

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Інженерії машин, споруд та технологій факультет
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня
магістра
(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему:

**«Проект цеху з виготовлення полімерних матеріалів
з дослідженням вогнестійкості металічних
конструкцій»**

Виконав: студент 6 курсу, групи МБз-6
спеціальності 192

Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

Богун Л.А.
(прізвище та ініціали)

Керівник к.т.н., доц. Каспрук В.Б.
(наук ступінь, вч. звання, прізвище та ініціали)

Рецензент
(наук ступінь, вч. звання, прізвище та ініціали)

Зав .кафедри д.т.н. Ясній В.П.
(наук ступінь, вч. звання, прізвище та ініціали)

м. Тернопіль – 2023

З М І С Т

1. Архітектура.....	3
1.1 Описова характеристика ділянки під забудову.....	3
1.1.1 Географічне положення ділянки.....	3
1.1.2 Кліматичні умови.....	3
1.1.3 Транспортні шляхи.....	6
1.1.4 Геологічно-гідрологічні характеристики майданчика забудови.....	6
1.2. Генеральний план.....	8
1.2.2 Розбивочний план вертикальне планування.....	10
1.2.3 Заходи з дотримання санітарних та пожежних нормативів а також навколишнього середовища.....	11
1.3 Опис технологічної схеми виробництва з обґрунтуванням технологічних процесів.....	12
1.3.2 Обґрунтування прийнятого рішення і його опис.....	14
1.4 Прийняття архітектурних концепцій.....	14
1.4.1 Навантажені конструкції та основа їх вибору.....	14
1.4.2 Огороджуючі конструкції. Обґрунтування прийнятих конструкцій.....	15
1.4.3 Теплотехнічний розрахунок огороджуючих конструкцій.....	15
1.4.4 Вибір матеріалу для зведення будівлі. обґрунтування його вибору.....	17
1.5 Зовнішнє оформлення будівлі.....	17
1.5.1 Застосування архітектурних прийомів до фасаду будівлі.....	17
1.6 Організація санітарно-технічного обладнання.....	18
2. Розрахунково –конструктивний розділ.....	19
2.1 Розрахунок попередньо плити перекриття.....	19
2.1.1 Вихідні дані.....	19
2.1.2 Загальне навантаження яке діє на плиту.....	20
2.1.3 Розрахунок поперечних ребер.....	23
2.1.4 Розрахунок плити за міцністю в стадії експлуатації.....	24

2.1.4.1	Визначення розрахункових зусиль.....	24
2.1.4.2	Розрахунок міцності нормальних перерізів.....	25
2.1.4.3	Розрахунок міцності похилих перерізів.....	26
2.1.5	Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу плити.....	27
2.1.6	Попереднє напруження арматури і його втрати.....	28
2.1.7	Розрахунок по виникненню тріщин.....	30
2.1.8	Визначення прогину плити.....	34
3.	Наукова частина.....	37
3.1	Вплив полум'я на структуру металу.....	41
3.2	Методи захисту металічних конструкцій.....	43
3.3	Розрахунок захисного покриття для металоконструкцій.....	45
4.	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	46
4.1	Законодавство України про охорону праці.....	48
4.2	Вимоги при закладанні колон.....	48
4.3	Вентиляційна установка.....	50
4.4	Цивільна оборона України в надзвичайних ситуаціях.....	52
4.5	Забезпечення стійкості промислово-побутового комплексу в умовах надзвичайних ситуацій.....	54
	Висновки.....	57
	Література.....	59

ВСТУП

Зародження і розвиток будівельних конструкцій, зокрема залізобетонних, нерозривно пов'язане з умовами матеріального життя суспільства, розвитком виробничих сил і виробничих відносин. Поява залізобетону збігається з періодом прискореного зростання промисловості, торгівлі та транспорту в другій половині XIX ст., коли виникла потреба в будівництві великої кількості фабрик, заводів, мостів, портів та інших споруд. Технічні можливості виробництва залізобетону на той час уже були - цементна промисловість і чорна металургія були досить розвинені.

Період виникнення залізобетону (1850-1885 рр.) характеризується появою перших конструкцій з армованого бетону у Франції (Ламбо, 1850 р.; Куньє, 1854 р.; Моньє, 1867-1880 рр.), в Англії (Вілкінсон, 1854 р.), у США (Гнатт, 1855-1877 рр.).

У період освоєння (1885-1917 рр.) залізобетон знаходив застосування в окремих випадках у 9 економічно досить розвинених країнах - Англії, Франції, США, Німеччині. Залізобетон застосовувався в перекриттях виробничих будівель, підземних трубах, колодязях, стінах, резервуарах, мостах, шляхопроводах, естакадах, фортифікаційних та інших спорудах.

Створення перших теоретичних основ розрахунку залізобетону та принципів його конструювання стало можливим завдяки роботам дослідників та інженерів Консидера, Генебнка (Франція), Кеїєна, Мерша (Німеччина) та ін. До кінця XIX ст. склалася в загальних рисах теорія розрахунку залізобетону за допустимими напруженнями, заснована на методах опору пружних матеріалів.

У цивільному та промисловому будівництві для зниження маси залізобетонних конструкцій стали застосовуватися легкі бетони класів В 13-В 30 і високоміцні бетони класів В 45-В 60. Для армування конструкцій використовуються ефективні високоміцні термічно зміцнені арматурні сталі класів Ат-5, Ат-6 та Ат-7, що дають змогу знизити витрату арматури.

При значних навантаженнях доводиться застосовувати залізобетонні колони з великим відсотком армування. В збірних багатоповерхових будівлях залізобетонні колони мають стики.

Залізобетонні конструкції зі збірних елементів і з нових видів матеріалів повинні відповідати не тільки вимогам міцності та тріщиностійкості, але й вимогам міцності, жорсткості та тріщиностійкості, а й протипожежним вимогам безпеки. Від пожежі під дією високої температури знижується міцність залізобетонних конструкцій, іноді відбувається і їхнє руйнування, тому забезпечення необхідної межі вогнестійкості залізобетонної конструкції є одним із важливих завдань. Щорічні збитки від пожеж у розвинених країнах становлять приблизно 2% їхнього національного доходу [1], у зв'язку з чим там систематично виділяється достатньо коштів на дослідження вогнестійкості залізобетонних конструкцій.

Вогнестійкість залізобетонних конструкцій не може бути оцінена без установлення фактичних меж вогнестійкості елементів конструкцій. Одним із методів установлення межі вогнестійкості залізобетонних конструкцій є її випробування. Міжнародна організація зі стандартизації ISO розробляє стандарти за методикою випробувань на вогнестійкість будівельних конструкцій. Проведення випробувань на вогнестійкість будівельних конструкцій за єдиною методикою в різних країнах дає змогу одержати порівняльні результати випробувань ISO та розробила стандарт.

"Випробування на вогнестійкість елементів будівельних конструкцій" ISO-834. З врахуванням основних положень цього стандарту підготовлено керівництво з випробування будівельних конструкцій на вогнестійкість [9]. Однак проведення таких випробувань потребує великих матеріальних і грошових витрат і займає багато часу, тому назріла необхідність розроблення такої методики розрахунку вогнестійкості залізобетонних конструкцій, щоб уже під час проектування будівель і споруд із залізобетону поряд із розрахунком на міцність, жорсткість і термостійкість було проведено

розрахунок і на вогнестійкість.

Нині в будівництві дедалі більшим попитом користуються металоконструкції, виготовлені з якісних конструкційних сталей. Відомо, що конструкційні сталі - це сплави на основі заліза та вуглецю, із вмістом вуглецю від 0,3 до 0,7 %, які застосовують для виготовлення різних деталей, механізмів і конструкцій у машинобудуванні та будівництві й мають певні механічні, фізичні та хімічні властивості. Широке застосування металоконструкцій у будівництві зумовлене безліччю істотних переваг порівняно з іншими способами зведення будівель: а) меншою масою (якщо порівняти з бетонними і залізобетонними виробами); б) простотою і серійністю виготовлення; в) легкістю монтажу і демонтажу; г) зручністю і швидкістю зведення; д) можливістю здійснення монтажу великими блоками; е) - транспортабельністю; є) міцністю і довговічністю; ж) надійністю в експлуатації.

Слід зазначити, що для споруд сільськогосподарського та промислового призначення будівельні металоконструкції абсолютно незамінні. Ангари, ферми, навіси, павільйони, склади та швидко монтовані будівлі з металоконструкцій - це висока швидкість зведення, довговічність, мобільність і надійність будівель. Крім того, будівельні металоконструкції відкривають епоху більш економнішого способу зведення будівель різного призначення. Металоконструкції вельми легкі, але при цьому вкрай надійні, а монтаж металоконструкцій не вимагає застосування дорогого устаткування або важкої вантажопідйомної будівельної техніки. Терміни зведення споруд і будівель з металоконструкцій надзвичайно малі, при цьому самі роботи з будівництва та монтажу металоконструкцій на об'єкті можуть виконуватися все сезонно, практично незалежно від примх погоди.

Незважаючи на низку переваг металоконструкцій перед іншими будівельними конструкціями (цегляними, бетонними, залізобетонними тощо), у них є істотний недолік.

Хоча сталь і є негорючим матеріалом, вона, як і всі матеріали, що використовуються в будівництві, не може протягом тривалого часу витримувати вплив високих температур, які виникають в середині приміщень при пожежі.

Р О З Д І Л 1

1. Архітектура

1.1 Описова характеристика ділянки під забудову

1.1.1 Географічне положення ділянки

Виділена частина території під забудову розташована у Львівській області в місті Самбір. Стародавнє місто розташувалось на лівому березі річки Дністер а через місто протікає річечка Млинівка. Воно розташоване в південно-західній частині області а його громада розмістилась на території 42,2 км² з центром у Самборі. Дане місто знаходиться близько до кордону з Польщею що дозволяє розширювати зв'язки з торгівлею, та обміном туристами. Через даний населений пункт проходять дороги в напрямку Львів – Ужгород, та Дрогобич – Перемишль. Дана територія цієї громади знаходиться в границях перед гіря Карпат. До обласного центру з міста буде 76 км, розтягнулось місто з півдня на північ до 10,5 км а з заходу на схід 4,5 км.

Територія на якій буде споруджено цех розміщується в промисловій зоні міста на північний захід від центральної частини міста.

1.1.2 Кліматичні умови

Кліматичні умови в даній частині Львівської області підходять до середньо континентального. Створення такого клімату завдячує теплим повітряним масам які переміщуються з Атлантичного океану та циклонів з континентальної частини суші. Ці повітряні маси переносять велику кількість вологи. Це призводить до великої кількості опадів і напрочуд мінливою погодою. При проходженні над територією повітряних мас з різними температурами призводить до появи та проходження атмосферних фронтів. Взимку температура не сильно опускається і тепла з періодичним таненням снігу, влітку тепло, при цьому не відчувається високих температур, деколи прохолодне що стосується особливо в горах і надмірною хмарністю та дощами.

В гірській місцевості кліматичні умови більш суворіші, тай температури знижуються з підйомом на висоту (більше $0,6^{\circ}\text{C}$ на 100 метрів над рівнем моря); середні температури січня становлять $-4,1^{\circ}\text{C}$ в Передкарпатті, $-6,1^{\circ}\text{C}$ в Карпатах і $-6,6^{\circ}\text{C}$ в Карпатах. На зимовий період припадає не велика кількість опадів, і зими бувають без снігового покриву з невеликими відлигами у формі мокрого снігу які трапляються часто. Температурні показники для даної території будуть виглядати наступним чином.

Теплий сезон триває 3,5 місяці, з 23 травня по 11 вересня, з максимальною середньодобовою температурою вище 20°C . Найспекотніший місяць у році в Самборі це липень, із середнім температурним максимумом 24°C і мінімумом 13°C .

Холодний сезон триває в періоді з 21 листопада по 11 березня, з мінімальною середньодобовою температурою нижче 5°C . Найхолодніший місяць у році в Самборі - січень, із середнім температурним максимумом -6°C і мінімумом 0°C . У Самборі середній відсоток неба, яке закрите хмарами, відмічає значних сезонних коливань на протязі року. Ясніша частина року в Самборі починається приблизно 27 травня і триває 4,4 місяця, закінчуючись приблизно 8 жовтня. Найяскравіший місяць у році в Самборі - серпень, під час якого небо в середньому ясне, переважно ясне або має мінливу хмарність 63 % часу.

