text{ (кН)}$$

$R_{bun}$  – найменший опір матеріалів болтів із сталі

$A_{bn}$  – площа перерізу болтів

$$A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$$

$$N_{bh} = 94,5 \cdot 2,45 = 231,5 \text{ (кН)}$$

Кількість високоміцних болтів у поєднанні

$$n = \frac{N}{N_{bh}}$$

$$n = \frac{826,1}{231,5} = 3,6$$

Приймаємо 4 болти діаметром 20мм

Опорний фланець кріпимо до поясів, визначимо ці катети швів

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wff} \cdot \gamma_{wff} \cdot \gamma_c}$$

$$k_f = \frac{826,1}{0,7 \cdot 130 \cdot 18 \cdot 1,0 \cdot 1,0} = 0,5 \text{ (см)}$$

Приймемо катет шва  $k_f = 5$  мм.

### 2.6.3 Розрахунок опорного шарніру

Плиткові шарніри розраховують на зминання при вільному торканні, а також коткові опори за формулою

$$\frac{F_{on}}{2 \cdot r \cdot l} \leq R_{lp} \cdot \gamma$$

$F_{on}$  – розрахунковий тиск на опору, 1710 кН

$r, l$  – радіус кривизни та довжина плити

$R_{lp}$  – Розрахунковий опір сталі при вільному дотику

$$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m = 0,5 \cdot 36,5 / 1,025 = 17,8 \text{ (кН/см}^2\text{)}$$

Розміри плити приймаємо 210 \* 600 мм.

Необхідна товщина плити визначається припущенням роботи її на вигин як консолі при рівномірному завантаженні опорним тиском по верхній її поверхні

$$t_n = \sqrt{\frac{3 \cdot F_{on} \cdot a}{4 \cdot R \cdot l}}$$

$a, l$  – розміри плити у плані;

$R$  – розрахунковий опір плити на вигин

$$t_n = \sqrt{\frac{3 \cdot 1710 \cdot 60}{4 \cdot 23 \cdot 21}} = 13 \text{ (см)}$$

Підберемо анкерні болти зі сталі марки 10Г2С

$$A_{bn} = \frac{N}{R_{ba} \cdot n}$$

$$A_{bn} = \frac{1710}{19 \cdot 4} = 22,5 \text{ (см}^2\text{)}$$

Приймаємо анкерні болти діаметром 64мм,  $a_{bn} = 25,2 \text{ см}^2$ .

Проектуємо траверсу  $t=15$ мм, внутрішні ребра  $t=14$ мм.

## 2. 6 Розрахунок колони

### 2.6.1 Підбір перерізу колони

З таблиці комбінацій зусиль вибираємо поєднання, що містять:

- найбільшу поздовжню силу  $N_{\text{макс}} = N_1 = -949,0 \text{ кН}$  і відповідний момент  $M_{\text{соот}} = M_1 = 162,9 \text{ кН}$ .
- найбільший абсолютний згинальний момент  $M_{\text{макс}} = M_2 = 171,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$  і поздовжню силу  $N_{\text{соот}} = N_2 = -929,6 \text{ кН}$

Орієнтовно необхідну площу перерізу колони визначимо за формулою

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y} (1,25 + 2,2 \frac{e_x}{h})$$

де  $h$  – висота перерізу колони;  $e_x$  - абсолютний ексцентриситет .

$$e_x = \frac{M}{N}, \quad e_{x1} = \frac{162,9}{949,0} = 0,17 \text{ (м)}, \quad e_{x2} = \frac{171,5}{929,6} = 0,18 \text{ (м)}$$

Матеріал колони – сталь марки ВСт3пс6-2 за ТУ 14-1-3023-80 з розрахунковим опором  $R_y = 27 \text{ кН/см}^2$

$$A_{mp1} = \frac{949}{27} (1,25 + 2,2 \frac{17}{33}) = 83,7 (\text{см}^2)$$

$$A_{mp2} = \frac{929,6}{27} (1,25 + 2,2 \frac{18}{33}) = 84,4 (\text{см}^2)$$

Виходячи з максимальної площі за сортаментом, підбираємо перетин із двох швелерів номер 33 з наступними геометричними характеристиками.

$$I_x = 2I_x = 2 \cdot 7980 = 15960 (\text{див}^4)$$

$$I_y = 2I_0 + 2(\frac{l}{2})^2 \cdot A = 2 \cdot 410 + 2(\frac{15,8}{2})^2 \cdot 46,5 = 6624 (\text{див}^4)$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 15960}{33} = 967 (\text{див}^3)$$

$$i_x = \sqrt{\frac{15960}{93}} = 13,1 (\text{см})$$

$$i_y = \sqrt{\frac{6624}{93}} = 8,4 (\text{см})$$

### 2.6.2 Перевірка стійкості колони у площині дії моменту

Перевірку виконуємо за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \gamma_c$$

Визначимо гнучкість стрижня за формулою

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x}$$

$$\lambda_x = \frac{450}{13,1} = 35$$

Умовна гнучкість у площині рами

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

$$\bar{\lambda}_x = 35 \sqrt{\frac{270}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,3$$

Відносний ексцентриситет

$$m_x = e_x \frac{A}{W_x}$$

$$m_{x1} = 17 \cdot \frac{93}{967} = 1,63$$

$$m_{x2} = 18 \cdot \frac{93}{967} = 1,73$$

За таблицею 6.1 [12] визначимо коефіцієнт впливу форми перерізу за формулою

$$\eta = (1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$$

$$\eta_1 = (1,75 - 0,1 \cdot 1,63) - 0,02(5 - 1,63) \cdot 1,3 = 1,5$$

$$\eta_2 = (1,75 - 0,1 \cdot 1,73) - 0,02(5 - 1,73) \cdot 1,3 = 1,5$$

Наведений відносний ексцентриситет

$$m_{ef} = m_x \cdot \eta$$

$$m_{ef1} = 1,63 \cdot 1,5 = 2,45$$

$$m_{ef2} = 1,73 \cdot 1,5 = 2,6$$

Визначимо коефіцієнт  $\varphi_e$  дод. 8 (МУ з розрахунку рам каркасів) залежно від умовної гнучкості  $\bar{\lambda}_x$  та наведеного відносного ексцентриситету  $m_{ef}$ .

$$\varphi_{e1} = 0,388$$

$$\varphi_{e2} = 0,38$$

Тоді перевірка стійкості колони у площині дії моменту

$$\sigma_1 = \frac{949}{0,388 \cdot 93} = 26,2 \text{ кН / см}^2 \leq 27 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{929,6}{0,38 \cdot 93} = 26,3 \text{ кН / см}^2 \leq 27 \text{ кН / см}^2$$

Перевірка виконується

### 2.6.3 Перевірка стійкості колони із площини дії моменту

Перевірку стійкості проводимо за формулою

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \gamma_c$$

Визначимо гнучкість стрижня

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} \quad \lambda_y = \frac{450}{8,4} = 54$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину  $\eta = 0,82$

Визначимо відносний ексцентриситет

$$m_x = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_x}$$

при визначенні відносного ексцентриситету  $m_x$  за розрахунковий момент  $M$  приймемо

$$M = M_1 + \frac{2}{3}(M_2 - M_1)$$

$$M = 162,9 + \frac{2}{3}(171,5 - 162,9) = 168,6 (\text{кН} \cdot \text{м})$$

$$N = N_2$$

$$m_x = \frac{168,6}{929,6} \cdot \frac{93}{967} = 0,02$$

Визначимо коефіцієнт  $c$  за формулою

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x}$$

$$\lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{270}} = 87$$

Коефіцієнт  $\eta = 0,6$ ,  $\alpha = 0,7$ ,  $\beta = 1,0$

$$c = \frac{1,0}{1 + 0,7 \cdot 0,02} = 1,0$$

Тоді перевірка стійкості колони із площини дії моменту

$$\sigma = \frac{929,6}{1,0 \cdot 0,82 \cdot 93} = 12,2 (\text{кН} / \text{см}^2) \leq 27$$

Перевірка виконується

#### **2.6.4 Перевірка міцності колони**

Оскільки наведений ексцентриситет  $m_{ef} < 20$ , перевірка міцності перерізу не потрібна.

#### **2.6.5 Розрахунок бази колони**

У каркасі цієї будівлі застосовуємо базу для безвивірного монтажу колон. Плита бази виготовляється як окремий відправний елемент з фрезерованою або струганою верхньою площиною, заздалегідь

встановлюється на фундамент по розбивальних осях, вивіряється за допомогою настановних болтів за позначкою та ухилами, підливається цементним розчином або бетоном на дрібному ґравії.

### 1. Розрахунок анкерних болтів.

Анкерні болти розраховуємо на найменше значення поздовжньої сили за відповідного моменту того чи іншого знака за формулою

$$A_{bn} = \frac{N}{R_{ba} \cdot n}$$

Де  $R_{ba}$  – розрахунковий опір розтягуванню фундаментних болтів, приймаємо  $R_{ba}$  для болтів зі сталі марки 10Г2С та  $19 \text{ кН/см}^2$

$n$  – кількість болтів

$$A_{bn} = \frac{790,6}{19 \cdot 4} = \frac{790,6}{76} = 10,4 \text{ (см}^2\text{)}$$

Приймаємо 4 болти діаметром 42мм,  $A_{bn} = 10,45 \text{ см}^2$

Так як анкерні болти мають прийнятний діаметр (42мм), їх розміщуємо в межах плити, передбачаючи в ній отвори на 20-25мм більше діаметра болтів. Опирання колони здійснюється через фланець, його товщину приймемо 50мм, тоді ступінь затискання бази колони буде не нижче ніж у базі з траверсами. Хороша затяжка анкерних болтів дозволяє виключити випадкове зсув колони по плиті (у стадії експлуатації йому перешкоджає тертя обумовлене дією великих поздовжніх сил, що стискають, тому монтажний зварний шов по контуру торця колони, фланця не потрібен, в крайньому випадку можна обмежитися короткими швами - прихватками.

### 2. Необхідна площа опорної плити

$$A_{pl} = \frac{N_p}{R_{b,loc}}$$

Де  $R_{b,loc}$  – розрахунковий опір бетону фундаменту зім'яттю

$$R_{b,loc} = \xi \cdot R_b$$

$R_b$  – розрахунковий опір бетону осьовому стиску. Приймаємо бетон класу В20, для якого  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ .

Приймаємо коефіцієнт  $\xi = 1,2$

$$R_{b,loc} = 1,2 \cdot 11,5 = 13,8 \text{ (кН/см}^2\text{)}$$

Розрахункове зусилля в колоні  $N_p$  визначається

$$N_p = \frac{|N|}{2} + \frac{|M|}{h}$$

$$N_p = \frac{929,6}{2} + \frac{171,5}{0,21} = 1281,5 \text{ (кН)}$$

$$A_{pl} = \frac{1281,5}{1,38} = 928,6 \text{ см}^2$$

Приймаємо ширину плити 500мм, тоді довжина плити. Необхідна довжина опорної плити

$$L = \frac{A_{pl}}{B} = \frac{928,6}{50} = 18,6 \text{ см}$$

Проектуємо довжину опорної плити

$$L = L_{\phi l} + 2C = 420 + 2 \cdot 70 = 560 \text{ мм}$$

Товщину фланця приймаємо 50 мм.

Товщину плити визначаємо за формулою

$$t_n = \sqrt{\frac{6M_n}{R_y(b_n - d_{омб})}}$$

Згинальний момент у плиті

$$M_n = A_{bn} \cdot R_{ba} \cdot \frac{S}{4}$$

## 2.7 Поєднання балок з колонами

Поєднання балок з колонами приймаємо жорстким. При примиканні балок до колон збоку між торцем балки з колоною залишаємо зазор 10-20мм, що спрощує складання каркаса та виготовлення балок. Опорна реакція передається на опорний столик або через вертикальне ребро, приварене до колон. Опорний момент передається через горизонтальні накладки, що приварюються на монтажні швами стиковими до колон і фланговими швами до полиць балок.

Прикріплення балки до колони складає болтах – до полиці колони.

Основними зусиллями для розрахунку жорсткого прикріплення – поперечна сила  $Q$  та згинальний момент.

## Розділ 3. Основи та фундаменти

### 3.1 Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва

Будівля зводиться в інженерно-геологічних умовах м. Одеса.

В результаті буріння та обробки матеріалів досліджень минулих років з'ясовано, що в геологічній будові основа складається з наступних шарів.

Виділено 5 ІГЕ верств.

1) ІГЕ-1 суглинок середній, світло-коричневий лісоподібний, на глибині під ґрунтово-рослинним шаром.

2) ІГЕ-2 супісь важка, лісоподібна, палево-жовта потужністю 5 м, розкрита свердловинами на глибині 2,5 м.

3) ІГЕ-3 суглинок середній, лісоподібний, коричневий, потужністю 2,5 – 3,5 м, розкрита свердловинами на глибині 7,5 м.

4) ІГЕ-4 глина бура, щільна, потужністю 7,5-8,5 м, розкрита свердловинами на глибині 10-11 м,

5) ІГЕ-5 піщано-глинисті відкладення сірого кольору, потужністю 6м., розкрита свердловинами на глибині 18-19м.

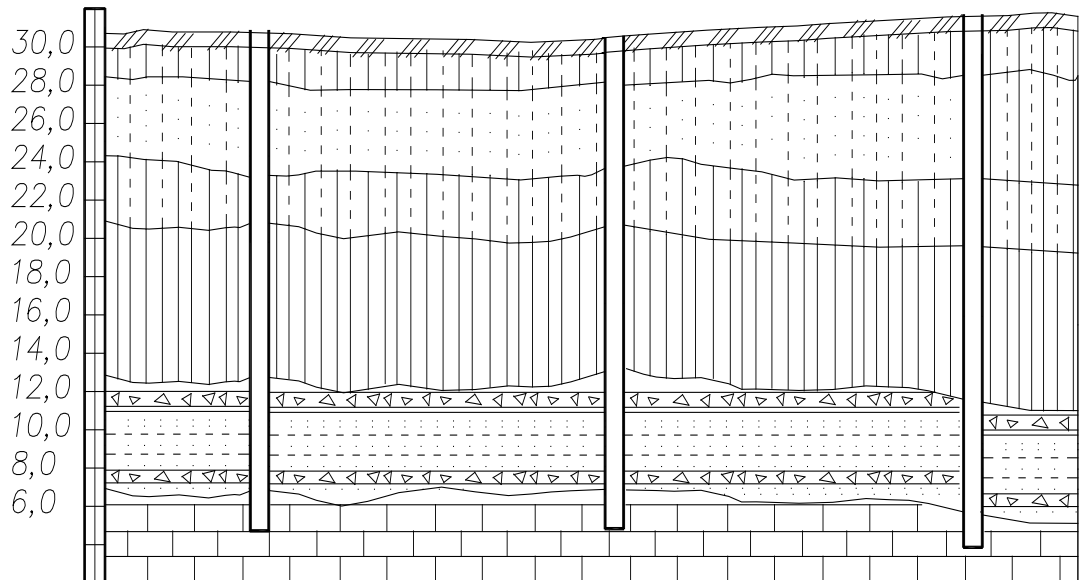
Детальне напластування ґрунтів відображено на інженерно-геологічному розрізі.

Перший від поверхні водоносний горизонт, присвячений піщано-глинистим відкладенням понтичного віку ( *N 2 pn* ), залягає на глибині 22,2-23,8 м (абс. відм. 8,2-8,4 м).

Ґрунти ІГЕ-1, 2, 3 мають просадні властивості при замочуванні (сумарна величина просідання становить 15,1 см). Тип ґрунтових умов щодо просідання – другий.

Глибина сезонного промерзання ґрунтів 0,8м.

При будівництві необхідно передбачити заходи, що виключають забруднення ґрунту, підземних вод, пошкодження зелених насаджень. Ґрунтово - рослинний шар підлягає рекультивації.



Номер скважины	СКВ.1	СКВ.2	СКВ.3
Расстояние, м	40	40	
Отметка устья скважины	30.04	29,89	30,5



Рис. 3.1 - Інженерно-геологічний розріз майданчика

Відповідно до завдання на дипломний проект у будівлі запроектовано 3 види фундаментів:

1. пальовий окремо стоїть під колону;
2. пальовий фундамент під несучу стіну;
3. пальовий фундамент під монолітні залізобетонні пілони.

Розраховуємо пальовий фундамент під колону. Інші фундаменти приймаємо конструктивно за аналогією з першим фундаментом.

Визначимо показники фізичних властивостей ґрунтів розрахунком з урахуванням основних показників.

- Природний стан пилувато-глинистих ґрунтів оцінюється за показником плинності:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$$

де  $W_p$  - Вологість на межі розкочування.

$W_L$  - Вологість на межі плинності.

- Різниця величин вологості  $W_p$  та  $W_L$  називають числом пластичності

$$I_p = W_L - W_p$$

Розрахунок властивостей ґрунтів показаний у табличній формі таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Розрахунок властивостей ґрунтів

N слоя	H, м	$\gamma_{II}$ кН/м <sup>3</sup>	Влажність			$J_L$	$J_p$
			W	$W_L$	$W_p$		
1	2,2	19,2	0,26	0,30	0,20	0,6	0,10
2	4,8	19,5	0,21	0,24	0,17	0,57	0,07
3	3,0	19,2	0,25	0,31	0,19	0,5	0,12
4	7,6	19,4	0,30	0,48	0,18	0,4	0,30

### 3.2 Вибір глибини закладання фундаменту

При виборі глибини закладення фундаменту доводиться враховувати такі фактори:

1. Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови майданчика будівництва;
2. Кліматичні особливості району будівництва;
3. Особливості споруджуваного та сусідніх споруд;
4. Спосіб виконання робіт з розробки котлованів та зведення фундаментів.

Проектуємо пальовий фундамент. Як основу для нього приймемо шар ІГЕ-4, глина бура. Заглиблюємо вістря палі в глину на 2 м.

Керуючись нормативною документацією знайдемо для супіску нормативну глибину промерзання (з коефіцієнтом 1,2)

$$d_{fn} = 1,2 \cdot 80 = 96 \text{ см} = 0,96 \text{ м}$$

Тоді розрахункова глибина промерзання за такою формулою:

$$d_f = K_h \cdot \gamma_c \cdot d_{fn}$$

де  $K_h$  - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди на глибину промерзання ґрунтів у фундаментах, приймаємо  $K_h = 0,5$ ;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов промерзання ґрунту, що враховує мінливість клімату,  $\gamma_c = 1,1$

$$d_f = 0,5 \cdot 1,1 \cdot 0,96 = 0,53 \text{ м}$$

Ростверк, як правило, мають нижче підлоги підвалу. Так як дана споруда має підвал з відміткою -4,00 м, то глибина закладення ростверку буде -4,00м, розташований у шарі ІГЕ-2, супісок важкий, лісоподібний, заглиблений у неї на 2,0 м.

Приймаємо суцільні залізобетонні палі.

На закладення палі в ростверк передбачається 0,05 м. Тоді довжина палі (без вістря) складе  $l = 4,8 + 3,0 + 2,0 - 1,0 - 0,05 = 8,75$  :

Отже, приймаємо залізобетонну палю квадратного перерізу з напруженою арматурою за ГОСТ 19804-74 С9-30 довжиною  $l = 9$ м, переріз палі 30 × 30см, марка бетону М250, маса палі 2,05т, поздовжня арматура А-1412 Ø.

### 3.3 Визначення розрахункового опору палі

Розрахунковий опір знаходять як суму опорів, що надаються ґрунтам основи під нижнім кінцем палі та з її бічної поверхні за формулою

$$P = \frac{\gamma_c}{\gamma_g} (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot l_i)$$

де  $\gamma_c$  - Коефіцієнт умов роботи палі,  $\gamma_c = 1,0$ ;

$\gamma_g$  – коефіцієнт надійності ґрунту;

$R$  – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі,  $R = 2400 \text{ кН/м}^2$ ;  
 $A$  - площа поперечного перерізу палі  $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$ ;  
 $u$  – зовнішній периметр поперечного перерізу палі,  $u = 1,2 \text{ м}$ ;  
 $f_i$  – розрахунковий опір  $i$ -ого шару ґрунту основи з бічної поверхні палі;  
 $l_i$  – товщина  $i$ -ого шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею, м;  
 $j_{cr}, j_{cf}$  – коефіцієнти умов роботи ґрунту під нижнім кінцем і по бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурення паль на значення  $r$  і  $f$ .