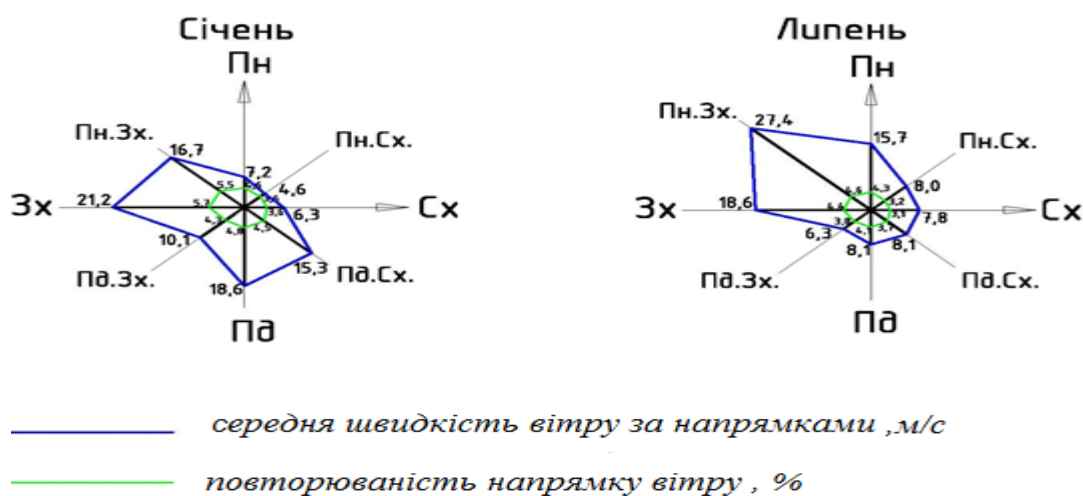


Рис 1 Роза вітрів в місті Самбір

Більш хмарна частина року починається приблизно 8 жовтня і триває 7,6 місяця, закінчуючись приблизно 27 травня. Імовірність вологих днів у Самборі коливається протягом року. Більш вологий період триває 4,4 місяця з 30 квітня по 12 вересня, з більш ніж 25 % ймовірністю того, що потрібний день виявиться вологим. Місяць із найбільшою кількістю опадів днів у Самборі - червень, коли в середньому впродовж 10,5 дня випадає щонайменше 1 міліметр опадів.

Сухіший сезон триває з 12 вересня по 30 квітня. Місяць з найменшою кількістю дощових днів у Самборі - січень, коли в середньому протягом 5,0 дня випадає не менше 1 міліметра опадів.

Серед вологих днів ми розрізняємо ті, в які буває тільки дощ, тільки сніг, або і те й інше. Виходячи з цієї класифікації, найбільш поширена форма опадів у Самборі змінюється протягом року.

Тільки дощ є найтипівішим видом опадів протягом 11 місяців, з 19 лютого по 19 січня. Місяць з максимальною кількістю днів, коли випадає лише дощ, у Самборі - червень із середньою кількістю в 10,5 дня.

Тільки сніг є найтипівішим видом опадів упродовж 1,0 місяця, з 19 січня по 19 лютого. Місяць з максимальною кількістю днів, коли випадає тільки сніг, у Самборі - лютий із середньою кількістю в 2,0 дня. Середній погодинний вектор вітру (швидкість і напрямок) на великій площі на висоті 10 метрів над землею. Вітер, який випробовується в будь-якому конкретному місці, значною мірою залежить від місцевої топографії та інших чинників, а миттєва швидкість і напрямок вітру розрізняються в більш широких межах, ніж середньогодинні значення.

У Самборі середня погодинна швидкість вітру зазнає значних сезонних коливань протягом року. Більш вітряна частина року триває з 30 жовтня по 6 квітня, із середньою швидкістю вітру понад 15,9 кілометра на годину. Найвітряніший місяць у році в Самборі - січень із середньо годинною швидкістю вітру 19,7 кілометра на годину. Більш спокійна пора року триває з 6 квітня по 30 жовтня. Найспокійніший місяць у році в Самборі - серпень із середньо годинною швидкістю вітру 12,3 кілометра на годину.

Географічними координатами міста Самбір є 49,518° широти, 23,198° довготи і висота над рівнем моря - 308 м. За топографічними даними в радіусі 3 кілометри від Самбора зустрічаються лише помірні зміни висоти з максимальною зміною висоти 48 метрів та середньою висотою над рівнем моря 296 метрів. У радіусі 16 кілометрів зустрічаються помірні зміни висоти (338 метрів). У радіусі 80 кілометрів має дуже значні зміни висоти (1 230 метрів). Місцевість у радіусі 3 кілометри від Самбора вкрита сільгоспугіддями (56 %), деревами (16 %) і пасовищами (12 %), у радіусі 16 кілометрів - сільгоспугіддями (54 %) і деревами (25 %), а в радіусі 80 кілометрів - деревами (46 %) і сільгоспугіддями (39 %).

1.1.3 Транспортні шляхи

Місто Самбір лежить на перехресті транспортних шляхів даного регіону а це південно-західна частина Львівської області. Через нього проходять такі авто магістралі, як Стрий – Мальховичі , яка веде до західного кордону з Польщею. А друга автомагістраль починається у Львові, і проходить через Рудки, Самбір, Старий Самбір, Турку, Великий Березний, Перечин, і веде до Ужгороду. Через даний населений пункт проходить залізнодорожне полотно яке з'в'язує такі міста як Львів, Дрогобич, Стрий, Ужгород та Хирів а звідти полотно проходить до кордону з Польщею. Таке розташування вигідне для розвитку промисловості в даному регіоні а також зв'язки з закордоном.

1.1.4 Геологічно-гідрологічні характеристики майданчика забудови

Область розташована на заході України; північна частина області лежить у межах Волинської височини, Малого Полісся і Подільської височини, відокремлена долиною Дністра від Прикарпаття; на південному заході області розташовані хребти Українських Карпат. Північна частина області розташована в лісостеповій зоні. Головні річки - Дністер із притоками, Західний Буг із притоками, Вишня і Скло. Місто Львів розташоване на р. Полтва.

Геологічна будова даного регіону дуже складна, що зумовлено її розташуванням її на границі трьох великих тектонічних структур - Східноєвропейської платформи, Західноєвропейської платформи та Карпатської складчастої системи. Доріфейський фундамент південно-західної околиці Східноєвропейської платформи лежить на глибині 5-6 км, він перекритий різновіковими відкладеннями осадового порід, що утворюють Волино-Подільську монокліналь, Львівський палеозойський прогин і Львівську крейдяну западину. Верхню частину розрізу становлять мезозойська теригенно-карбонатна товща, неогенові вапняки, піски та глини й антропогенні льодовикові, водно-льодовикові брили уламків і піщано-глинисті відкладення. Невеликий фрагмент Західно-Європейської платформи вклинюється між Львівським палеозойським прогином і Карпатською складчастою системою. До структур Карпатської складчастої системи в межах області належать: Карпатська покривно-складчаста споруда, представлена Кросненською зоною, де розвинуті пісковики переважно олігоцену та аргіліту, і Скібовим покровом - серією насунутих одна на одну антиклінальних складок із верхньокрейдяного й палеогенового флішу; Передкарпатський прогин, наповнений потужною товщею моласу, що залягає на палеозойських і мезозойських платформних утвореннях, частково - на флішевих шарах.

Львівська область розташована головним чином у межах Волинської (Сокальське пасмо; 200-276 м) і Подільської (300-400 м) височин (Волино-Подільська височина), окремі частини яких мають назви: Мале Полісся (Верхньобузько-Стирська рівнина; 284 м), Розточчя (висота 414 м), Опілля; Гологори (Камула, 472 м; найвища точка височини) і Вороняки (436 м) (Гологоро-Кременецький кряж). Південніше тягнеться смуга передгір'їв Карпат, для рельєфу яких характерне чергування терасових рівнин [Верхньодністровської (Надсянської, Сяно-Дністровської вододільної та Придністровської рівнин), Стрийської та інших] з увалистими та плоскими вододілами (висота 300-400 м).

На півдні різким уступом підносяться Українські Карпати (частина Східних Карпат), представлені тут системою хребтів з висотою 600-1000 м, так

званими Східними Бескидами, а також Сано-Стрийською верховиною і Верховинським Вододільним хребтом.

Найвищі точки Львівської області - гора Пікуй (1408 м), гора Магура (1362 м) і гора Парашка (1268 м).

Через Вороняки, Гологори, Львівське плато, Розточчя і Сано-Дністровську вододільну рівнину, що розкинулася на заході області, проходить Головний європейський вододіл між басейнами Чорного і Балтійського морів.

У Балтійське море тече Західний Буг із притоками Полтва, Рата, Солокія та іншими. Басейну Чорного моря належать Стир (права притока Прип'яті) і Дністер (з притоками Тисмениця, Стрий, Свіча, Вишня і Шкло та інші). Характерна особливість режиму гірських річок Дністра і Стрия - літньо-осінні, зрідка зимові високі, а іноді катастрофічні паводки, що спричиняються рясними дощами в Карпатах або дружним таненням снігу.

У ґрунтовому покриві Львівської області переважають сірі лісостепові опідзолені ґрунти на лісових суглинках, які займають близько 45 % усієї площі орних земель. Понад 35 % земельного фонду області займають перезволожені дернові, лугові та лугово -болотні, майже 23 % площі орних земель - дерново-підзолисті, суглинні та супіщані ґрунти. Значно поширені (8 % орних земель) перегнійно-карбонатні ґрунти, що вирізняються високою природною родючістю. Загалом ґрунти вирізняються опідзоленістю та перезволоженістю, потребують осушувальної меліорації, вапнування та органічних добрив.

Серед корисних копалин області найбільше значення мають паливно-енергетичні ресурси (родовища газу, нафти, кам'яного вугілля Львівсько-Волинського вугільного басейну на півночі області). Область володіє також родовищами горючих сланців, калійної та кам'яної солей, сірки, гіпсу, будівельних і вогнетривких глин, мергелю, вапняків.

1.2. Генеральний план

Генеральний план є важливим інструментом для формування розвитку міст у всьому світі. Вплив добре розробленого генерального плану на

формування і трансформацію структури міста, а також дослідження різних аспектів, які можна адаптувати до різних контекстів і умов. При розробці плану можна побачити, як ефективний генеральний план може стимулювати розвиток, спрямовувати міське зростання та пропонувати комплексну основу для прийняття рішень.

Генеральний план формує можливі шляхи в розвитку міста яка б могла задовільняти потреби його жителів як зараз так і в майбутньому.

Але змінюються вимоги в сучасності і швидкість росту міст змінюється тому генеральний план потрібно переглядати і підлаштовувати органом містобудування. Такий процес корегування потрібний враховуючи динаміку росту міста в процесі його зростання.

Шляхи розвитку міста можна проводити за кількома головними критеріями, такими як загальне бачення, житлова політика, міська мобільність та зелена мережа.

Проводячи аналіз що до стратегічного розвитку міста в генеральному плані Самбора було зменшено діапазон ефективності росту міста в порівнянні з іншими напрямками його розвитку, оскільки він на перший план ставив туризм а не економічний розвиток, що завадило місту стати на шлях сталого розвитку.

Під час розроблення генплану, особлива увага приділяється врахуванню фізико-географічних особливостей території, на якій планується забудова міста. Це дає змогу оптимізувати процес планування і врахувати всі природні та географічні особливості цього місця.

Фізико-географічні особливості включають у себе такі чинники, як рельєф місцевості, геологічна структура, кліматичні умови, гідрологічні об'єкти та інші природні особливості. Усі ці чинники можуть впливати на процеси забудови та визначення оптимальних варіантів розвитку міста.

Структура міста: генеральний план визначає основні елементи структури міста, такі як центральні райони, промислові зони, житлові райони, зони відпочинку та зелених насаджень.

Транспортна інфраструктура: Одним з основних принципів генплану є розробка транспортної інфраструктури. Вона забезпечує ефективну

транспортну доступність у місті, включаючи дорожню мережу, громадський транспорт і пішохідні зони.

Розміщення об'єктів соціальної та комерційної інфраструктури: Великий план генплану визначає місце розташування об'єктів соціальної та комерційної інфраструктури, таких як школи, лікарні, магазини і торгові центри. Це дає змогу забезпечити зручність і доступність для жителів міста.

Зональне планування: Великий план генплану передбачає зонування території міста, що дає змогу визначити різні види використання земельних ділянок, як-от житлові, промислові, комерційні або рекреаційні зони.