### 3.4 Визначення навантажень, що діють на фундамент

Збирання навантажень на середню колону. Розрахунок покажемо у табличному вигляді.

Таблиця 3.2 – Збір навантажень на середню колону

№ пп	Навантаження	Нормативне навантаження, кН/ м <sup>2</sup>	Коефіцієнт навантаження	Розрахункове навантаження кН/м <sup>2</sup>
Постійна				
1	Вага плит перекриття, вкл. перегородки	3,6х3	1,1	11,88
2	Власна вага колони	0,368 кН/м	1,05	0,386 кН/м
3	Навантаження від підвісної стелі	1,8	1,1	1,98
Тимчасова				
4	Корисна, вага людей	2х3	1,2	7,2
	вантажна площа $6,0 \times 6,0 = 36,0 \text{ м}$ Зведемо це навантаження у вузлове $N = 21,06 \times 36,0 + 0,386 \times 9,9 = 762,0 \text{ (кН)}$	18,6		21,06

Таблиця 3.3 – Збір навантажень на крайню колону

№ пп	Навантаження	Нормативне навантаження, кН/ м <sup>2</sup>	Коефіцієнт навантаження	Розрахункове навантаження кН/м <sup>2</sup>
Постійна				
1	Вага покриття	0,962	1,05	1,01
2	Вага перекриття	3,6х2	1,1	7,92
3	Власна вага колони	0,368 кН/м	1,05	0,386 кН/м
4	Навантаження від підвісної стелі	1,8	1,1	1,98
Тимчасова				
5	Вага людей	2,2	1,2	4,8
6	Сніг	0,5х0,8	1,4	0,56
	вантажна площа 6,0 х3, 0 = 18,0 м N = 16,27 х 18,0 + 0,386 х 23,1 = = 301 , 78 ( кН)	14,362		16,27

Для цього випадку, паль занурюваних забивкою  $j_{cr} = j_{cf} = 1,0$

У межах довжини палі розбиваємо ґрунт на шари 3 м.

При  $z = 3\text{м}$   $f_I = 25 \text{ кПа/ м}^2$

При  $z = 6\text{м}$   $f_I = 31 \text{ кПа/м}^2$

При  $z = 9\text{м}$   $f_I = 33,5 \text{ кПа/ м}^2$

Розрахунковий опір палі по ґрунту визначаємо за формулою

$$P = \frac{1,0}{1,4} (1,0 \cdot 2400 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 \cdot (25 \cdot 3 + 31 \cdot 3 + 33,5 \cdot 3)) = 0,714 \cdot (216 + 322,2) = 384,3 \text{ кН}$$

Визначимо розрахункове навантаження, що допускається на палю

$$F = \frac{P}{j_k},$$

де  $j_k$  - Коефіцієнт безпеки

$$F = \frac{384,3}{1,4} = 274,5 (\text{кН})$$

Площа підшви ростверку при кроці паль  $a = 1,5$  становитиме:

$$A_p = \frac{N}{\frac{P}{j_k \cdot a^2} - j_f \cdot j_0 \cdot d_p},$$

де  $N$  – розрахункове навантаження, що діє за обрізом фундаменту

$j_f$  - Коефіцієнт надійності, рівний 1,1

$d_p$  – глибина закладення ростверку

$j_0$  – усереднена питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту, що приймається  $j_0 = 20 \text{ кН/м}^3$

$$A_p = \frac{762,0}{\frac{271,5}{1 \cdot 1,5^2} - 1,1 \cdot 20 \cdot 1,2} = 8,1 \text{ м}^2$$

Орієнтовне навантаження від ростверку визначається за такою формулою:

$$N_{pr} = 1,1 \cdot 8,1 \cdot 20 \cdot 1,2 = 213,84 \text{ кН}$$

Кількість палей у куші визначається за формулою:

$$n_c = \frac{N + N_{pr}}{P}$$

$$n_c = \frac{762 + 213,84}{274,5} = 3,6 \text{ шт}$$

Приймаємо  $n_c = 4$  шт і конструюємо ростверк.

Помножена розрахункова вага ростверку (при  $j_0 = 22 \text{ кН/м}^3$ ) та ґрунту на його обрізах (при  $j = 18 \text{ кН/м}^3$ ) становить:

$$N_{pr} = 1,1 \cdot 3,61 \cdot 20 \cdot 1,2 = 95,3 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження, що передається на палі  $N_I = 857,3 \text{ кН}$ .

При цьому має дотримуватися умова

$$\frac{N_I}{n_c} \leq F$$

$$\frac{857,3}{4} = 214,3 \leq 274,5$$

Так як розрахункове навантаження, що передається на палю, всього лише на 22% відрізняється від розрахункового навантаження, що допускається

на палю, вважаємо, що пальовий фундамент запроектований без зайвого запасу.

### 3. 5 Розрахунок пальового ростверку

Монолітні залізобетонні ростверки окремих пальових фундаментів розраховують по першій групі граничних станів (міцності, здатності, що несе). У цьому необхідно виконати кілька розрахунків.

1. Перевіримо ростверк, запроектований з бетону В 15 (  $R_b = 750 \text{ кПа}$ ) на продавлювання колоною. Проводиться виходячи з можливого утворення пірамід продавлювання. При цьому розглядаються піраміди, сторони яких проходять від зовнішніх граней плити колони до внутрішніх граней паль. При центральному завантаженні ростверку має виконуватися умова:

$$F_n \leq [\alpha_1(b_k + c_2) + \alpha_2(a_k + c_1)]h_1 \cdot R_{bt}$$

$F_n$  – розрахункова сила, що продавлює, рівна сумі реакцій усіх паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання;

$a_k$  і  $b_k$  – розміри поперечного перерізу біля основи колони;

$c_1$  і  $c_2$  – відстані від площини грані колони до площини, що проходить через найближчу паралельну до неї межу палі;

$h_1$  – робоча висота перерізу ростверку

$R_{bt}$  – розрахунковий опір бетону розтягуванню

$\alpha_1$  та  $\alpha_2$  – безрозмірні коефіцієнти

Необхідні для розрахунку величини становлять

$$h_1 = 0,570 \text{ м}; z_1 = 0,620 \text{ м}; z_2 = 0,350 \text{ м}; k_1 = \frac{620}{570} = 1,1; k_2 = \frac{350}{570} = 0,61$$

Так як  $k_1$  більше 1,0 приймаємо  $\alpha_1$  рівними 2,13 .

$\alpha_2$  визначимо за формулою:

$$\alpha_2 = 1,6(1 - k_2/3)(k_2 + 1/k_2)$$

$$\alpha_2 = 1,6(1 - 0,61/3)(0,61 + 1/0,61) = 2,88$$

$$857,3 < [2,13(0,5 + 0,35) + 2,88(0,56 + 0,62)] \cdot 0,57 \cdot 750 = 2226,6 \text{ кН}$$

Продавлювання ростверку колоною не відбудеться.

*Виконаємо розрахунок ростверку на продавлювання крайньої палі .*

При цьому має виконуватися умова:

$$F_{\phi i} \leq \left[ \beta_1 \left( b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left( b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right] h_{01} \cdot R_{bt}$$

де  $F_{\phi i}$  – розрахункове навантаження на кутову максимально навантажену палю з урахуванням моментів, що на неї діють.

$b_{01}$  і  $b_{02}$  – відстань від внутрішніх граней паль до найближчих граней підколонника (склянки ростверку) або найближчих граней щаблі при ступінчастому ростверку

$h_{01}$  – висота нижнього ступеня ростверку від верху паль,

$\beta_1$  та  $\beta_2$  – безрозмірні коефіцієнти.

$$h_{01} = 0,470 \text{ м}$$

$$b_{01} = 0,350 \text{ м}$$

$$z_{01} = 0,950 \text{ м}$$

$$b_{02} = 0,250 \text{ м}$$

$$z_{02} = 0,050 \text{ м}$$

$$k_{01} = \frac{950}{470} = 2,0$$

$$k_{01} = \frac{50}{470} = 0,1$$

Безрозмірний коефіцієнт  $\beta$  визначимо за таблицею:

$\beta_1 > 1$ ,  $\beta_1 = 0,64$  та  $\beta_2 < 0,3$  тоді  $\beta_2 = 1,5$

$$214,3 \leq \left[ 0,64 \left( 0,25 + \frac{0,05}{2} \right) + 1,5 \left( 0,35 + \frac{0,95}{2} \right) \right] 0,47 \cdot 750 = 498,3 \text{ кН}$$

Нерівність задовольняється, продавлювання ростверку крайньої палі не відбудеться.

2. Розрахунок міцності похилих перерізів плити ростверку за поперечною силою виконується за формулою :

$$Q \leq mbh_0 \cdot R_{bt}$$

де  $Q$  - сума реакцій всіх паль, що знаходяться за межами похилого перерізу з боку найбільш навантаженої частини ростверку;  $b$  – ширина підосви ростверку;  $h_0$  – робоча висота нижнього ступеня ростверку;  $m$  – безрозмірний коефіцієнт, що приймається залежно від відношення  $z/h_{01}$  тоді  $0,1/0,47 = 0,21$   $m = 2,45$

Нерівність:

$$857,3 < 2,45 \cdot 1,9 \cdot 0,35 \cdot 750 = 1221,9 \text{ (кН)}$$

Нерівність задовольняється.

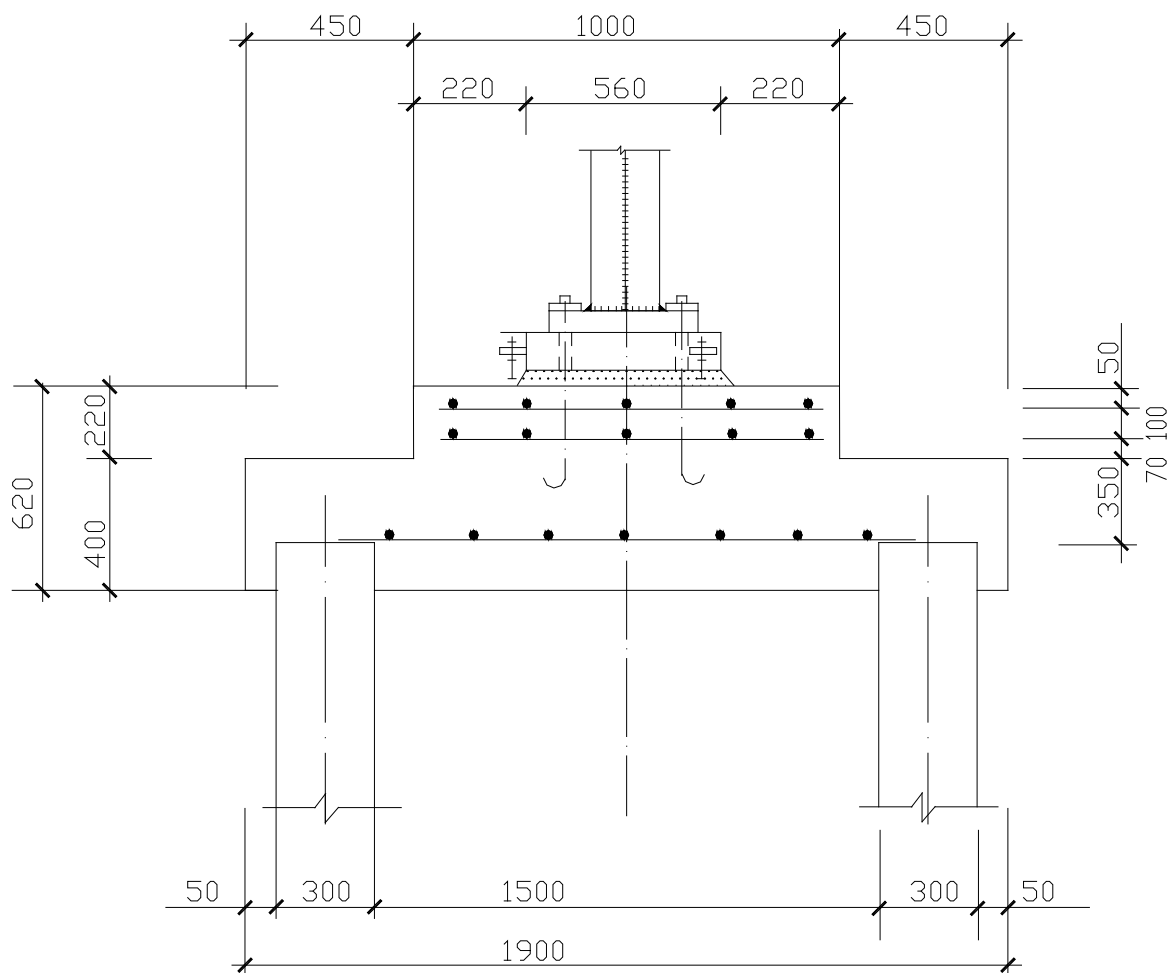


Рис. 3.2 - Схема армування ростверку

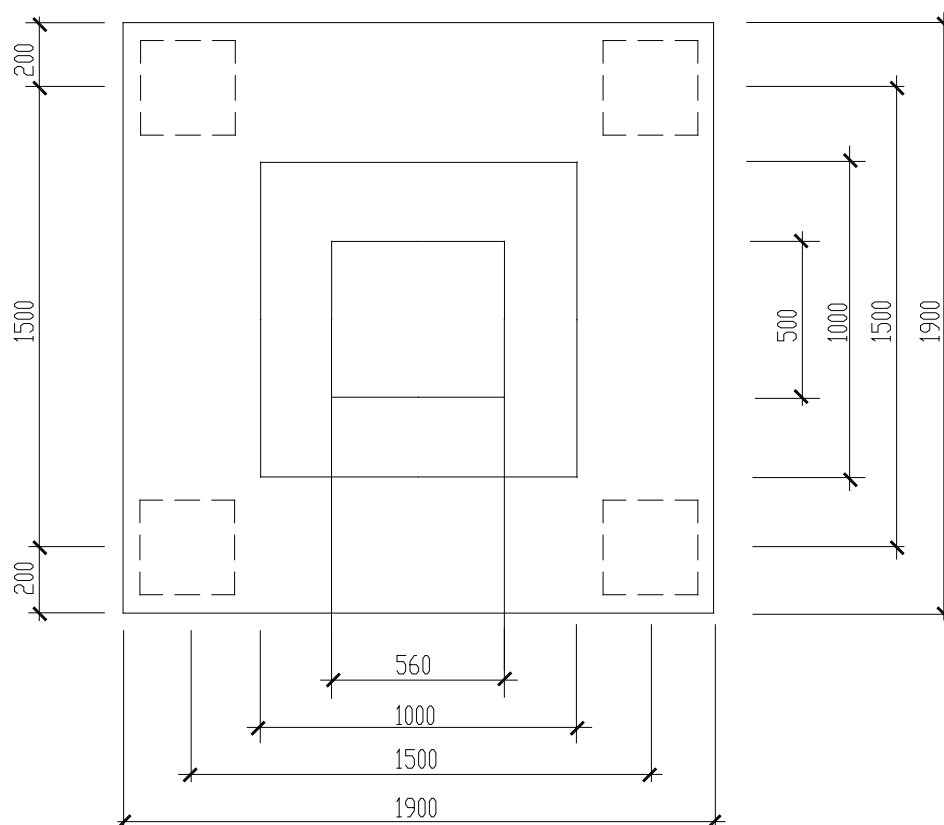


Рис. 3.3 - Схема ростверку

3. Розрахунок ростверку на вигин. Визначимо необхідне армування ростверку в напрямку дії моменту в перерізі 1-1, проведеному на межі верхньої частини ростверку, і в перерізі 2-2, що проходить по межі плити колони.

До місцевих навантажень у даному прикладі можна віднести лише власну вагу ростверку і ґрунту на його обрізах ( $\gamma_6 = 24 \text{ кН/м}^3, \gamma = 18 \text{ кН/м}^3$ ). Момент від місцевих навантажень визначаються шляхом множення розрахункового значення їх рівнодіючої на плече, що дорівнює відстані від місця її застосування до розтину. Ці моменти становлять

у перерізі 1-1:

$$M_{01} = (0,45 \cdot 1,9 \cdot 0,620 \cdot 24 \cdot 1,1 + 0,45 \cdot 1,9 \cdot 0,620 \cdot 18 \cdot 1,1) \cdot 0,225 = 24,49 \cdot 0,1 = 2,45 \text{ кН} \times \text{м}$$

у перерізі 2-2:

$$M_{02} = 24,5 \cdot 0,405 + (0,365 \cdot 1,9 \cdot 0,620 \cdot 24 \cdot 1,1 + 0,365 \cdot 0,18 \cdot 0,620 \cdot 18 \cdot 1,1) \cdot 0,18 = 13,5 \text{ кН} \times \text{м}$$

Розрахунковий згинальний момент у перерізах визначається за формулою:

$$M = \sum_{i=1}^n F_i x_i - M_{0i}$$

де  $x_i$  - відстань від осі палі до аналізованого перерізу.

$$M_1 = 2 \cdot (214,3 \cdot 0,1) - 2,45 = 40,41 \text{ кН} \times \text{м}$$

$$M_2 = 2 \cdot (214,3 \cdot 0,32) - 13,5 = 123,7 \text{ кН} \times \text{м}$$

За обчисленими значеннями моментів знайдемо площі перерізу арматури класу А- II ( $R_s = 270 \times 10^3 \text{ кПа}$ ) за формулою:

$$A_{ai} = \frac{M_i}{0,9 \cdot h_{0i} \cdot R_s}$$

$$A_{a1} = \frac{40,41 \cdot 10^4}{0,9 \cdot 0,35 \cdot 270 \cdot 10^3} = 4,75 \text{ см}^2$$

$$A_{a2} = \frac{178,14 \cdot 10^4}{0,9 \cdot 0,170 \cdot 270 \cdot 10^3} = 43,12 \text{ см}^2$$

Підберемо арматуру для ростверку. По ширині ростверку приймаємо 9 стрижнів діаметра 9 мм, довжиною 1,84 м,  $A = 5,72 \text{ см}^2$  крок крайніх стрижнів 200 мм, середніх - 250 мм. При цьому враховується, що при закладенні паль у

плиту ростверку більш ніж на 50 мм стрижні сіток, що потрапляють на палі вирізаються.

Поздовжнє армування для верхньої ростверку приймаємо 8 стрижнів діаметром 25 мм,  $A = 39,27 \text{ см}^2$  і два стрижні діаметром 18 мм,  $A = 5,09 \text{ см}^2$ , укладаємо 2 сітки по 5 стрижнів, крок крайніх стрижнів 215 мм, крок середніх стрижнів – 235 мм.

Поперечна арматура сіток приймається на основі аналогічних розрахунків для перерізів III - III та IV - IV :

у перерізі III – III

$$M_{03} = (0,45 \cdot 1,9 \cdot 0,620 \cdot 24 \cdot 1,1 + 0,45 \cdot 1,9 \cdot 0,620 \cdot 18 \cdot 1,1) \cdot 0,225 = 24,49 \cdot 0,1 = 2,45 \text{ кН} \times \text{м}$$

у перерізі IV- IV

$$M_{02} = 24,5 \cdot 0,338 + (0,365 \cdot 1,9 \cdot 0,620 \cdot 24 \cdot 1,1 + 0,365 \cdot 0,18 \cdot 0,620 \cdot 18 \cdot 1,1) \cdot 0,113 = 9,65 \text{ кН} \times \text{м}$$

Розрахунковий згинальний момент у аналізованих перерізах визначається за формулою :

$$M_3 = 2 \cdot (214,3 \cdot 0,1) - 2,45 = 40,41 \text{ кН} \times \text{м}$$

$$M_4 = 2 \cdot (214,3 \cdot 0,32) - 9,65 = 127,5 \text{ кН} \times \text{м}$$

За обчисленими значеннями моментів знайдемо площі перерізу арматури класу А- II ( $R_s = 270 \times 10^3 \text{ кПа}$ ) за формулою :

$$A_{a3} = \frac{40,41 \cdot 10^4}{0,9 \cdot 0,35 \cdot 270 \cdot 10^3} = 4,75 \text{ см}^2$$

$$A_{a4} = \frac{127,5 \cdot 10^4}{0,9 \cdot 0,17 \cdot 270 \cdot 10^3} = 30,8 \text{ см}^2$$

Підберемо поперечну арматуру для ростверку. У нижній частині ростверку поперечна арматура буде така ж як і поздовжня, приймаємо 9 стрижнів діаметра 9мм, довжиною 1,84 м,  $A = 5,72 \text{ см}^2$  крок крайніх стрижнів 200 мм, середніх – 250 мм. Поперечне армування для верхнього ростверку приймаємо 10 стрижнів діаметром 20 мм,  $A = 31,42 \text{ см}^2$ , укладаємо 2 сітки по 5 стрижнів, крок крайніх стрижнів 215 мм, крок середніх стрижнів – 235 мм.