Охорона та використання природних ресурсів: Генплан також враховує охорону природних ресурсів, включно із землею, водою та природним середовищем. Це можливо завдяки визначенню особливо захищених територій, обмеженням на розвиток і встановленню енергоефективних рішень.

Для визначення розташування ділянки під забудову потрібно відштовхуватись від наступних чинників:

межі ділянки лежать в таких розмірах що в подальшому дозволить його розширення;

відповідно геометричні розміри даної ділянки

місце знаходження ділянки відносно координат, мінімальні затрати на переміщення ґрунту та формування під'їздних шляхів ,

варіант спорудження основи будівлі без штучної основи та глибокого котлавану;

Варіанти під'єднання виробничого цеху до лінії електромереж під'єднавши мережу до трансформаторної установки районного підпорядкування.

Прокладання дорожнього полотна знаходиться на достатній відстані щоб будівля не піддавалась коливанням та вібрації. Місце розташування даної ділянки розташоване на кордоні території міста і зеленої зони.

1.2.2 Розбивочний план вертикальне планування

Розташування цеху проходить по нульових відмітках. Система відводу талих та дощових опадів включає в себе відмостки з нахилом до зелених насаджень приблизно 18% навколо виробничого цеху будуть прокладені автомобільні дороги завширшки 15 та 20 м а при в'їзді на територію розміщатиметься автомобільна парковка з такими геометричними розмірами 26м шириною та 250 м довжиною. Поперчний розріз дорожнього полотна розроблено з нахилом в дві сторони під кутом 15% і під таким кутом вода не буде збиратись на поверхні дороги та майданчика стоянки це покращить та збереже полотно дороги. Насадження навколо виробничого приміщення передбачені в залежності від даного рельєфу. Височина в даній місцевості буде на відмітці 306м., а найнижча 304 метри на плані.

1.2.3 Заходи з дотримання санітарних та пожежних нормативів а також навколишнього середовища

Ділянку яка буде сформована навколо збудованого цеху необхідно модернізувати в плані ландшафтної переробки. Тому по закінченню зведення виробничого приміщення провести облагороджуючі роботи прилеглої території. Дощові опади потрібно формувати і направляти у відповідну систему. Відвід стоків каналізації приєднати до міської централізованої системи яка в подальшому направляється на станцію очистки міста.

Для створення на території ділянки комфортних умов це захист від стороннього шуму та вітрових навантажень на будівлю необхідно провести планувальні і конструктивні заходи. Щодо протипожежного захисту то дана будівля відповідає всім вимогам.

Елементи конструкцій з яких виготовлена будівля мають відповідний ступінь захисту від пожежі, передбачені евакуаційні проходи, встановлено протипожежна сигналізація а також повідомлювач пожежогасіння.

У разі виникнення пожежі шляхи під'їзду розраховані на проїзд пожежного транспорту. При забезпеченні виконання всіх цих заходів зменшиться можливість виникнення самозагорання, та розровсюдження полум'я по території будівлі полегшиться процес гасіння пожежі, збільшиться можливість безпечної евакуації людей.

1.3 Опис технологічної схеми виробництва з обґрунтуванням технологічних процесів

Полімерні матеріали, до числа яких входить поліпропілен (ПП), у сучасному світі відіграють величезну роль, як у повсякденному житті людини, так і в різних галузях економіки. Полімери замінюють дорогі матеріали і сприяють створенню техніки нового покоління.

Отримання порошку поліпропілену здійснюється на двох технологічних лініях, що працюють паралельно. У реакторах першої лінії можливе отримання гомополімеру, на другій лінії як гомополімера, так і сополімерів пропілену з етиленом (статсopolімера і блок-сopolімера).

Реакція полімеризації пропілену ведеться безперервно в реакторах полімеризації. Реактор полімеризації - циліндричний вертикальний апарат ідеального змішування. Реакція полімеризації пропілену із застосуванням титано-магнієвого каталізатора, донора (стереорегулятора) і триетилалюмінію (сокаталізатора) ведеться в середовищі розчинника нефрас-С, як регулятор молекулярної маси полімеру використовується водень.

Реакція полімеризації є екзотермічною, тому для теплознімання реактор забезпечений сорочкою і хвилерізами, де циркулює демінералізована вода.

Вихідною речовиною для отримання порошку поліпропілену є пропілен вищого гатунку об'ємною концентрацією не нижче 99,8%. Щоб уникнути потрапляння в реактор механічних домішок, усі реагенти - пропілен, етилен, водень, нефрас, триетилалюміній (ТЕА) - проходять обов'язкову фільтрацію. У процесі полімеризації в середню частину реактора подається нефрас, ТЕА

катализатор і донор. У нижню частину реактора через штуцер подається пропілен, водень і етилен у разі отримання статсополімера. Витрата ТЕА пов'язана співвідношенням із витратою нефрасу, а витрата донора - з витратою ТЕА. Кількість катализатора залежить від інтенсивності протікання реакції.

Під час подачі компонентів суміш газів барботує через рідку фазу, частково розчиняється в ній і вступає в хімічну реакцію. Основними параметрами для нормального протікання процесу є тиск газової фази 6-9 кгс/см², рівень суспензії 65-80%, концентрація водню і температура суспензії 70-80 °С.

Підвищення тиску призводить до різкого збільшення розчинності пропілену, що веде до додаткових витрат на дегазацію його і конденсацію парів розчинника на наступних стадіях.

Підвищення температури збільшує швидкість реакції і вихід поліпропілену, але також призводить до збільшення виходу атактичного полімеру, який погіршує теплообмін і зменшує розчинність пропілену. При збільшенні температури до 85 °С частинки порошку злипаються, утворюються волокна і конгломерати, які забивають лінію вивантаження і реактори. Хімічна реакція стає некерованою.

Об'ємна концентрація водню в газовій фазі реакторів підтримується, залежно від одержуваної марки поліпропілену одержуваної марки поліпропілену. Після первинних реакторів отримана суспензія вивантажується у вторинні реактори до полімеризації. У ці реактори не подаються реагенти. Тиск у вторинному реакторі не більше 5,5 кгс/см² підтримується за рахунок дегазації пропілену, розчиненого в нефрасі. Концентрація водню в газовій фазі вторинних реакторів має бути не менше 60% від концентрації водню в газовій фазі первинних реакторів.

Наступним етапом суспензія потрапляє в ємності-дегазатори. Відділення не прореагованого розчиненого в нефрасі пропілену, що непрореагував відбувається за рахунок зменшення його розчинності в нефрасі при зниженні тиску до 0,4 кгс/см²

У дегазаторі суспензія розбавляється нефрасом. Газова суміш, що відокремилася, з верхньої частини дегазатора проходить через конденсатор і надходить у вузол збору та утилізації газоподібних відходів. Нефрас з конденсатора зливають нефрас із конденсатора зливається назад у дегазатор.

Далі суспензія ПП проходить стадію центрифугування, де полімер відділяється від нефрасу, що містить розчинену фракцію атактики, і потрапляє на стадію сушіння гарячим азотом у двоступеневому сушильному агрегаті, що складається з пневматичної сушарки і двокамерної сушарки "киплячого" шару. Після сушіння порошок поліпропілену пневмотранспортом подається на вузол гранулювання, де порошок розплавляють, додають спеціальні компоненти як і покращують властивості полімера та утворюються гранули. У підсумку виходить товарний поліпропілен у вигляді гранул.

1.3.1 Обґрунтування прийнятого рішення і його опис

Розглянувши технологію виробництва яке знаходитиметься в даному цеху вибираємо геометричні параметри даної будівлі в плані 65,8 x 15,0, два прольоти по 7,50 м. Відстань між колонами по крайніх точках та середніх рядах вибираємо 6,0м. В даній будівлі заплановано розмістити троє воріт за такими параметрами 3,0 x 3,0. м. Для дотримання правил безпеки з викидів шкідливих речовин заплановано встановити вентиляційні камери. В цій ж будівлі передбачено розмістити побутові приміщення для передягання та туалети. Крім цих приміщень також є приміщення під склад. Освітлення робочих місць буде відбуватись через віконні пройоми в огорожуючому контурі. Для відновлення сил та відпочинку працюючих є в наявності місця для відпочинку та психологічні кімнати. У випадку надзвичайних ситуацій в будівлі наявні евакуаційні виходи.

1.4 Прийняття архітектурних концепцій

1.4.1 Навантажені конструкції та основа їх вибору

Характеристика будівлі це об'єднання несучих як вертикальних так і горизонтальних елементів конструкції при цьому зберігається її міцність та стійкість, дана будівля каркасна.

Для спорудження каркасу даної споруди задіяні залізобетонні елементи, які забезпечать будівництво такими перевагами: надійністю, меншою затрати праці на монтаж елементів, а також постачання цих елементів на територію будівництва.

Даний тип будівлі передбачає основні несучі елементи на які опирається каркас: колони – з суцільним перерізом; ферми - сегментні, з прольотом 24 м. Крок ферм та колон 6 м. В якості покриття використовується залізобетонні панелі.

1.4.2 Огороджувачі конструкції. Обґрунтування прийнятих конструкцій

За основу огороджувальних елементів даної будівлі взято керамзитобетонні стінові панелі, які по вазі легші за всі інші. Тітка панель має товщину 300мм. Щоб їх встановити у вертикальному положенні щоб вони опиралися на колони. У верхній частині будівлі залізобетонні плити покриті водоізоляційним матеріалом який кладеться одним шаром еврорубероїду на гарячій бітумній мастиці. Теплоізоляція буде виконана із мінераловатних плит на синтетичному в'язучому. Весь цей шар покрівлі складається з таких елементів водоізоляція, термоізоляція та пароізоляція які будуть наклеюватись на бетонні плити.

Встановлення у віконні пройоми віконних блоків виготовлених з деревини та з подвійним склінням, входні двері дерев'яні, ворота для заїзду техніки виготовлені з металу.

1.4.3 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій

Для підтримання комфортних умов в даному приміщенні вибираємо товщину панелі – 300мм.

Визначимо кількість енергії яка передається від кожного шару.

$$R = \frac{\delta}{\lambda} (\text{м}^3 \cdot \text{К}) / \text{Вт},$$

де, δ - товщина розрахункового шару;

λ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності шару, приймаємо з додатку (ДБН В.2.6-31:2006, додаток Л).

Вихідні дані для розрахунку огорожуючих конструкцій (для виробничого цеху) зводимо в таблицю 1.1.

Таблиця 1.1 Характеристики матеріалу огорожуючих конструкцій

№ з/п	Назва матеріалу	Питома вага, кг/м ³	λ , Вт/(м·К)	S, Вт/(м ² ·К)	R1, м ² ·К/Вт
1	Керамзитобетон	1000	0,41	6,13	0,732

Приведений опір теплопередачі визначаємо за формулою:

$$R_{\Sigma} = 1/\alpha_{в} + R1 + 1/\alpha_{з},$$

$$R_{\Sigma} = 1/8.7 + 0.732 + 1/23 = 0.89 (\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}),$$

$$R_{\Sigma} = 0.89 > R_{q, \min} = 0.55 (\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}).$$

$R_{q, \min} = 0,55 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$, тому що у виробничому корпусі заводу після його зведення будуть монтуватися доменні печі для випалення цегли (ДБН В 2.6-31:2006 ст.5, табл.2).

Умова виконана, прийнята товщина стіни 300 мм задовільняє теплотехнічний розрахунок (стінова панель в осях 5-19).

Назначаємо товщину панелі – 300 мм.

Вихідні дані для розрахунку огорожуючих конструкцій (для побутових приміщень) зводимо в таблицю 1.2.

Таблиця 1.2 Характеристики матеріалу огорожуючих конструкцій

№ з/п	Назва матеріалу	Питома вага, кг/м ³	λ , Вт/(м·К)	S, Вт/(м ² ·К)	R ₂ , м ² ·К/Вт
1	Керамзитобетон	500	0,23	3,25	1.304

Приведений опір теплопередачі визначаємо за формулою:

$$R_{\Sigma} = 1/\alpha_{в} + R_2 + 1/\alpha_{з},$$

$$R_{\Sigma} = 1/8.7 + 1.304 + 1/23 = 1,5 (\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}),$$

$$R_{\Sigma} = 1,5 = R_{q, \min} = 1,5 (\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}).$$

Умова виконана, прийнята товщина стіни 300 мм задовільняє теплотехнічний розрахунок (стінова панель в осях 1-4).