### 3.6 Визначення осідання пального фундаменту методом підсумовування

Додатково тиск по підшві умовного фундаменту визначимо за формулою :

$$p_0 = p_{11} - \sigma_{z0g} = p_{11} - \gamma_{11d} d_n$$

де  $p_{11}$  - тиск по підшві фундаменту при розрахунку по другій групі граничних станів ;

$\gamma_{11d}$  – питома вага ґрунту в межах глибини закладення фундаменту;

$$p_0 = 857,3 - 19,4 \cdot 9,62 = 670,7 \text{ кН}$$

Товщина шарів  $h_i = 0,4 \cdot 1,9 = 0,76 \text{ (м)} \sim 0,8 \text{ (м)}$ .

Співвідношення сторін підшви  $K_n = l_y / b_y = 2,65 / 1,9 = 1,4$

Розрахунок опади виконуємо відповідно до формули :

$$\sigma_{zp} = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i F_i$$

де  $z$  - координата точки в якій визначають напругу ;

$K_i$  - Коефіцієнт, що залежить від відношення  $r_i / z$  ;

$r_i$  – відстань між точкою та вертикаллю лінії дії сили  $F$  .

Таблиця 3.3 – Осідання пального фундаменту

Ґрунт	Номер точки	$z$ , м	$\sigma_{zg}$ , кПа	$m=2z/b_y$	$\alpha$	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_{zpi}$ , кПа
Супесь $E = 7000$ кН/м <sup>2</sup>	1	0	81,63	0	1,0	670,7	660,1
	2	0,8	97,23	0,4	0,972	651,2	
	3	1,6	112,8	0,8	0,848	568,8	
	4	2,4	128,43	1,2	0,682	457,4	
Суглинок $E = 11000$ кН/м <sup>2</sup>	5	3,2	143,9	1,6	0,532	356,8	317,3
	6	4,0	159,3	2,0	0,414	277,7	
	7	4,8	174,6	2,4	0,325	218	
	8	5,6	190,0	2,8	0,26	174,4	
Глина $E = 12000$ кН/м <sup>2</sup>	9	6,4	205,5	3,2	0,21	140,8	128,4
	10	7,2	221,0	3,6	0,173	116,0	
	11	8,0	236,5	4,0	0,145	97,25	
	12	8,8	252,0	4,4	0,122	81,8	
	13	9,6	267,5	4,8	0,105	70,4	
	14	10,4	283,1	5,2	0,091	61,0	
	15	11,2	298,6	5,6	0,079	53,0	
	16	12,0	314,1	6,0	0,070	46,9	

На глибині  $z = 11,2$  м  $\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 298,6 = 59,72$  кПа.

Сумарна осадка склала:

$$S_{\Sigma} = 0,8 \sum_{i=1}^{i=h} \frac{\sigma_{zp}^i h_i}{E_o^i}$$

$$S = \frac{0,8 \cdot 0,4}{7000} (660,1 + 513,1) + \frac{0,8 \cdot 0,4}{11000} (317,3 + 196,2) + \frac{0,8 \cdot 0,4}{12000} (128,4 + 89,5 + 65,7 + 50,0) = 0,078$$

Відповідно, отримана осадка фундаменту менша за гранично допустиму: 12см > 7,8 см.

## **Розділ 4. Трансформація організаційних структур будівельних підприємств**

### **4.1. Аналіз методичних засад трансформації організаційних структур будівельних підприємств**

У результаті проведеного дослідження встановлено, що, оскільки розвиток є необхідною умовою існування підприємства, управління підприємством безпосередньо пов'язане з фактом його розвитку, який має місце тільки тоді, коли підприємство як система отримує нові властивості, що були відсутні раніше.

Дослідження понятійного апарату щодо категорії «розвиток» відносно підприємства дозволили запропонувати таке трактування: розвиток підприємства – категорія, що характеризується як закономірний і керований процес, спрямований на позитивні зміни підприємства та його організаційної структури в позначений час із метою підвищення ефективності функціонування, досягнення якісно нового стану підприємства (створення інновації цінності), що є необхідним критерієм його існування. Це твердження визначає можливість досягнення якісно нового стану підприємства шляхом трансформації його організаційної структури.

За результатами аналізу існуючих теорій трансформації організаційних структур підприємства встановлено, що, незважаючи на достатньо велику кількість наукових праць, існує необхідність в удосконаленні теоретико-методичних підходів до формування сукупності й послідовності дій з трансформації організаційної структури підприємства в процесі його розвитку.

Дослідження і аналіз змісту наукових публікацій, проведені у дисертаційній роботі, дозволили вдосконалити класифікацію підходів до трансформації організаційних структур підприємств. Відповідно до класифікації Б. Мільнера, підходи до трансформаційного процесу визначались таким чином: процес трансформації оргструктури визначається як результат логічної дедукції, як результат дослідних розробок, як пошук базової характеристики або рух до «кращої» організації. Згідно з класифікацією А.

Пороховського, підходи визначались як такі: процес трансформації розглядається як перетворення відповідно до завдань окремих підрозділів фірми, або зазначений процес визначається як перетворення організації в цілому. Запропонована в роботі класифікація містить класифікаційну ознаку врахування впливу факторів зовнішнього середовища підприємства на процес трансформації його організаційної структури, що включає органічні, внутрішньоструктурні та реактивні підходи (табл. 4.1).

Установлено, що реактивний підхід (хоча й акцентує увагу на вирішальній ролі факторів зовнішнього середовища у процесі трансформації) потребує вдосконалення щодо створення чітких і обґрунтованих теоретико-методичних підходів до формування сукупності й послідовності дій з трансформації організаційної структури підприємства в процесі розвитку з урахуванням впливу факторів зовнішнього середовища, яке характеризується певним рівнем складності й динамічності, при цьому необхідно визначити набір конфігурацій організаційних структур як систему чистих і гібридних форм.

Визначено, що будь-який процес трансформації організаційної структури має рушійні сили. Одна з таких сил – це функціональний конфлікт, що, на відміну від дисфункціонального, має вирішення для розвитку синергізму або антагонізму у процесі переходу на більш високий рівень.

За результатами аналізу моделей конфліктних ситуацій та управлінням конфліктами під час трансформації організаційних структур підприємств установлено, що наразі не існує єдиного підходу до управління конфліктом між складовими частинами підприємства при трансформації організаційних структур. У зв'язку з цим потрібне удосконалення методичного підходу до управління функціональним конфліктом при трансформації організаційної структури підприємства в процесі його розвитку.

Щодо будівельних підприємств проаналізовано та визначено стан та тенденції розвитку підприємств будівельної галузі України, здійснено аналіз їх організаційних структур, визначено фактори, що впливають на трансформацію організаційної структури підприємства, сформовано методичний підхід до трансформації оргструктури.

Табл. 4.1 - Класифікація підходів до трансформації організаційних структур підприємств за ознакою врахування впливу факторів зовнішнього середовища

	Сильні сторони	Слабкі сторони
<b>1. Органічний підхід</b>	<p>1. Трансформація розглядається як комплекс дій, спрямованих на підвищення загальної економічної ефективності.</p> <p>2. Визначається необхідність руху від функціональних форм оргструктур до органічних.</p>	<p>1. Трансформація визначається як перетворення структур із бюрократичних на органічні без урахування впливу факторів зовнішнього середовища.</p> <p>2. Відсутність обґрунтованих теоретико-методичних підходів до формування сукупності й послідовності дій з трансформації оргструктури підприємства в процесі розвитку з урахуванням впливу факторів зовнішнього середовища.</p>
<b>2. Внутрішньо-структурний підхід</b>	<p>1. Процес трансформації спрямований на мінімізацію трансакційних витрат.</p> <p>2. Процес трансформації спрямований на підвищення конкурентоспроможності підприємства.</p>	<p>1. Трансформація зводиться до зміни оргструктури на основі аналізу впливу факторів переважно внутрішнього середовища.</p> <p>2. Відсутність обґрунтованих теоретико-методичних підходів до формування сукупності й послідовності дій з трансформації організаційної структури підприємства в процесі розвитку з урахуванням впливу факторів зовнішнього середовища.</p>

3. Реактивний підхід	1. Акцентується увага на вирішальній ролі впливу факторів зовнішнього середовища на процес трансформації оргструктури підприємства в процесі його розвитку.	1. Відсутність обґрунтованих теоретико-методичних підходів до формування сукупності й послідовності дій з трансформації організаційної структури підприємства в процесі розвитку з урахуванням впливу факторів зовнішнього середовища.
----------------------	---	--

*Аналіз організаційних структур як систем доведено, що, як і будь-якій системі, будівельним підприємствам властиве прагнення до розвитку, спрямоване на підтримку стійкості за рахунок ефективних управлінських рішень, в тому числі прийняття рішення щодо своєчасної трансформації організаційної структури підприємства. Оскільки головне завдання менеджменту підприємства полягає не лише в максимізації обсягу будівельних робіт (будівельного виробництва) або в мінімізації витрат, а й оптимальному поєднанні всіх аспектів ефективного функціонування та розвитку будівельного підприємства, виникає необхідність у розробленні комплексного підходу до управління процесом розвитку, що дозволяє адекватно реагувати на зміни впливу факторів зовнішнього середовища, у тому числі шляхом структурної трансформації.*

Визначено, що для управління процесом розвитку в усіх трансформаційно-структурних процесах на підприємстві потрібне застосування комплексних підходів таких шкіл стратегічного менеджменту: конфігурації, влади й зовнішнього середовища, що розглядають процес розвитку як реактивний, трансформаційний і переговорний процес (не виключаючи при цьому використання підходів й інших шкіл залежно від впливу зовнішнього середовища). Підходи шкіл конфігурації та влади доповнюють один одного, оскільки в ході трансформації оргструктури процес перемовин, у тому числі й керований функціональний конфлікт, є каталізатором процесу.

За результатами дослідження запропоновано комплексний підхід до застосування шкіл стратегічного менеджменту при управлінні процесом

розвитку підприємства. При цьому підходи шкіл конфігурації, влади й зовнішнього середовища утворюють блок «загальних підходів», що використовуються в усіх можливих процесах трансформації організаційних структур, підходи інших шкіл утворюють блок «індивідуальних підходів», що використовуються залежно від існуючого зовнішнього середовища (рис.4.1).



Рис. 4.1. Комплексний підхід до застосування шкіл стратегічного менеджменту при управлінні процесом розвитку підприємства

З метою визначення доцільності трансформації структури запропоновано методичний підхід до визначення впливу факторів зовнішнього середовища підприємства. Вказаний підхід передбачає виконання низки етапів та надає можливість своєчасно оцінювати вплив зазначених факторів та приймати рішення про трансформацію організаційної структури підприємства (рис. 4.2).

Експертна комісія (етап 2) складається з представників різних організацій. Відбираючи експертів із представників підприємства, як критерії приймали глибокі знання в наукових напрямках: менеджмент організацій, управління персоналом, управління конкурентоспроможністю, управління техніко- технологічною базою. Для представників сторонніх організацій критеріями від- бору служили глибокі пізнання в таких наукових напрямках:

економіка, політика, культурологія та соціологія. На цьому етапі експерти оцінюють як фактори зовнішнього середовища підприємства (зміни у складі та характеристиках постачальників і споживачів, зміни в методах роботи конкурентів та появу нових, у тому числі субститутів, діяльність державних установ, темпи та спрямованість науково-технічного, політичного, економічного, культурного, соціального та етнічного розвитку суспільства, що впливають на діяльність підприємства), так і фактори зовнішнього середовища загалом (оцінюється вплив факторів прямої дії відносно галузі та вплив факторів непрямой дії відносно регіону з числа перелічених).

Як інструмент діагностики, що відображає поточний стан підприємства у сфері взаємодії прямого та непрямой впливу факторів зовнішнього середовища, запропоновано використовувати канву впливу факторів (етап 3), що являє собою візуальне зображення думок експертів щодо сили впливу факторів зовнішнього середовища на підприємство (за 10-бальною шкалою).

За аналізом огляду літератури встановлено, що визначення типу зовнішнього середовища (складне та динамічне, складне та стабільне, просте та динамічне, просте та стабільне) дає можливість вибору планованої конфігурації організаційної структури відповідно до впливу визначених факторів. Конфігурації оргструктур, а саме, чисті форми (позначено жирним шрифтом) та прості гібридні форми представлено на загальній сфері конфігурацій організаційних структур (рис. 4.3).

На загальній сфері конфігурацій оргструктур диференціальні гібридні форми розташовуються всередині, при цьому слід наголосити на існуванні безлічі зазначених структурних гібридів. Сфера конфігурацій формалізує результати аналізу щодо типу децентралізації, домінування певної складової частини підприємства та основного координаційного механізму, а також спеціалізації робочих завдань, формалізації праці, навчання, індоктринації, групування організаційних одиниць, визначення їх розміру, системи планування та контролю, інструментів взаємодії як параметрів дизайну різних конфігурацій, та дозволяє наочно показати чисті та гібридні структурні форми (прості гібридні форми, в яких комбінації параметрів дизайну різних

конфігурацій використовуються на всіх рівнях підприємства, та диференціальні, в яких характеристики декількох конфігурацій використовуються в різних складових частинах підприємства).

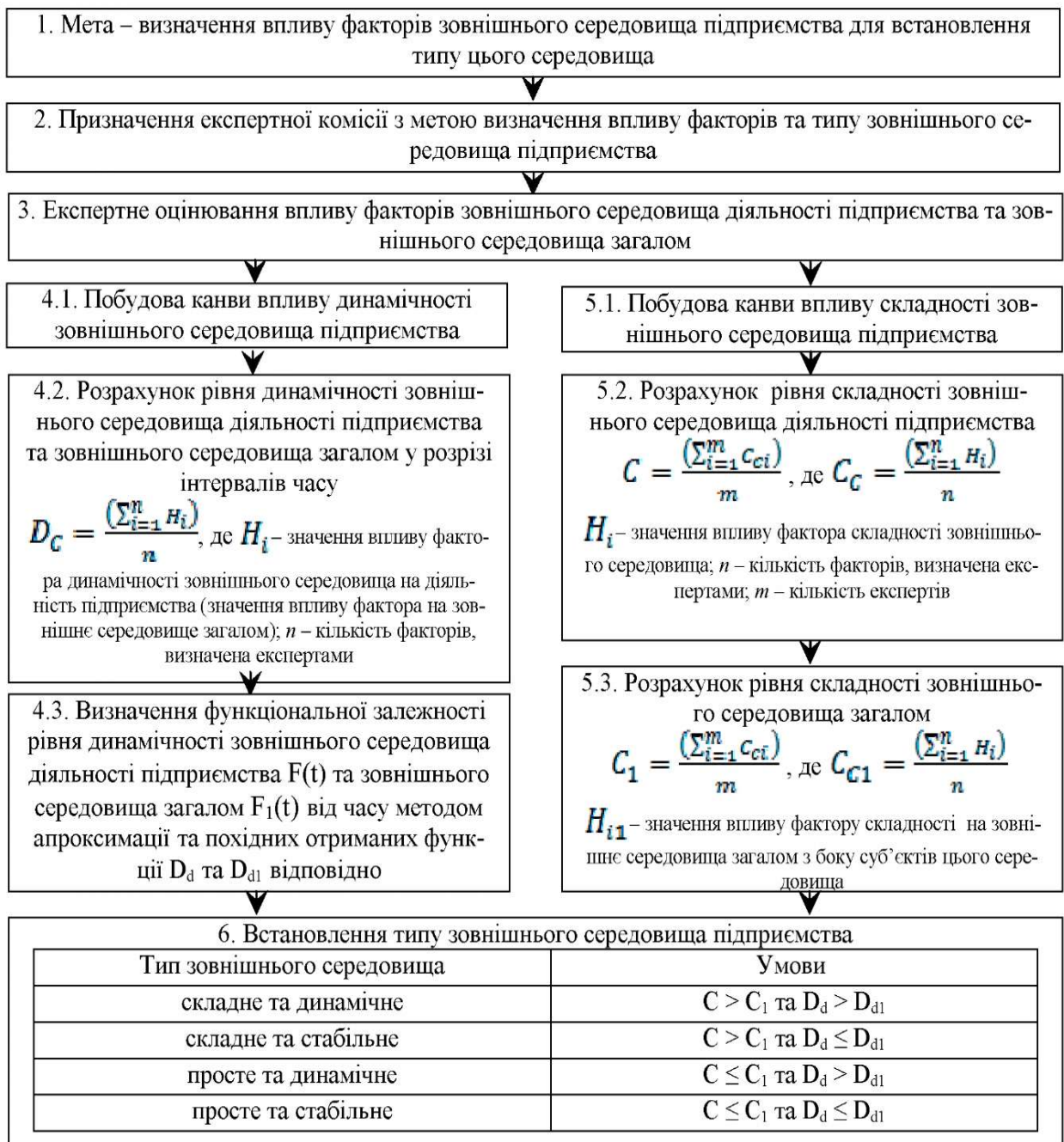


Рис. 4.2 - Методичний підхід до визначення впливу факторів зовнішнього середовища на діяльність підприємства

За результатами дослідження удосконалено методичний підхід до управління функціональним конфліктом між складовими частинами підприємства у процесі розвитку з метою здійснення оптимального за часом переходу до планованої конфігурації організаційної структури (рис. 4.4).

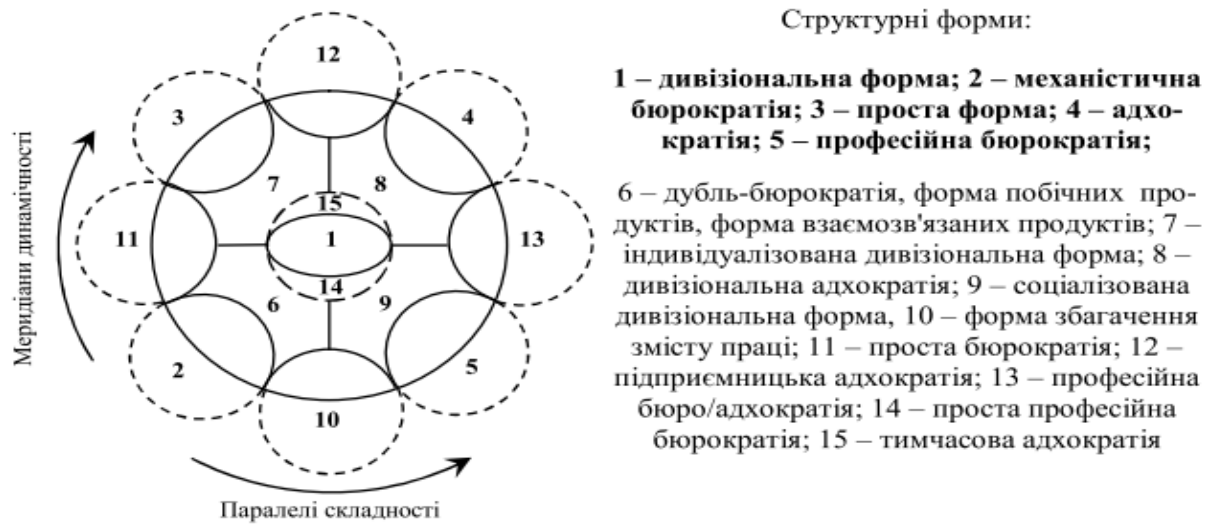


Рис. 4.3 - Просторове зображення загальної сфери конфігурацій оргструктур

При цьому складовими частинами підприємства є: стратегічний апекс, що прагне до прямого контролю як механізму координації; техноструктура, що бореться за стандартизацію робочих процесів; серединна лінія, яка схиляє до стандартизації випуску; допоміжний персонал, що прагне до взаємного узгодження, та операційне ядро, що бореться за стандартизацію знань і навичок.