1.4.4 Вибір матеріалу для зведення будівлі. Обґрунтування його вибору

Використовуємо всі будівельні матеріали і в тому числі ферми для перекриття приміщень та залізобетонні колони які можуть виготовлятися за особистим замовленням і кресленням і прораховуватись за відомими методиками. Головною проблемою будь-якої будівлі є покриття. Коли дах в будівлі не протікає то і в будівлі все буде за нормативами. Тому при виборі виду покриття і ховається багато проблем в процесі експлуатації того чи іншого будівельного об'єкту. При перекритті громадської будівлі використовуються загально відомі методи це є залізобетонними плитами, монолітне залізобетонне, дерев'яні по дерев'яних або металічних балках, для даної будівлі було вибрано

залізобетонне перекриття. Таке перекриття від опадів захищається шаром бітуму та рубероїдом.

Вибір підлогового покриття буде залежати від виду технологічного процесу який буде розміщений в даному цеху. Так як від виду навантажень які виникають від обладнання буде потрібно підсилити бетонне покриття підлоги.

1.5 Зовнішнє оформлення будівлі

1.5.1 Застосування архітектурних прийомів до фасаду будівлі.

В архітектурі велику роль відіграють такі елементи будівлі як колір, її розмір, форма вікон, даху. Щоб надати будівлі привабливого вигляду використаємо акрилову фарбу щоб створити єдину композицію цеху та навколо нього оточуючого середовища.

Головними параметрами будь-якої будівлі є її геометричні параметри та співвідношення їх один до одного. Це буде відношення висоти до ширини а ширини до довжини розглядуваного об'єкту. Між стіновими панелями виділяються як вертикальні так і горизонтальні шви поверхні. При наданні поверхні стіни забарвлення буде зменшуватись одноманітність.

1.6 Організація санітарно-технічного обладнання

Для даної будівлі запроектоване повітряне опалення. Холодне повітря забирається вентилятором та поступає на калорифер він може бути або паровим або водяний. Нагріте повітря розподіляється за допомогою сопел в необхідному напрямку. Така система дозволяє розвантажити робочу зону від розводки тепла і цим самим швидко досягнути рівномірної температури на великій площі.

Цех обладнаний примусовою вентиляцією що дозволяє робити швидкий обмін повітря при неочікуваних ситуаціях в технологічному процесі.

Санвузли і відпочинкові кімнати мають як холодну так і гарячу воду.

Система відводу каналізаційних стоків відокремлена від системи дощових стоків. Живлення даного цеху електроенергією відбувається через підключення до трансформаторного центра даного району.

РОЗДІЛ 2

2. Розрахунково –конструктивний розділ

2.1 Розрахунок попередньо-напруженої плити перекриття

2.1.1 Вихідні дані

Необхідно провести розрахунок і конструювання збірної залізобетонної попередньо-напруженої плити (ребристої) покриття розміром 3×6 м.

Діюче армування: полицю плити – зварюють рулонною сіткою в здовж поперечних ребер – плоскими зварними сітками і попередньо-напруженими стержнями. Натяг арматури передбачають механічним способом на упори форми. Обтиск бетону виконують при передаточній міцності, що складає 70% проектної.

Напружену арматуру приймаємо з гарячекатаної арматурної сталі класу А800С. Рулонна сітка полиці і плоскі сітки поздовжніх ребер – з арматурного дроту класу Вр-І, плоскі сітки поперечних ребер – з цієї проволочки та гаряче катаної арматурної сталі класу А400С. Петлі для підйому плити – з арматури класу А240. У сучасних одноповерхових промислових будівлях основним конструктивним рішенням покриттів є панелі, що укладаються на балки або ферми. Залежно від кроку колони і розміру прольоту застосовуються ті чи інші панелі. При кроці колони в крайніх рядах 6 м, а в середніх 12 м можна застосовувати для покриттів панелі 1,5 х 6 або 3 х 6 м, встановлюючи по середніх рядах колони підкроквяні конструкції. Слід враховувати, що витрата бетону на 1 м² покриття при панелях 3х 6 м приблизно на 17 % менше, ніж при панелях 1,5 х 6 м.

Панелі складаються з плит завтовшки 25-30 мм, добре пов'язані з поперечними і поздовжніми ребрами, розмірні перерізи яких залежать від габаритів панелей, навантажень на них і визначаються розрахунком.

Плити панелей залежно від співвідношення сторін розраховують або як сперті по контуру, або як балочні, а поперечні і поздовжні ребра - як розрізні вільно оперті балки. Навантаження на кожне поздовжнє ребро,

незалежно від кількості поперечних ребер, передається з половини ширини панелі як рівномірно розподілене.

Панелі виготовляють із бетону класів В15-В45 і армують: плиту - зварною сіткою; поперечні ребра - плоскими зварними каркасами; поздовжні ребра - заздалегідь напруженою арматурою.

До тріщиностійкості плити покриття представлені вимоги 3-ї категорії.

Розрахункові характеристики матеріалів:

Бетон В 20: $R_b=11$ МПа; $R_{bt}=0,9$ МПа; $R_b=15$ МПа; $R_{bt,ser}=1,4$ МПа;

$E_b=24000$ МПа;

Арматура А 800 С: $R_s=680$ МПа; $R_{sc}=400$ МПа; $R_{s,ser}=785$ МПа; $E_s=190000$ МПа;

$\alpha_s=6,55$;

Арматура А 400 С: $R_s=R_{sc}=365$ МПа; $E_s=200000$ МПа; $\alpha_s=6,9$;

Арматура В_p-I 3 мм: $R_s=R_{sc}=375$ МПа; $R_{so}=270$ МПа;

Арматура В_p-I 4 мм: $R_s=R_{sc}=365$ МПа; $R_{so}=265$ МПа;

Арматура В_p-I 5 мм: $R_s=R_{sc}=360$ МПа; $R_{so}=260$ МПа; $E_s=170000$ МПа;

$\alpha_s=5,86$ (при всіх діаметрах арматури В_p-I);

Арматура А 240 С: $R_s=225$ МПа

2.1.2 загальне навантаження яке діє на плиту

Таблиця 2.1

Збір постійних навантажень на плиту

№ з/п	Вид навантаження	Характерист. навантаження, кПа	γ_f	Експлуатац. навантаж., кПа	γ_f м	Граничне навантаження, кПа
1	3 шари євроруберойду	0.10	1.0	0.10	1.2	0.12
2	Цем.-піщана стяжка $t = 0.03$ м, $\gamma = 2.1$ т/м ³	0.66	1.0	0.66	1.3	0.856
3	Утеплювач – пінобетон $t = 0.11$ м, $\gamma = 0.3$ т/м ³	0.34	1.0	0.34	1.3	0.568
4	Пароізоляція – 2 шари пергаміну	0.08	1.0	0.08	1.3	0.107

5	Плита ребриста 3x6 м, G = 1.3 т	1.3	1.0	1.3	1.1	1.63
	Всього			$g_1 = 2.76$		$g_2 = 3.307$

При класі бетону В20 діаметр арматури не повинен перевищувати 18 мм.

Робоча поздовжня арматура поперечних ребер - зі сталі класу А-III

(при $\sigma > 10 \text{ мм}^4 = 365 \text{ МПа}$). Сітка плити, поперечна і монтажна арматура ребер класу Вр-I (за $i = 3 \text{ мм ЛІ} = 375 \text{ МПа}$; за $i = 4 \text{ мм Я}^* = 370 \text{ МПа}$,

Розрахункові прольоти у світлі для середніх ділянок

$$l_{01} = 150 - 9 = 141 \text{ см} = 1,41 \text{ м};$$

$$l_{02} = 298 - 2(1,5 + 10,5) - 274 \text{ см} = 2,74 \text{ м};$$

для крайніх ділянок:

$$l_{01} = 148,5 - 1 - 17,5 - 9/2 = 125,5 \text{ см} = 1,255 \text{ м};$$

$$l_{02} = 274 \text{ см} = 2,74 \text{ м};$$

$$l_{02} / l_{01} = 274 / 125,5 = 2,18 < 3,$$

Розрахункове постійне навантаження на 1 м², включаючи масу плити товщиною 30 мм,

$$g = g_1 + h_j \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot \gamma_f \cdot 9,81 \gamma_n = 1,49 + 0,03 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 2,26 \text{ кН/м}^2.$$

де **2,5** т/м³ — гiстина важкого залiзобетону

Розрахункові згинальні моменти визначаємо за двома комбінаціями завантаження

При дії постійного і тимчасового (снігового) навантаження.

Умова рівноваги

$$\frac{(g+v)l^2}{12} (3l_{02} - l_{01}) = (2M_1 + M_1 + M_1) l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M_{II}) l_{01}.$$

Позначення і розташування моментів, що діють у плиті ментів, що діють у плиті, показанні на рис. 2.2.

Розглянемо спочатку середні ділянки. Приймаємо такі співвідношення між моментами :

$$M_2 / M_1 = 0,4; M_1 = M_1 = M_1';$$

$$M_2 = M_{II} = M_{II}' = 0,4M_1$$

Тоді умову рівноваги можна записати

$$\frac{(g+v)l^2}{12} (3l_{02} - l_{01}) = (4l_{02} + 1,6l_{01})M_1$$

$$\text{Тоді: } M_1 = \frac{(2,26+0,938)1,41^2(3 \cdot 2,74-1,41)}{12(4 \cdot 2,74+1,6 \cdot 1,41)} = 0,272 \text{ кН м/м}$$

Розглянемо крайні ділянки. Приймаючи такі ж співвідношення між моментами та враховуючи що на торцевому ребрі $M_I=0$

Умову рівноваги можна записати:

$$\frac{(g+v)l^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) = (3l_{02} + 1,6l_{01})M_1$$

$$M_1 = \frac{(2,26+0,938)1,255^2(3 \cdot 2,74-1,255)}{12(3 \cdot 2,74+1,6 \cdot 1,255)} = 0,285 \text{ кН}$$

II. При дії постійного та тимчасового навантаження в залежності від ваги працівника з інструментом

$$\frac{gl_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) + F \frac{l_{01}}{2} = (2M_1 + M_1 + M_{I'})l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M_{II'})l_{01}$$

Спів відношення між моментами такі ж , що і при першому варіанті

Для середніх прольотів:

$$M_1 = \frac{\frac{gl_{01}}{12}(3l_{02} - l_{01}) + F \frac{l_{01}}{2}}{4l_{02}} = \frac{\frac{2,26 \cdot 1,41^2}{12}(3 \cdot 2,74 - 1,41) + 1,14 \frac{1,41}{2}}{4 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,41} = 0,254 \text{ кН} \cdot \text{м/м}$$

Для крайнього прольоту моменти мають такі ж значення, за виключенням $M_I=0$ (вільна опора).

Зменшуючи значення моментів в результаті розпору для середніх прольотів на 20%, а для крайніх – на 10%, з рівняння визначаємо потрібну площу арматури.

Для середнього прольоту: $0,8 \cdot 0,004011 \cdot 1,41^2 \cdot (3 \cdot 2,71 - 1,141) / 12 = [(2 \cdot 5,548 + 2 \cdot 5,11) \cdot 2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179) \cdot 1,41] \cdot \Delta A_{S1}$, звідси $\Delta A_{S1} = 0,000052 \text{ м}^2 = 0,52 \text{ см}^2$; $\Delta A_{S2} = 0,35 \cdot 0,52 = 0,182 \text{ см}^2$.

Для крайнього прольоту: $0,9 \cdot 0,004014 \cdot 1,285^2 \cdot (3 \cdot 2,71 - 1,285) / 12 = [(2 \cdot 5,548 + 5,11 + 0) \cdot 2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179) \cdot 1,285] \cdot \Delta A_{S1}$, звідси $\Delta A_{S1} = 0,000064 \text{ м}^2 = 0,64 \text{ см}^2$; $\Delta A_{S2} = 0,35 \cdot 0,64 = 0,22 \text{ см}^2$.

Армування підбираємо приймаючи в повздовжньому напрямку стержні $\perp 4 \text{ мм}$,

$S=150$ мм, $\Delta A_{S1}=0,75$ см²; в

2.1.4 Розрахунок поперечних ребер

Армування крайніх і проміжних ребер висотою 150 мм прийнято однаковим, тому розрахунок виконуємо тільки для більш навантажених проміжних ребер.

По конструктивним вимогам (без розрахунку) середнє поперечне ребро передбачаємо висотою 250 мм з подвоєною кількістю арматури для збільшення просторової жорсткості плити.