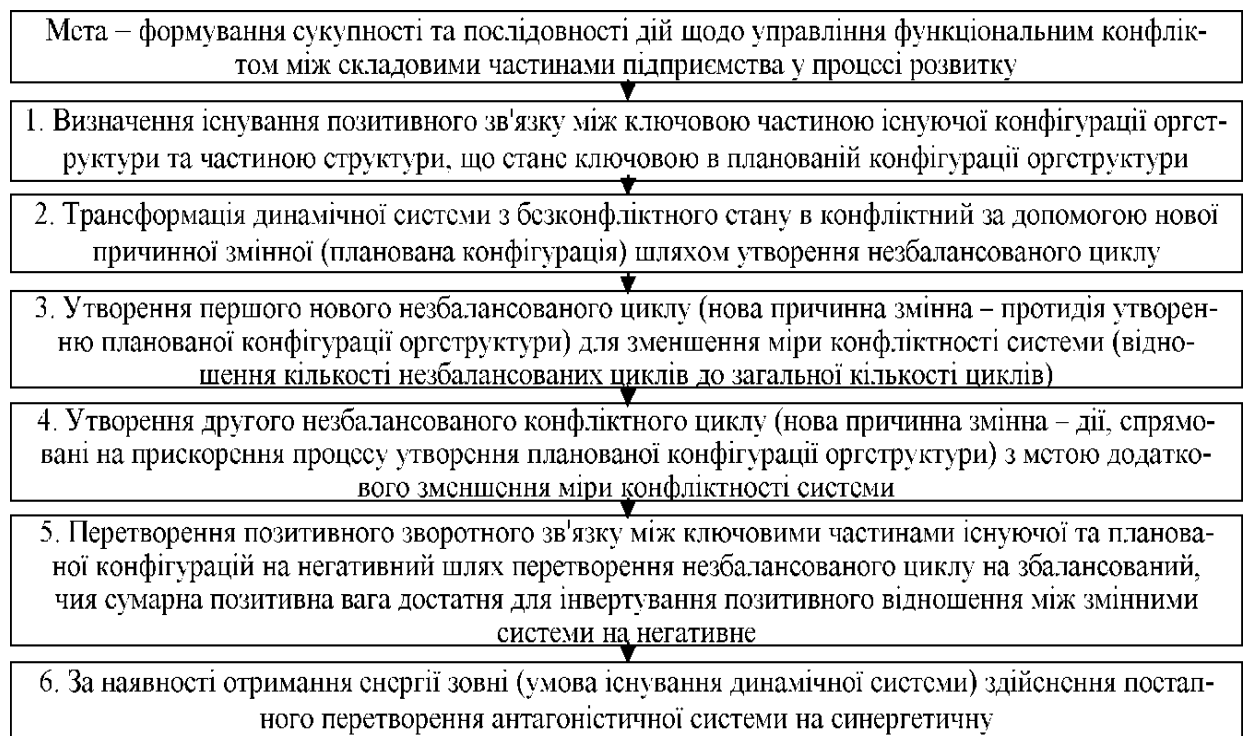


Рис. 4.4 - Основні етапи методичного підходу до управління функціональним конфліктом між складовими частинами підприємства

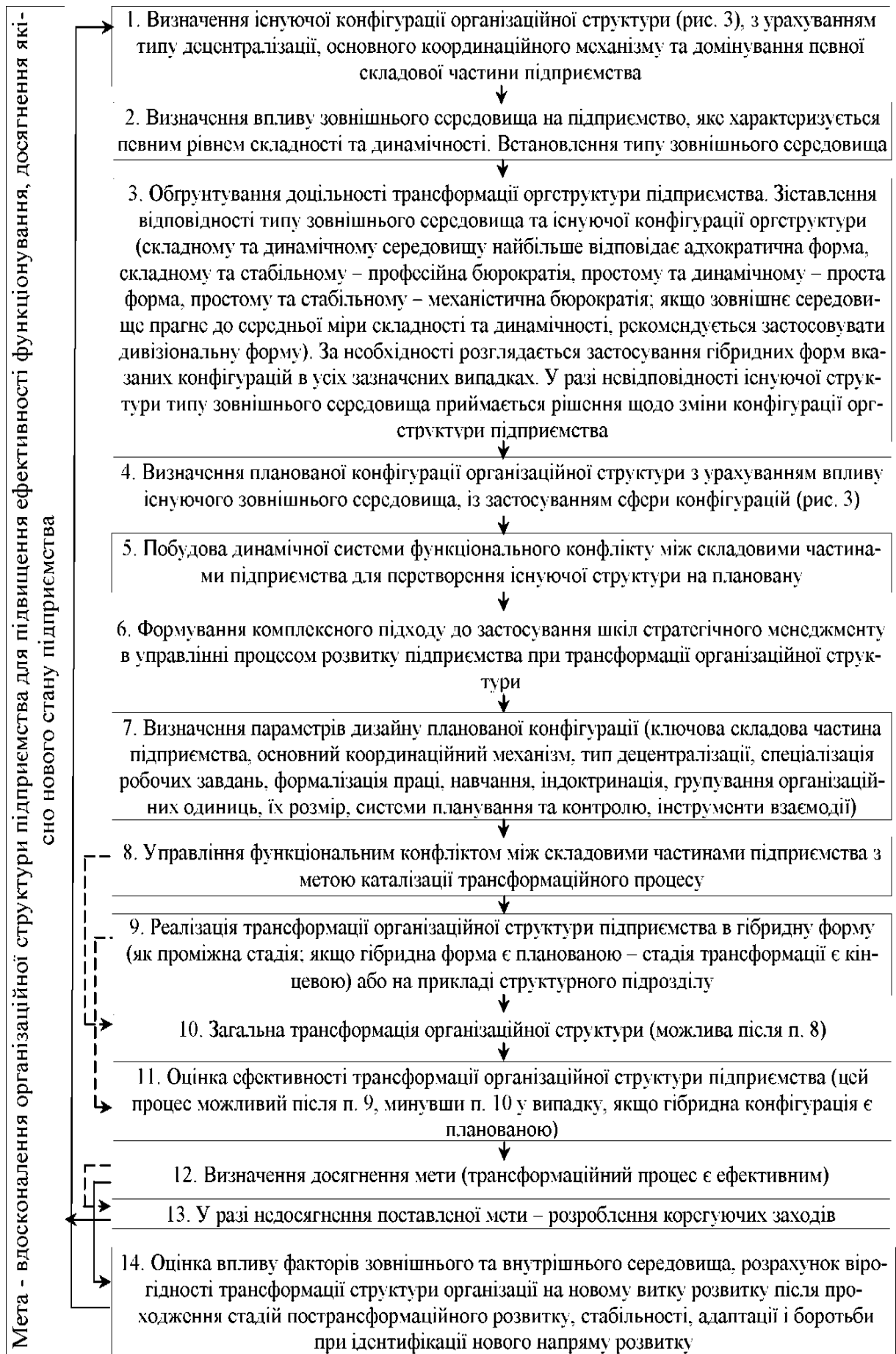


Рисунок 4.5. Методичний підхід до трансформації організаційної структури підприємства в процесі розвитку

Методичний підхід до управління функціональним конфліктом між складовими частинами підприємства базується на застосуванні динамічної системи конфлікту, що складається із збалансованих і незбалансованих циклів (кількість негативних відношень має непарне значення). Визначено, що функціональним конфліктом може бути тільки той конфлікт, який сприяє зміні конфігурації організації з початкової форми на плановану, що відповідає за типом структури впливу факторів зовнішнього середовища.

З огляду на математичну складність визначення ваги відносин причинних змінних конфлікту, в роботі запропоновано застосування методу експертних оцінок. Керівник підприємства залучає фахівців підприємства та сторонніх організацій у галузі області психології, соціології, соціального менеджменту. Визначення ваги відносин змінних (за 5-бальною шкалою) відбувається шляхом розрахунку середньоарифметичного бала відносно даних розрахованих членами експертної комісії.

Зазначене вище дало можливість запропонувати методичний підхід до трансформації організаційної структури з однієї конфігурації (існуючої) в іншу (плановану) в процесі розвитку підприємства (рис. 4.5).

Цей методичний підхід є інтегративним, оскільки використовує запропоновану послідовність та сукупність дій за всіх можливих трансформацій організаційної структури за умови невідповідності існуючої структури підприємства впливу факторів зовнішнього середовища.

#### **4.2. Вдосконалення процесів трансформації організаційних структур підприємств будівельної галузі**

В процесі роботи над дослідженням визначено доцільність трансформації організаційних структур підприємств будівельної галузі, що аналізувались, визначено систему показників та запропоновано оцінку ефективності трансформаційних процесів.

Апробацію удосконалених у роботі методичних підходів та практичних рекомендацій планується здійснити на будівельних підприємствах Запорізького регіону. Визначено доцільність трансформації організаційних структур підприємств з урахуванням, у першу чергу, даних оцінки впливу

факторів зовнішнього середовища. Встановлено основні параметри дизайну планованих конфігурацій організаційних структур цих підприємств (табл. 4.2).

Трансформацію організаційних структур зазначених підприємств здійснено відповідно до вдосконаленого методичного підходу до трансформації оргструктури підприємства в процесі розвитку.

Пропонується, що для оцінки ефективності трансформації організаційних структур доцільне застосування системи таких показників (табл. 4.3): універсальні - загальна економічна ефективність, вартісний розрив, інновація цінності (повинні застосовуватися для оцінки всіх трансформаційних процесів); приватні - гнучкість, раціональність організаційної структури, норма керованості на підприємстві (необхідно розглядати стосовно певних змін впливу зовнішнього середовища (рівня складності та/або динамічності)).

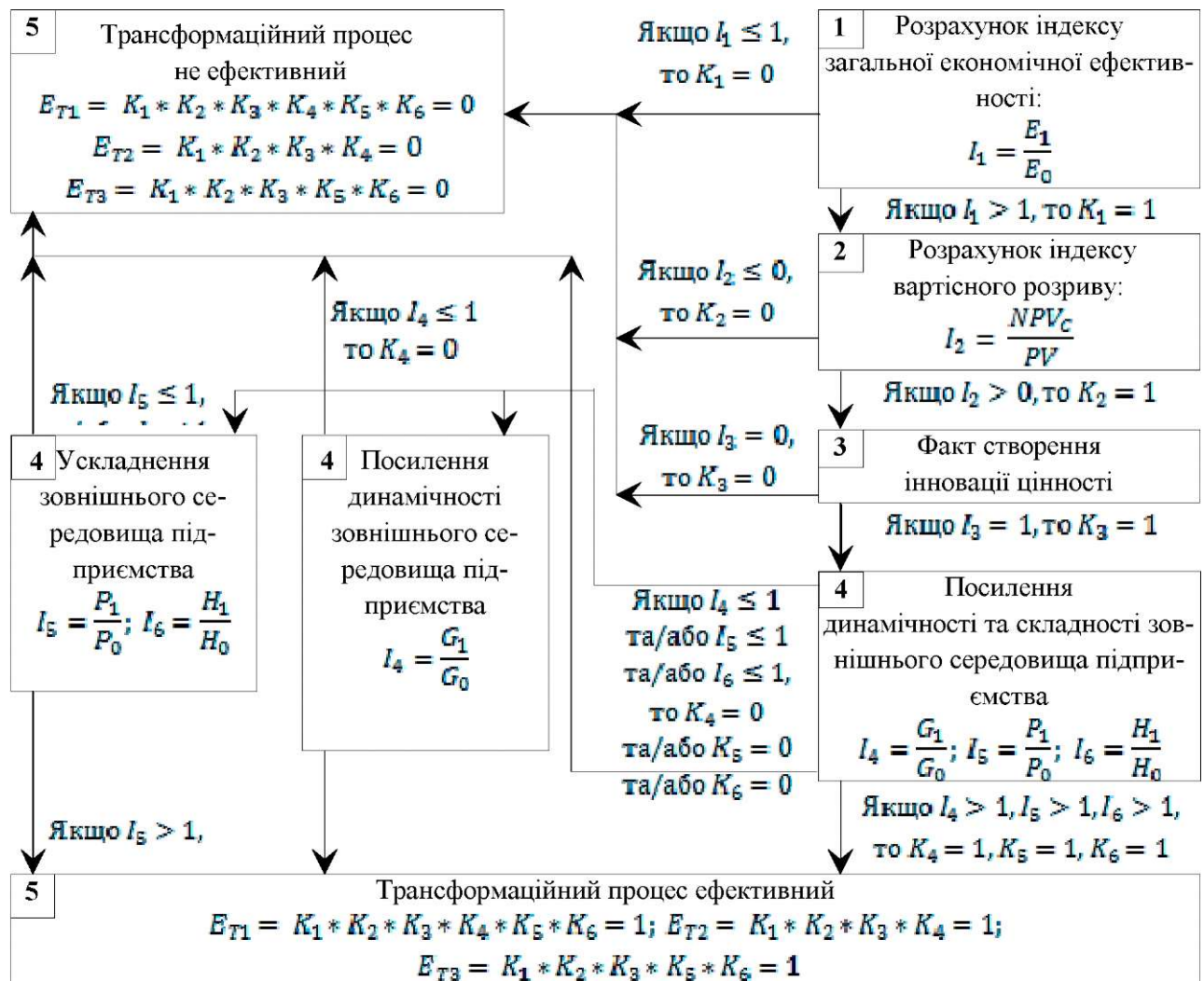
Таблиця 4.2 Визначення доцільності трансформації та основних параметрів дизайну планованих конфігурацій організаційних структур

Об'єкти дослідження	Існуюча конфігурація	Тип зовнішнього середовища, доцільність трансформації	Планована конфігурація	Ключові частини планованої конфігурації	Основний координаційний механізм	Тип децентралізації
Підприємство № 1	Механістична бюрократія	Складне та динамічне, трансформація доцільна	Тимчасова адхократія	Допоміжний персонал та операційне ядро	Взаємне узгодження	Селективна вертикальна та горизонтальна децентралізація
Підприємство № 2	Механістична бюрократія	Складне та динамічне середньої міри, трансформація доцільна	Форма взаємозв'язаних виробництв	Серединна лінія	Стандартизація випуску	Обмежена паралельна вертикальна децентралізація
Підприємство № 3	Проста конфігурація	Складне та динамічне, трансформація доцільна	Дивізіональна адхократія	Допоміжний персонал і серединна лінія	Взаємне узгодження	Селективна вертикальна та горизонтальна децентралізація

У роботі запропоновано здійснювати оцінку ефективності трансформації організаційної структури підприємства симплексним методом лінійного програмування (послідовність дій наведена на рис. 4.6) у випадку ускладнення та/або посилення динамічності зовнішнього середовища підприємства.

Табл. 4.3 - Показники ефективності трансформації організаційної структури підприємства

Показник	Розрахунок	Примітка
1. Загальна економічна ефективність	$E = P / Z$	P - результати виробництва, Z - витрати на отримання даного результату
2. Вартісний розрив, тис. грн. (чиста поточна вартість ефекту трансформації)	$NPV_c = [D(PN)_n - (I)_n + (T)_n] \cdot g$	NPV <sub>c</sub> - чиста поточна вартість ефекту трансформації, B(P <sup>п</sup> - прибуток від трансформації, n - період часу після трансформації, (I) <sub>n</sub> - додаткові інвестиції на трансформацію, (T) <sub>n</sub> - приріст (економія) податкових платежів, g - коефіцієнт дисконтування
3. Інновація цінності	Логічний зв'язок між скороченням витрат і підвищенням корисності блага	Створення максимально можливого вільного від конкуренції ринкового простору, створення нового попиту та оволодіння ним, руйнування компромісу «цінність - витрати», побудова усієї системи діяльності компанії відповідно до завдання одночасного досягнення диференціації та зниження витрат за рахунок ослаблення впливу факторів зовнішнього середовища
4. Гнучкість організаційної структури управління	$G = \frac{Чс}{Чо}$	G - гнучкість організаційної структури управління, Чс - кількість працівників, які можуть виконувати суміжні міжгрупові функції, Чо - загальна кількість працівників організації
5. Раціональність організаційної структури управління	$P = \frac{Чо}{Чу}$	P - раціональність організаційної структури управління, Чу - кількість керівного складу
5. Норма керованості на підприємстві	$H_u = \frac{Чо}{H_{un} * H_{usv}^{p-1}}$	H <sub>u</sub> - норма керованості на підприємстві, H <sub>un</sub> - норма керованості для нижчого рівня, H <sub>usv</sub> - середня норма керованості для керівників середнього й вищого рівнів, p - число рівнів управління



$E_{T1}$  - критерій ефективності трансформації організаційної структури підприємства у разі посилення динамічності та ускладнення зовнішнього середовища підприємства;  $E_{T2}$  - критерій ефективності трансформації організаційної структури підприємства при посиленні динамічності зовнішнього середовища підприємства;  $E_{T3}$  - критерій ефективності трансформації організаційної структури підприємства при ускладненні зовнішнього середовища підприємства;  $I_1, I_2, I_3, I_4, I_5, I_6$  - індекси (загальної економічної ефективності, вартісного розриву, інновації цінності, гнучкості структури, її раціональності та норми керованості на підприємстві - відповідно);  $K_1, K_2, K_3, K_4, K_5, K_6$  - коефіцієнти, що відповідають значенням індексів;  $E_1, E_0$  - загальна економічна ефективність (після та до) трансформації оргструктури підприємств;  $PV$  - вартість підприємства до трансформаційного процесу;  $G_1, G_0$  - гнучкість структури (після та до) трансформації оргструктури;  $P_1, P_0$  - раціональність структури (після та до) трансформації оргструктури;  $H_1, H_0$  - норма керованості на підприємстві (після та до) трансформації оргструктури.

Рис. 4.5 - Послідовність оцінки ефективності трансформації організаційної структури підприємств у процесі їх розвитку

Відповідно до вказаної послідовності оцінки ефективності трансформації оргструктури здійснено розрахунок показників ефективності трансформаційного процесу на досліджуваних підприємствах будівельної галузі (табл. 4.4).

Табл. 4.4 - Показники ефективності трансформаційного процесу досліджуваних підприємств

Показники ефективності	Підприємство №1		Підприємство №2		Підприємство №3	
	До транс-формації	Після транс-формації	До транс-формації	Після транс-формації	До трансфор-мації	Після транс-формації
Загальна економічна ефективність	1,001	1,024	1,188	1,243	1,167	1,225
Вартісний розрив, тис. грн	-	147,1	-	655,5	-	456,8
Норма керуваності	1,07	1,38	0,88	1,60	1,50	2,09
Раціональність	6,47	7,42	8,25	8,74	3,00	3,76
Гнучкість	0,01	0,09	0,01	0,19	0,22	0,22

## **Висновки**

В науково-дослідній частині кваліфікаційної роботи показано, що на всіх підприємствах де планується здійснити трансформаційний процес він буде ефективний, оскільки відмічається підвищення загальної економічної ефективності, наявність позитивного вартісного розриву, підтверджено збільшення раціональності та норми керованості на підприємстві. Підтверджено збільшення гнучкості для двох підприємств (за умови здійснення трансформаційного процесу внаслідок посилення як динамічності, так і складності зовнішнього середовища).

Стосовно факту створення інновації цінності для споживача в розрізі підприємств, що досліджувались, визначено, що для підприємства № 1 інновацією цінності є розробка принципово нової технології виробництва будівельних матеріалів, випуск яких дозволив реконструювати межі ринку збуту облицювальних матеріалів. Для підприємства № 2 інновація цінності створювалась шляхом виходу за межі існуючого попиту, що полягало в збільшенні кількості споживачів у зв'язку з утворенням нової за якістю послуги будівництва. Для підприємства № 3 інновація цінності створювалась шляхом виходу за межі існуючого попиту внаслідок значного розширення сфери послуг за рахунок утворення call- центру для замовників будівельних робіт.

Таким чином, застосування наведених у роботі методичних підходів та практичних рекомендацій на досліджуваних підприємствах будівельної галузі дозволило сформулювати об'єктивний висновок щодо їх наукової та практичної значимості, оскільки підтверджено не лише підвищення ефективності функціонування підприємств, а й факт їх розвитку, перехід на якісно новий рівень.