Розрахунковий проліт прийнятий рівним відстані між осями повздовжніх ребер $l=2,84$ м.

Розрахункове навантаження на ребро складається із навантаження від площі плити, зібраного з вантажної площі шириною 1,5 м, і ваги поперечного ребра.

Навантаження від власної ваги ребра: $g_d=0,5(0,16+0,04) \cdot (0,15-0,03) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1=0,314$ кН/м; $g_l=0,314$ кН/м;

Навантаження зібране з вантажної площі: $q_l=1,5 \cdot 4,011=6,017$ кН/м;

Загальне навантаження на ребро: $q=g_d+q_l=0,314+6,017=6,331$ кН/м;

Згинаючий момент в середині прольоту:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} - \frac{q_l \cdot a^2}{6} = \frac{6,331 \cdot 2,84^2}{8} - \frac{6,017 \cdot 0,75^2}{6} = 5,819 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Поперечна сила на опорі:

$$Q=0,5(q \cdot l - q_l \cdot a)=0,5 \cdot (6,331 \cdot 2,84 - 6,017 \cdot 0,75)=6,73 \text{ кН};$$

Ребра армують одною плоскою зварною сіткою. Робоча арматура зі сталі А 400 С, інша – з дроту класу Вр-І.

Врахована в розрахунку ширина полиці при $h'_f=3$ см $> 0,1h=1,5$ см; $b'_f=b+\frac{2 \cdot l}{6}$
 $=0,16+\frac{2 \cdot 2,84}{6}=1,107$ см. Середня ширина ребра $b=0,5 \cdot (0,16+0,04)=0,1$ м.

Прийнявши $a=2,5$ см, отримуємо робочу висоту ребра $h_0=0,125$ м. Оскільки навантаження малої сумарної протяжності відсутні, приймаємо $\gamma_{b2}=0,9$, тоді:

$$R_b=0,9 \cdot 17=15,3 \text{ МПа}; R_{br}=0,9 \cdot 1,3=1,08 \text{ МПа}; \gamma_{b2}=0,9;$$

$$\omega=0,85-0,008 \cdot 15,3=0,7276;$$

поперечному – стержні \perp 3 мм, $S=250$ мм, $\Delta A_{s1}=0,28$ см²

$$B_R = 0,583 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,583) = 0,413.$$

Визначаємо положення границі стиснутої зони. Оскільки:

$$M'_{fn} = 15,3 \cdot 1,107 \cdot 0,03(0,125 - 5 \cdot 0,03) + 0 + 0 = 0,0559 \text{ МН} \cdot \text{м} > M = 0,00582 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

границя стиснутої зони знаходиться в полиці. Площа перерізу розтягнутої арматури вираховуємо як для прямокутного перерізу шириною $b = b'_f = 1,107$ м:

$$B_0 = \frac{0,00582}{(15,3 \cdot 1,107 \cdot 0,125^2)} = 0,022 < B_R = 0,413;$$

$$\nu = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,022} \right) = 0,989;$$

$$A_s = \frac{0,00582}{(365 \cdot 0,989 \cdot 0,125)} = 0,000129 \text{ м}^2 = 1,29 \text{ см}^2;$$

Приймаємо 1-12 А400С; $A_s = 1,131 \text{ см}^2$.

Перевіряємо необхідність постановки розрахункової поперечної арматури з умов $Q_{max} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$, $sup \quad Q \leq Q_{bn} = \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{0m}^2 / C$.

При відсутності поздовжніх сил $\varphi_n = 0$, приймаємо $C = 2,5 h_0 = 0,3125$ м. Оскільки $Q_{max} = 0,00673 \text{ МН} < 2,5 \cdot 1,08 \cdot 0,1 \cdot 0,125 = 0,03375 \text{ МН}$ і $Q = 0,00673 - 0,006331 \cdot 0,3125 = 0,00475 \text{ МН} < 1,5(1+0) \cdot 1,08 \cdot 0,1 \cdot 0,125^2 / 0,3125 = 0,0081 \text{ МН}$, то поперечна арматура по розрахунку не потрібна і її призначають по конструктивним вимогам.

2.1.5 Розрахунок плити за міцністю в стадії експлуатації

2.1.5.1 Визначення розрахункових зусиль

Розрахунковий проліт приймаємо з умови, що осі опор знаходяться на відстані 6 см від торців плити: $l = 11,96 - 2 \cdot 0,06 = 11,84$ м.

Розрахункові навантаження на плиту:

- Постійне $g = 3 \cdot 4,158 = 12,47$ кН/м;
- Тимчасове $P = 3 \cdot 1,41 = 4,23$ кН/м;
- Повне $q = 12,47 + 4,23 = 16,7$ кН.

Згинаючий момент в середині прольоту: $M=16,7 \cdot 11,84^2/8=292,64$ кН·м;

Поперечна сила на опори: $Q=0,5 \cdot 16,7 \cdot 11,84=98,86$ кН.

2.1.5.2 Розрахунок міцності нормальних перерізів

Дійсний П-подібний переріз плити приводимо до еквівалентного таврового. Середня ширина ребра $b=0,5(14+10) \cdot 2=24$ см. В розрахунок вводимо всю ширину

полиці, оскільки: $b'_f=2,95\text{ м} < b + \frac{2 \cdot l}{6} = 0,24 + \frac{11,84}{6} = 4,187$ м; $h_f=0,03$ м.

Приймаючи $a=4,5$ см, знаходимо робочу висоту перерізу $h_0=0,455-0,045=0,41$ м.

Перевіряємо умову $Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{\omega l} \cdot \varphi_{b l} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$, що забезпечує міцність бетону стінки по стиснутій полосі між похилими тріщинами. Приймаємо орієнтовно коефіцієнт поперечного армування $\mu_{\omega}=0,001$, отримуємо $\varphi=1+5 \cdot 5,86 \cdot 0,001=1,03$; $\varphi_{b l}=1-0,01 \cdot 15,3=0,847$. Тоді $0,3 \cdot \varphi_{\omega l} \cdot \varphi_{b l} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0=0,3 \cdot 1,03 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 0,24 \cdot 0,41=0,394$ МН. Оскільки $0,394$ МН $> Q=0,09886$ МН, то умова виконується, тобто розміри поперечного перерізу плити достатні.

Орієнтовно приймаємо попереднє напруження арматури з врахуванням всіх втрат $\sigma_{sp}=450$ МПа. З врахуванням цього розраховуємо за формулами:

$$\xi_R = \frac{\omega}{\left[1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right]}; \quad B_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \xi_R); \quad \omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b$$

$$\xi_R = \frac{0,7276}{(1 + 1680 + 400 - 450) \cdot \left(1 - \frac{0,7276}{1,1} \right) / 500} = 0,51; \quad B_R = 0,51 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,51) = 0,38;$$

$$\text{З умови } M \leq R_b \cdot b'_j \cdot h'_j \cdot (-0,5 \cdot h'_j) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} \cdot A'_{sp} \cdot (h_0 - a'_{sp})$$

$$M_{fn} = 15,3 \cdot 2,95 \cdot 0,03 \cdot (0,41 - 0,5 \cdot 0,03) = 0,539 \text{ МН} \cdot \text{м} > M = 0,29264 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Звідси границя стиснутої зони проходить в полиці і переріз розраховуємо як прямокутник шириною $b=b'_f=2,95$ м. Площу перерізу попередньо напруженої арматури в повздовжніх ребрах визначаємо без врахування ненапруженої арматури.

По формулі: $B_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,2926}{15,3 \cdot 2,95 \cdot 0,41^2} = 0,038 < R_R = 0,48$.

Стиснута арматура по розрахунку не потрібна.

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038} = 0,039; \omega = 1 - 0,5 \cdot 0,039 = 0,981.$$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи арматури γ_{SG} . По формулі:

$$\gamma_{SG} = 2 \cdot \eta - 1 - 2 \cdot (\eta - 1) \cdot \frac{\xi}{\xi_R} \leq \eta. \quad \gamma_{SG} = 2 \cdot 1,15 - 1 - 2 \cdot (1,15 - 1) \cdot \frac{0,039}{0,61} = 1,18 > \eta = 1,15.$$

Приймаємо $\gamma_{SG} = 1,15$.

Визначаємо площу перерізу попередньо напруженої арматури поздовжніх

ребер: $A_{SP} = \frac{M - R_s \cdot A_s \cdot \nu \cdot h_0}{\gamma_{sb} \cdot R_s \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{0,2926 - 0}{1,15 \cdot 680 \cdot 0,981 \cdot 0,41} = 0,00093 \text{ м}^2 = 9,3 \text{ см}^2$. Приймаємо

4A18 A 800 C, $A_{sp} = 10,18 \text{ см}^2$.

2.1.5.3 Розрахунок міцності похилих перерізів

Необхідність встановлення розрахункової поперечної арматури перевіряємо з умов: $Q_{max} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$, $sup \ i \ Q \leq Q_{bn} = \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{0m}^2 / C$, що забезпечують міцність плити без розвитку похилих тріщин, тобто при відсутності поперечної арматури. Зусилля попереднього напруження з врахуванням $\gamma_{sp} = 0,9$;

$P_0 = 0,9 \cdot 450 \cdot 0,000982 = 0,398$ МН. Коефіцієнт φ_n , що враховує вплив поздовжньої сили на міцність похилого перерізу: $\varphi_n = \frac{0,1 \cdot 0,398}{1,08 \cdot 0,24 \cdot 0,41} = 0,37 < 0,5$.

Оскільки тимчасове навантаження – еквівалентне, то $q_I = g + \frac{P}{2} = 12,47 + \frac{4,23}{2} = 14,59$ кН/м. Перевіряємо умову $q_I \leq 0,16 \cdot \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot (1 \pm 2,5 \cdot tg\beta)$.

Оскільки $q_I = 14,59$ кН/м $< 0,16 \cdot 1,5(1 + 0,47) \cdot 1,08 \cdot 0,24 = 0,0914$ МН/м = 91,4 кН/м, приймаємо $C = C_{max} = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 0,41 = 1,025$ м. Тоді $Q_{max} = 98,86$ кН $< 2,5 \cdot 1,08 \cdot 0,24 \cdot 0,41 = 0,2657$ МН = 265,7 кН; $Q = Q_{max} - q_I \cdot C = 98,86 - 14,59 \cdot 1,025 = 83,91$ кН $< 1,5 \cdot (1 + 0,47) \cdot 1,08 \cdot 0,41^2 / 1,025 = 0,3905$ МН = 390,5 кН.

Обидві вищевказані умови виконуються, поперечна арматура по розрахунку не потрібна і її встановлюємо по конструктивним вимогам. Похилий переріз на дію згинального моменту не розраховуємо, оскільки надійне анкерування напруженої арматури забезпечується конструктивними засобами.

2.1.6 Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу плити

Використовуємо еквівалентний переріз з врахуванням прийнятої кількості напруженої арматури і поздовжніх стержнів сітки, розміщеної в полиці. Площа приведенного перерізу:

$$A_{red}=(2,95-0,24) \cdot 0,03+0,24 \cdot 0,455+6,55 \cdot 0,000982+5,86 \cdot 0,000075 \cdot 3=0,2 \quad \text{м}^2.$$

Статичний момент цього перерізу відносно нижньої грані $S_{red}=0,0813 \cdot (0,455-0,015)+0,1092 \cdot 0,2275+0,0081 \cdot 0,045+0,0015 \cdot (0,455-0,016)=0,061638 \quad \text{м}^3$. Відстані від центра ваги приведенного перерізу до нижньої і верхньої граней $Y_{red}=\frac{0,061638}{0,2}=0,308 \text{ м}$; $h-Y_{red}=0,455-0,308=0,147 \text{ м}$.

Відстані від центра ваги приведенного перерізу до центру ваги арматури A_{sp} і A'_{sp} :

$$Y_{sp}=0,308-0,045=0,263 \text{ м}; \quad y'_{G}=0,455-0,308-0,016=0,131 \text{ м}.$$

Момент інерції приведенного перерізу плити відносно її центру ваги:

$$Y_{red}=(2,95-0,24) \cdot 0,03^3/12+0,0813 \cdot (0,147-0,015)^2+0,24 \cdot 0,455^3/12+0,1092 \cdot (0,308-0,2275)^2+0,0081 \cdot 0,263^2+0,0015 \cdot 0,131^2=0,0046 \quad \text{м}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу плити для нижньої грані $W_{red,b}=\frac{0,0046}{0,308}$

$$=0,01494 \quad \text{м}^3, \text{ те саме для верхньої грані } W_{red,t}=\frac{0,0046}{0,147}=0,03129 \quad \text{м}^3.$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки $a_{n,t}=\frac{0,01494}{0,2}=0,075 \text{ м}$; те саме до нижньої точки $a_{n,b}=\frac{0,03129}{0,2}=0,156 \text{ м}$.

Визначаємо момент опору приведенного перерізу плити з врахуванням недружніх деформацій розтягнутого бетону. Якщо розтягнута зона розміщена внизу перерізу, з умови $S'_{b0}+\alpha_s \cdot S'_{s0}-\alpha \cdot S_{s0}=(h-x) \cdot A_{bt}/2$ визначаємо положення нульової лінії $(2,95-0,24) \cdot x \cdot 0,03 \cdot (x-0,015)+0,5 \cdot 0,24x^2+0,0015 \cdot (x-0,016)-0,078 \cdot (0,41-x)=0,5 \cdot (0,455-x) \cdot 0,24 \cdot (0,455-x)$, звідси $x=0,147 \text{ м}$; $h-x=0,308 \text{ м}$.

$$\text{По формулі } W_{pl}=\frac{2 \cdot (I_{b0}+\alpha_s \cdot I_{s0}+\alpha_s \cdot I'_{s0})}{h-x}+S_{b0},$$

$$\text{при } I_{b0}=(2,95-0,24) \cdot 0,03^3/12+(2,95-0,24) \cdot 0,03 \cdot (0,147-0,015)^2+0,24 \cdot 0,147^3/3=0,001677 \quad \text{м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I_{s0} = 0,008 \cdot (0,308 - 0,045)^2 = 0,00056 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I'_{s0} = 0,0015 \cdot (0,147 - 0,016)^2 = 0,000026 \text{ м}^4;$$

$$S_{b0} = 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,308^2 = 0,011384 \text{ м}^3; \text{ отримаємо:}$$

$$W_{pl,b} = 2 \cdot (0,001677 + 0,00056 + 0,000026) / (0,308 + 0,011384) = 0,02595 \text{ м}^3.$$

Аналогічно потрібно робити, коли розтягнута зона розміщена зверху.
Положення нульової лінії: $0,5 \cdot 0,24x^2 + 0,078 \cdot (x - 0,045) - 0,0015 \cdot (0,455 - 0,016 - x) = 0,5 \times$
 $\times (0,455 - x) \cdot [(2,95 - 0,24) \cdot 0,03 + 0,24 \cdot (0,455 - x)]$, звідки $x = 0,279 \text{ м}$; $h - x = 0,176 \text{ м}$.

$$I_{b0} = 0,24 \cdot \frac{0,279^3}{3} = 0,0017374 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I_{s0} = 0,0015 \cdot (0,176 - 0,016)^2 = 0,0000384 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I'_{s0} = 0,0081 \cdot (0,279 - 0,045)^2 = 0,0004435 \text{ м}^4;$$

$$S_{b0} = (2,95 - 0,24) \cdot 0,03 \cdot (0,176 - 0,015) + 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,176^2 = 0,01681 \text{ м}^3;$$

$$W_{pl,t} = 2 \cdot (0,0017374 + 0,0000384 + 0,0004435) / (0,176 + 0,01681) = 0,04184 \text{ м}^3.$$

2.1.7 Попереднє напруження арматури і його втрати

Призначаємо $\sigma_{sp} = 740 \text{ МПа}$. Враховуючи, що допустиме відхилення від нього при механічному способі натягу арматури $p = 0,05 \cdot 740 = 37 \text{ МПа}$, перевіряємо умови $\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) + p \leq R_{s,ser}$; $\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) - p \geq 0,3 \cdot R_{s,ser}$.

Оскільки $\sigma_{sp} + p = 740 - 37 = 703 \text{ МПа} > 0,3 \cdot R_{s,ser} = 0,3 \cdot 785 = 235,5 \text{ МПа}$, втрати попереднього напруження визначаємо по формулам :

Втрати від релаксації напружень арматури $\sigma_1 = 0,1 \cdot 740 - 20 = 54 \text{ МПа}$. Втрати від температурного перепаду відсутні, оскільки арматурні форми нагріваються в однаковій степені, тобто $\sigma_2 = 0$.

При $l = 13 \text{ м}$ і $\Delta l = 1,25 + 0,15 \cdot 28 = 5,45 \text{ мм}$, втрати від деформації анкерів розміщених біля натяжних пристроїв, $\sigma_3 = 5,45 \cdot 190000 / 13000 = 80 \text{ МПа}$. Тертя при натязі арматури відсутнє, тому $\sigma_4 = 0$. Втрати від деформації сталевих форм у зв'язку з відсутністю даних про технологію виготовлення і її конструкцію, приймаємо $\sigma_5 = 30 \text{ МПа}$. Сума усіх втрат :

$$\sigma_{cos} = 54 + 0 + 80 + 0 + 30 = 164 \text{ МПа}.$$

Попереднє напруження арматури перед обтиском бетону: $\sigma_{sp}=740-164=576$ МПа.

Зусилля попереднього напруження: $P_0=\sigma_{sp}\cdot A_{sp}=576\cdot 0,000982=0,57$ МН.

Максимальний згинальний момент від ваги плити $M_d=1,606\cdot 3\cdot 11,84^2/8=84,43$ кН·м.

Максимальні стискуючі напруження бетону від дії сили P_0 визначають по

$$\sigma_b = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 \cdot C_{0p} \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}, \text{ при } M_d=0:$$

$$\sigma_{bp}=0,57/0,2+0,57\cdot 0,263/0,0046\cdot 0,308=12,9 \text{ МПа.}$$

Оскільки $R_{bp}=0,7\cdot 30=21$ МПа і $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{12,9}{21} = 0,614 < 0,95$, напруження в бетоні не перевищують максимально допустимих

Визначаємо втрати від повзучості бетону. Для цього вираховуємо напруження в бетоні на рівні центру ваги перерізу напружуваної арматури від дії сили P_0 і згинаючого моменту від ваги плити:

$$\sigma_{bp} = \frac{0,57}{0,2} + \frac{(0,71\cdot 0,263 - 0,08443)\cdot 0,263}{0,0046} = 8,70 \text{ МПа}$$

Оскільки $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8,70}{27} = 0,414 < \alpha = 0,25 + 0,025\cdot 21 = 0,775$, то $\sigma_b=0,85\cdot 40\cdot 0,414=14,1$ МПа. Звідси перші втрати $\sigma_{cos}=164+14,1=178,1$ МПа.

Напруження в бетоні при обтиску на рівні центру ваги перерізу верхньої (ненапружуваної) арматури $\sigma'_{bp} = \frac{0,57}{0,2} + \frac{(0,57\cdot 0,263 - 0,08443)\cdot 0,131}{0,0046} = 0,99 \text{ МПа.}$

Напруження у верхній арматурі від невиднонатікаючої повзучості

$$\sigma'_s = \frac{0,85\cdot 40\cdot 0,99}{21} = 1,6 \text{ МПа.}$$

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат:

$$P_{01}=(740-178,1)\cdot 0,0000982-1,02\cdot 0,000264=0,5515 \text{ МН.}$$

Втрати від усадки бетону, що піддавався тепловій обробці, $\sigma_g=0,85\cdot 40=34$ МПа.

Втрати від повзучості бетону знаходимо в залежності від $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$. Для попередньо напруженої арматури $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} < 0,75$, тому $\sigma_g = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,414 = 52,79$ МПа. Сумарні втрати $\sigma_{cos} = 178,1 + 34 + 52,79 = 264,89$ МПа ≈ 265 МПа.

Напруження у верхній (ненапруженій) арматурі від усадки бетону $\sigma'_s = \sigma_g = 34$ МПа, від повзучості $\sigma'_g = \frac{0,85 \cdot 150 \cdot 0,99}{21} = 6,01$ МПа, сумарні (з врахуванням напруження від повзучості): $\sigma'_s = 1,6 + 34 + 6,01 = 41,61$ МПа ≈ 42 МПа.

2.1.8 Розрахунок плити по виникненню тріщин

Для конструкції до тріщиностійкості яких ставляться вимоги 3-ї категорії. Розрахунок по виникненню тріщин виконується для виявлення необхідної перевірки по розкриттю тріщин і для в'яснення випадку розрахунку по деформаціям. При цьому слід приймати коефіцієнт точності натягу арматури $\gamma_{sp} = 1$ і коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_t = 1$.

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням всіх втрат:

$$P_{02} = (740 - 265) \cdot 0,000982 - 42 \cdot 0,000264 = 0,4554 \text{ МП.}$$

Ексцентриситет прикладання зусилля обтиску відносно центру ваги приведенного перерізу: $e_{op} = \frac{(740 - 265) \cdot 0,000982 + 42 \cdot 0,000264 \cdot 0,131}{0,5675} = 0,22 \text{ м.}$

Розподілене навантаження на плиту при $\gamma_t = 1$.

$$q = 4,453 \cdot 3 = 13,359 \text{ кН/м} \approx 13,4 \text{ кН/м.}$$

Згинаючий момент від цього навантаження всередині прольоту плити:

$$M = 13,4 \cdot 11,84^2 / 8 = 234,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

По формулам: $\varphi = 1,6 - \frac{G_b}{R_{b,ser}}$; $G_b = \frac{P_0(a_{n,t} + a_{n,b}) + 2 \cdot R_{bt,ser} \cdot W_{red,b}}{W_{red,t}}$

$$G_b = \frac{0,4554 \cdot (0,075 + 0,156) + 2 \cdot 1,8 \cdot 0,01494}{0,03129} = 5,08 \text{ МПа}; \quad \varphi = 1,6 - \frac{5,08}{22} = 1,37 > 1,$$

приймаємо $\varphi = 1$, тому $v = a_{n,t}$. Перевіряємо умову $M_r \leq M_{crc}$. Оскільки $M_{crc} = 0,4554 \times (0,270 + 0,075) + 1,8 \cdot 0,02595 = 0,283 \text{ МН} \cdot \text{м} = 283 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 234,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$,

в нормальних перерізах плити тріщини не виникають, тому розрахунок по їх розкриттю не потрібний. Перевіряємо можливість виникнення верхніх тріщин. Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат $P_{0I}=0,5515$ МН; максимальний згинаючий момент при $\gamma_i=1$ від ваги плити $M_d=84,43$ кН·м.

Виникнення верхніх тріщин перевіряємо на умові $P_{0I}(e_{op}-v_b)\pm M_v \leq R^{p}_{bt,ser} W_{pl,t}$. Оскільки $P_{0I}(e_{op}-v)-M_d=0,5515 \cdot (0,263-0,156)-0,08443= -0,0254$ МН·м < $R^{p}_{bt,ser} W_{pl,t} = 0,7 \cdot 1,8 \cdot 0,04184=0,0527$ МН·м, верхні тріщини не виникають.

Для вияснення необхідності розрахунку по розкриттю похилих тріщин (перевіряємо чи утворюються вони в межах довжини зони) проводимо для двох перерізів плит: біля грані опори і на відстані l_p від торця. В обох випадках перевірку виконуємо в центрі ваги перерізу ($Y=Y_{red}=0,308$ м).

Оскільки між місцем прикладання опорної реакції і перерізами, що розглядаються, поперечного навантаження може не бути, для обох випадків приймаємо $Q=Q_{max}=0,5 \cdot 3 \cdot 4,453 \cdot 11,84=79,09$ кН.

Визначаємо значення P_0 у перерізах, що розглядаються. Для цього по формулі $l_p = \left(\frac{\omega_p \cdot \sigma_s}{R_{bp}} + \Delta \lambda_p \right) \cdot d$ вираховуємо довжину зони передачі напружень l_p , беручи до уваги, що $\omega_p=0,3$ і $\lambda_p=10$.

$$l_p = \left(\frac{0,3 \cdot (740 - 178,1)}{21} + 10 \right) \cdot 2,8 = 50,5 \text{ см}$$

Для перерізу I $l_x=12$ см, в цьому перерізі $P^I_{02}=0,4554 \cdot 12/50,5=0,108$ МН. Для перерізу II $l_x=l_p$, звідки $P^{II}_{02}=0,4554$ МН.

Визначаємо нормальні напруження σ_x на рівні центру ваги перерізу при $y=0$ по формулі $\sigma_b = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 \cdot C_{op} \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}$:

$$\sigma_x^I = \frac{0,108}{0,2} = 0,54 \text{ МПа} , \quad \sigma_x^{II} = \frac{0,4554}{0,2} = 2,28 \text{ МПа} .$$

Оскільки напруження σ_x^I і σ_x^{II} стискаючі, то при вирахуванні σ_{mt} і σ_{mc} , підставляємо їх у формулу зі знаком “-”:

$$\sigma_{\frac{mt}{mc}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + T_{xy}^2}$$

. По формулі $T_{xy} = \frac{Q \cdot S_{red}}{b \cdot I_{red}}$ визначаємо дотичні напруження T_{xy} . Для цього вираховуємо статичний момент приведеної площі частини перерізу, розміщеної вище центру ваги перерізу, відносно нульової лінії: $S_{red}=(2,95-0,24) \cdot 0,03 \cdot 0,132 + 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,147^2 + 0,0015 \cdot 0,131 = 0,01352 \text{ м}^3$. Тоді

$$T_{xy}^I = T_{xy}^{II} = \frac{0,07909 \cdot 0,01352}{0,0046 \cdot 0,24} = 0,969 \text{ МПа}.$$

Оскільки попередньо напружена поперечна арматура відсутня, $\sigma_{yp}=0$. по формулі: $\sigma_{y,loc} = \frac{\varphi_y \cdot P}{b \cdot h}$ визначаємо місцеві стискуючі напруження поблизу місця опорних реакцій.

Для перерізу I: $\alpha = \frac{X^I}{h} = \frac{0,04}{0,455} = 0,088$; $\beta = \frac{y}{h} = \frac{0,308}{0,455} = 0,677$. Тоді

$$\sigma_{y,loc}^I = \frac{0,07909}{0,24 \cdot 0,455} \cdot \frac{2 \cdot 0,677^2}{3,14} \cdot \left[\frac{3 - 2 \cdot 0,677}{(1 + 0,088^2)^2} - \frac{0,677}{(0,088^2 + 0,677^2)^2} \right] = -0,316 \text{ МПа} \quad (\text{знак “-”}$$

вказує на те, що не напруження стиску).

Для перерізу II: $\alpha = \frac{X^{II}}{h} = \frac{0,424}{2,455} = 0,932 > 0,7$; тобто $\sigma_{y,loc}^{II} = 0$

Визначаємо головні розтягуючі і стискуючі напруження. Для перерізу I:

$$\sigma_{mt,mc} = \frac{-0,540 - 0,316}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,540 + 0,316}{2} \right)^2 + 0,969^2} = (-0,376 \pm 0,9755) \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mt}^I = -0,376 + 0,9755 = 0,600 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^I = -0,376 - 0,9755 = -1,352 \text{ МПа};$$

Для перерізу II:

$$\sigma_{mt,mc} = \frac{-2,28}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-2,28}{2} \right)^2 + 0,969^2} = (-1,14 \pm 1,496) \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mt}^{II} = -1,14 + 1,496 = 0,356 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^{II} = -1,14 - 1,496 = -2,636 \text{ МПа}$$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи бетону γ_{bu} , що враховує вплив двоосного напруженого стану на міцність бетону.

$$\text{Для важкого бетону } \alpha=0,01, \text{ тому } \gamma_{bu} = \frac{1 - 2,636/22}{0,2 + 0,01 \cdot 30} = 1,76 > 1;$$

Приймаємо $\gamma_{bu}=1$ і перевіряємо умову $\sigma_{mc} \leq \gamma_{bu} \cdot R_{b,ser}$. Для обох перерізів. Звідси слідує, що на ділянці елемента в межах довжини зони передачі напружень похилі тріщини не виникають.

Для з'ясування необхідності розрахунку по розкриттю похилих тріщин розглянемо також переріз III, розміщений на відстані $h_0=0,41$ м від точки прикладання опорної реакції (на рівні центру ваги перерізу і в місці примикання полиці до ребер). Оскільки цей переріз розміщений в межах довжини зони передачі напружень, тобто між перерізами I і II, похилі тріщини на рівні його центру ваги не утворюються. Перевіряємо умову виникнення похилих тріщин для перерізу III в місці примикання стиснутої полиці до ребер. В розглянутому перерізі при $l_x=0,490$ м і $X^{III}=0,41$ м визначаємо діючі зусилля:

$$P_{02}^{III} = 0,4554 \cdot \frac{49}{50,5} = 0,4419 \text{ МН}; \quad M = Q_x^{II} = 0,07909 \cdot 0,41 = 0,324 \text{ МН} \cdot \text{м}. \text{ Нормальні}$$

напруження σ_x^{III} на рівні прикріплення полиці до ребер:

$$\sigma_x^{III} = \frac{0,4419}{0,2} - \frac{0,4419 \cdot 0,270}{0,0046} \cdot 0,117 + \frac{0,0324 \cdot 0,117}{0,00046} = -0,001 \text{ МПа}.$$

Статичний момент приведеної площі частини перерізу, розміщеної вище лінії примикання полиці до ребер, $S_{red}=2,95 \cdot 0,03 \cdot 0,015 + 0,0015 \cdot 0,014=0,00135 \text{ м}^3$.

Дотичні напруження:

$$\tau_{xy}^{III} = \frac{0,07909 \cdot 0,00135}{0,0046 \cdot 0,24} = 0,097 \text{ МПа}$$

Перевіряємо умову виникнення тріщин:

$$\sigma_{mt(mc)}^{III} = \frac{0,001}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{0,001}{2}\right)^2 + 0,097^2} = (0,0005 \pm 0,097) \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt}^{III} = 0,0005 + 0,097 = 0,0975 \text{ МПа}; \quad \sigma_{mc}^{III} = 0,0005 - 0,097 = -0,0965 \text{ МПа};$$

Оскільки $\gamma_{bu}=1$ і $\sigma_{mt}^{III} < R_{bt,ser}=1,8 \text{ МПа}$, то похилі тріщини на даному рівні не утворюються.

2.1.9 Визначення прогину плити

Для елементів покриття будівель, виробничих і побутових приміщень прогин обмежують естетичними потребами, а при $l=12$ м гранично допустимий прогин рівний $1/250$ прольоту, тобто $f_{lim} = \frac{11,84}{0,455} = 26 > 10$, тому повний прогин плити приймаємо рівним прогину f_m , обумовленому деформаціями вигину.

Оскільки в розтягнутій зоні плити тріщини не утворюються, повну кривизну визначаємо по формулі:

$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$, приймаючи $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ і $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ рівними нулю (обмеження естетичними потребами). Звідси, при визначенні кривизни в розрахунку враховують тільки довготривалу дію постійного і довготривалого навантаження. Перевіряємо наявність тріщин при цих навантаженнях. Оскільки: $M_1=0,1971$ МН·м $< M_{2p}=0,4554 \cdot (0,25+0,074)=0,1985$ МН·м, тріщини в розтягнутій

зоні відсутні і кривизну слід визначати по формулі $\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_{sh} + \left(\frac{1}{r}\right)_\ell - \left(\frac{1}{r}\right)_{cp} - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$. При $\varphi_{b1}=0,85$ і $\varphi_{b2}=2$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_\ell = \frac{0,1971 \cdot 2}{0,85 \cdot 29000 \cdot 0,0046} = 3,47 \cdot 10^{-3} 1/м$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_\ell = \frac{M \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cp} = \frac{0,4554 \cdot 0,27}{0,85 \cdot 29000 \cdot 0,0046} = 1,08 \cdot 10^{-3} 1/м$$

Відносні деформації бетону, викликані його усадкою і повзучістю від зусилля попереднього обтиску, на рівні центру ваги розтягнутої поздовжньої арматури.

$$E_{sh,c} = \frac{15,3 + 34 + 578,25}{190000} = 56,1 \cdot 10^{-5}$$

При напруженнях обтиску бетону на рівні крайніх стиснутих волокон $\sigma'_{bp}=0,7/0,2-0,71 \cdot 0,263/0,03129=-2,42$ МПа < 0 – втрати в напружуваній арматурі

(якби вона була на рівні, що розглядається) від усадки і повзучості бетону рівні нулю, тобто $E'_{sh,c}=0$.

Кривизну, обумовлену вигинами плити внаслідок усадки і повзучості бетону, визначаємо по формулі:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = (E_{sh,c} - E'_{sh,c}) / h_0 = (56,1 \cdot 10^{-5} - 0) / 0,41 = 1,37 \cdot 10^{-3} \text{ 1/м};$$

Прогин плити в середині прольоту:

$$f = \left(\frac{5}{48} \cdot 3,47 \cdot 10^{-3} - \frac{1}{8} \cdot 1,08 \cdot 10^{-3} - \frac{1}{8} \cdot 1,37 \cdot 10^{-3} \right) \cdot 11,84^2 = -0,0112 \text{ м} < f_{\text{lim}} = 0,0474 \text{ м}$$

тобто менше гранично допустимого.

РОЗДІЛ 3

3. Наукова частина

3.1 Вплив полум'я на структуру металу

Горіння це хімічний процес. Залежно від горючого матеріалу, вогонь може бути вуглеводневим і целюлозним. Целюлозний вогонь виникає там, де є целюлозні складові: підлогові покриття, меблі та облицювання стін. Вуглеводневий вогонь спричинений загоранням нафти і нафтопродуктів, які при горінні дають високі температури. При впливі вогню на сталеві елементи споруди збільшення температури на поверхні сталевого профілю залежить від теплової інерції, площі поверхні, що нагрівається, і захисного покриття. У міру зростання швидкості й величини теплового потоку, температура, а з нею й ризик руйнування сталевих елементів, також зростає.

Оскільки сталь має дуже високу теплопровідність, відкрита поверхня елемента за невеликий час легко передає тепловий потік від джерела вогню по всій конструкції споруди. Також добре відомо, що тепло переноситься між елементами з різною температурою і являє собою форму термічної енергії, переданої через поверхню матеріалу, від середовищ із високою температурою в середовище з низькою температурою, за рахунок теплопровідності, випромінювання або конвекції. Сталі мають дуже високу теплопровідність. Ця властивість зумовлена особливостями будови металів.

Згідно з теорією металічного стану, метал являє собою речовину, що складається з позитивно зарядженого ядра, навколо якого по орбіталях обертаються електрони з негативним зарядом. На останньому енергетичному рівні перебуває невелика кількість електронів, і вони слабо пов'язані з ядром, завдяки чому ці електрони мають можливість переміщатися по всьому об'єму металу, тобто належати цілій сукупності атомів. Таким чином, висока теплопровідність забезпечується наявністю "електронного газу".

Критична температура, за якої відбувається втрата несучої здатності сталевих конструкцій при нормативному навантаженні, приймається рівною 500 °С. Металоконструкції без вогнезахисту деформуються і руйнуються під

впливом напружень, що виникають у структурі сталі, а також від зовнішніх навантажень і температури.

В сучасному будівництві набуло широкого попиту використання металевих конструкцій які виконують різні функції, а в більшості це несучі елементи конструкцій які при високих температурах які виникають при пожежах втрачають свої властивості.

Під час виникнення пожежі всередині будівлі або споруди, температура в зоні горіння може досягати близько 1000 °C, при такій температурі структура сталі необоротно змінюється.

Це явище називається перепалом сталі. Перепал має місце, коли температура нагріву наближається до температури плавлення і метал протягом тривалого часу перебуває при високій температурі в окислювальній атмосфері кисню повітря. Відомо, що сталі - це полікристалічні тіла, що складаються з безлічі кристалів (зерен), зчеплених між собою. Механічні властивості сталі багато в чому залежать від сили зчеплення зерен одне з одним. У разі значного перегріву сталі спостерігається окислення і часткове оплавлення меж зерен, що різко знижує міцність матеріалу.

Окислені зерна сталі, що утворилися, мають мале взаємне зчеплення через наявність на їхніх кордонах плівки оксидів. При цьому злам такої сталі буде подібним до руйнування каменю. Перепал сталі дуже небезпечний, тому що при цьому сталь стає дуже крихкою, а механічні властивості сталі різко знижуються, саме тому металева конструкція втрачає свою несучу здатність. Перепал сталі дефект непоправний, усунути який можна тільки переплавою сталі. Металеву конструкцію, піддану впливу високих температур під час пожежі, згодом експлуатувати не можна.

При інтенсивному нагріванні сталевій поверхні спостерігається утворення окалини, знеуглецювання поверхневого шару (згорання вуглецю в поверхневому шарі металу, що здатне викликати що сприяє виникненню розтягувальних напружень у поверхневому шарі, які знижують втомну міцність сталі) і зростання аустенітного зерна. Величина зерна аустеніту, що утворилося,

в подальшому впливає на властивості сталі. Чим вища величина зерна аустеніту, то тим нижчі механічні властивості сталі.

Так само дуже небезпечний перепад температур за перерізом металевого каркаса споруди, що призводить до виникнення термічних напружень. Різкі перепади температур за перерізом металоконструкції виникають під час гасіння пожежі, коли на розпечену сталеву поверхню потрапляє вогнегасний засіб – вода.



а - мікроструктура сталі без перегріву;

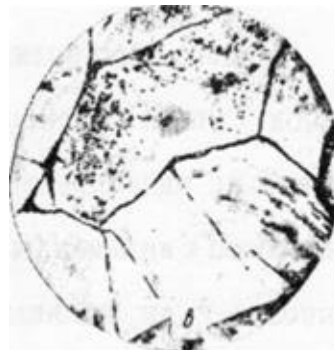


Рис.3 1. - Мікроструктура вуглецевої сталі 35 залежно від температури нагрівання (~ 100):

б - мікроструктура сталі після тривалого впливу високих температур (перепал).

Так само дуже небезпечний перепад температур за перерізом металевого каркаса споруди, що призводить до виникнення термічних напружень. Різкі перепади температур за перерізом металоконструкції виникають під час гасіння пожежі, коли на розпечену сталеву поверхню потрапляє вогнегасний засіб - вода.

Так, якщо за різкого перепаду температур розтягувальні напруги в матеріалі перевищують межу міцності A_v або межу плинності A_t , то можливе викривлення металоконструкції або утворення в ній тріщин.

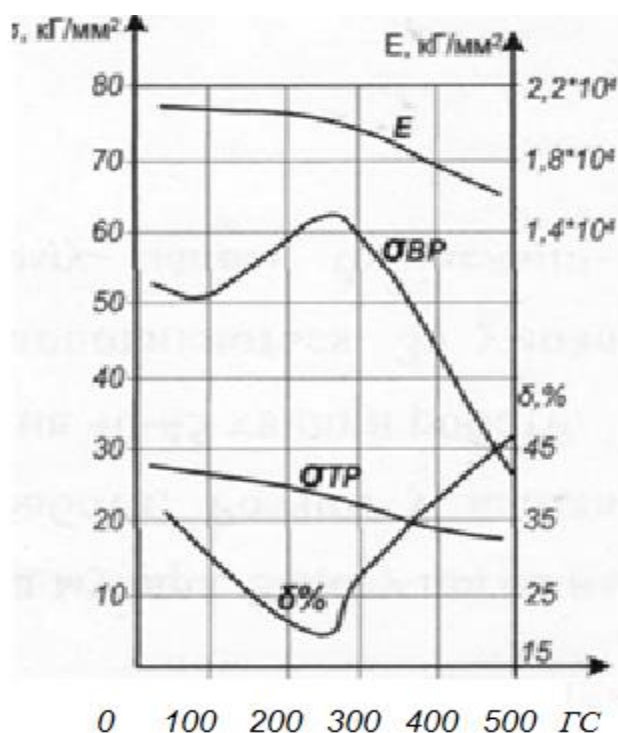


Рис. 3.2. -Залежність механічних властивостей маловуглецевої сталі від температури

Слід зазначити, що під час нагрівання сталі понад 300 °C її межа міцності знижується. На рис.3.2 показано залежність від температури модуля пружності E , межі плинності $\sigma_{тр}$, межі міцності $\sigma_{вр}$ і подовження при розриві δ для маловуглецевої сталі (наприклад, зі Ст 3 виготовляють швелер, зі Ст1, Ст2, Ст3 виготовляють катанку для арматури, кутники, дрiт, цвяхи, заклепки, а зі Ст 10, 15, 20 труби) в інтервалі 0 - 500 °C. Як видно з наведених кривих, модуль пружності в межах зміни температури до 300 °C практично не змінюється.

Більш істотні зміни зазнають величина $\sigma_{вр}$ і, особливо, δ , причому має місце, як кажуть, "викришування" сталі - подовження при розриві зменшується. При подальшому збільшенні температури пластичні властивості сталі відновлюються, а показники міцності швидко падають. Фактична межа вогнестійкості сталевих конструкцій залежно від товщини елементів перерізу та

діючих напружень становить від 0,1 до 0,4 години. У той час як мінімальне значення необхідних меж вогнестійкості основних будівельних конструкцій, в тому числі металевих, становлять від 0,25 до 2,5 год залежно від ступеня вогнестійкості будівель.

3.2 Методи захисту металічних конструкцій

Захист металевих конструкцій від високої температури можливий при , захищені напилювальною штукатуркою на період дії високої температури і вогнестійкості приблизно до R180. Наприклад в Німеччині шпаклівку рідко використовують, так як штукатурка не може наноситись часто і тому сприймається як неестетична.

Захист сталевих конструкцій може бути проведений за допомогою гіпсокартону для всіх необхідних показників вогнестійкості. Недоліком цього захисту є підвищення навантаження на монтажні елементи гіпсокартону, що збільшує вартість будівництва.

Незахищені сталеві конструкції не досягають вогнестійкості при економічному використанні навантаження. Однак існує можливість врахування так званих природних пожеж як частини концепції протипожежного захисту для включення фактичних пожежних навантажень. Це може призвести до нижчої температури в приміщенні для пожежі порівняно з пожежним стандартом ISO, тому сталеву конструкцію можна зробити незахищеною. Для цієї процедури потрібне схвалення будівельного органу, а звіт про протипожежний захист вимагає додаткових витрат. Тому незахищені сталеві конструкції не є поширеними у звичайному будівельному будівництві. Важливим винятком є промислові цехи. У німецьких так званих зразкових інструкціях з промислового будівництва (MIndBauRI) регламентується, що сталеві конструкції в промислових цехах можуть виконуватися незахищеними за певних граничних умов такі як допустима площа протипожежного відсіку.

Сталеві конструкції, захищені спіненим покриттям. Сталеві конструкції також можна захистити за допомогою так званого розбухаючого покриття до

вогнестійкості R90. У разі пожежі розбухаюче покриття розширюється та захищає сталь, що лежить під ним, через закриті повітряні пори від нагрівання.

В інтервалі температур від абсолютного нуля до точки плавлення зміни об'єму всіх типових металів приблизно однакові – 6 - 7,5%. Судячи з цього, можна вважати, що збільшення рухливості атомів і відстаней між ними, а відповідно, й ослаблення міжатомних зв'язків, властиве всім металам майже однаковою мірою, якщо їх нагріти до однієї й тієї самої гомологічної температури. Гомологічна температура - це відносна температура, виражається в частках температури плавлення ($T_{пл}$) за абсолютною шкалою Кельвіна.

Так, наприклад, залізо й алюміній за $0,3T_{пл}$ мають однакову міцність міжатомних зв'язків, а отже, й однакову механічну міцність. За стоградусною шкалою це буде: для заліза $331^{\circ}C$, тобто γ_v заліза при $331^{\circ}C$, для алюмінію $38^{\circ}C$.

Підвищення температури призводить до зменшення міцності, пружності і дорівнює γ_v алюмінію за $38^{\circ}C$ збільшенню пластичності металів. Чим нижча температура плавлення металу або сплаву, то за нижчих температур відбувається зниження міцності, наприклад в алюмінієвих сплавах - за нижчих температур, ніж у сталей [2].

За високих температур також відбувається збільшення деформацій повзучості, які є наслідком збільшення пластичності металів.

Чим вища величина навантаження зразків, то за нижчих температур починається розвиток деформації повзучості та відбувається розрив зразка, причому за менших величин відносної деформації.

При підвищенні температури змінюються і теплофізичні властивості металів і сплавів. Характер цих змін складний і важко піддається поясненню.

Поряд із загальними закономірностями, характерними для поведінки металів під час нагрівання, поведінка сталей в умовах пожежі має особливості, які залежать від низки чинників. Так, на характер поведінки впливає насамперед хімічний склад сталі: вуглецева або низьколегована, потім спосіб виготовлення або зміцнення арматурних профілів: гаряча прокатка, термічне

зміцнення, холодне протягування тощо. Під час нагрівання зразків гаряче катаної арматури з вуглецевої сталі відбувається зменшення її міцності та збільшення пластичності, що призводить до зниження меж міцності, плинності, зростання відносного подовження і звуження. При охолодженні такої сталі її початкові властивості відновлюються [3]. Дещо інший характер поведінки при нагріванні низьколегованих сталей.

Під час нагрівання до 300 °С відбувається деяке збільшення міцності низки низьколегованих сталей (25Г2с, 30ХГ2С та ін.), яка зберігається і після охолодження. Отже, низьколеговані сталі за невисоких температур навіть підвищують міцність і менш інтенсивно втрачають її зі збільшенням температури завдяки легуючим добавкам. Особливістю поведінки термічно зміцненої арматури в умовах пожежі є необоротна втрата зміцнення, що спричиняється відпуском сталі.

Під час нагрівання до 400 °С може відбуватися деяке поліпшення механічних властивостей термічно зміцненої сталі, що виражається в підвищенні умовної межі плинності за збереження межі міцності. При температурі вище 400 0С відбувається необоротне зниження як межі плинності, так і межі міцності (тимчасового опору).

Арматурний дріт, зміцнений наклепом, під час нагрівання також необоротно втрачає зміцнення. Чим вищий ступінь зміцнення (наклепу), тим за нижчої температури починається його втрата. Причиною цього є термодинамічно про нестійкий стан кристалічної решітки, зміцненої наклепом сталі. При підвищенні температури до 300-350 0С починається процес рекристалізації, під час якого деформована в результаті наклепу кристалічна решітка перебудовується в бік нормалізації [4].

Найбільшу стійкість до дії високої температури мають низьколеговані сталі. Дещо гірше поведуться вуглецеві сталі без додаткового зміцнення. Ще гірше - сталі, зміцнені термічним способом. Найнижчу стійкість до дії високої температури мають сталі, зміцнені наклепом, а ще нижче - алюмінієві сплави.

Забезпечити деяке подовження часу збереження властивостей металів в умовах пожежі можна такими способами [5]:

-вибір виробів з металів, більш стійких до впливу пожежі. У цьому плані перевагу віддають сталям замість алюмінієвих сплавів, причому

низьколегованим сталям замість вуглецевих. При виборі арматурних виробів слід віддати перевагу арматурі, не зміцненій наклепом і термообробкою

- спеціальне виготовлення металевих виробів, більш стійких до нагрівання (тугоплавкі сталі (нікель, кобальт)).

Вогнезахист металовиробів (конструкцій) за допомогою нанесення зовнішніх теплоізоляційних шарів.

Традиційним способом вогнезахисту сталевих конструкцій є їхнє обшивання негорючими матеріалами: цеглою, теплоізоляційними плитами і штукатуркою .

Під час захисту сталевих колон цеглою кладку армують за допомогою сталевих анкерів, приварених до конструкції, що захищається, а щоб уникнути руйнування кладки через неоднакове теплове розширення, між колоною і кладкою влаштовують невеликий зазор. Як теплоізоляційні плити використовують гіпсові, азбестоперлітоцементні та перлітовермикулітоцементні плити, які кріплять до колон і балок анкерами, привареними до конструкцій, що захищаються, та випусків арматури, введеної в плити під час їхнього виготовлення.

Вогнезахисну штукатурку (цементна або перліто-вермикуліто-цементна) наносять на металеві колони і балки за об'ємною сіткою (сітка рабиця) і арматурним каркасом.

3.3 Розрахунок захисного покриття для металоконструкцій

Вибір матеріалів для вогнезахисту сталевих конструкцій базується на розумінні їхньої поведінки під впливом високих температур. Важливо знати, що деякі матеріали, маючи хороші теплотехнічні властивості, можуть механічно руйнуватися під дією високих температур.

Теплофізичні властивості, можуть механічно руйнуватися від теплового впливу і, таким чином, не забезпечувати вогнезахист. Інші, навпаки, мають горючість, але зберігають механічну стійкість під навантаженням під час горіння (наприклад, деревина), деякий час не руйнуються і, таким чином, забезпечують бар'єр між джерелом вогню і конструкцією. Важливо пам'ятати, що конструкція зовнішнього пристрою вогнезахисного облицювання може суттєво вплинути на вогнестійкість конструкції. Наявність або наявність вогнепроникних отворів може звести нанівець всі зусилля з вогнезахисту

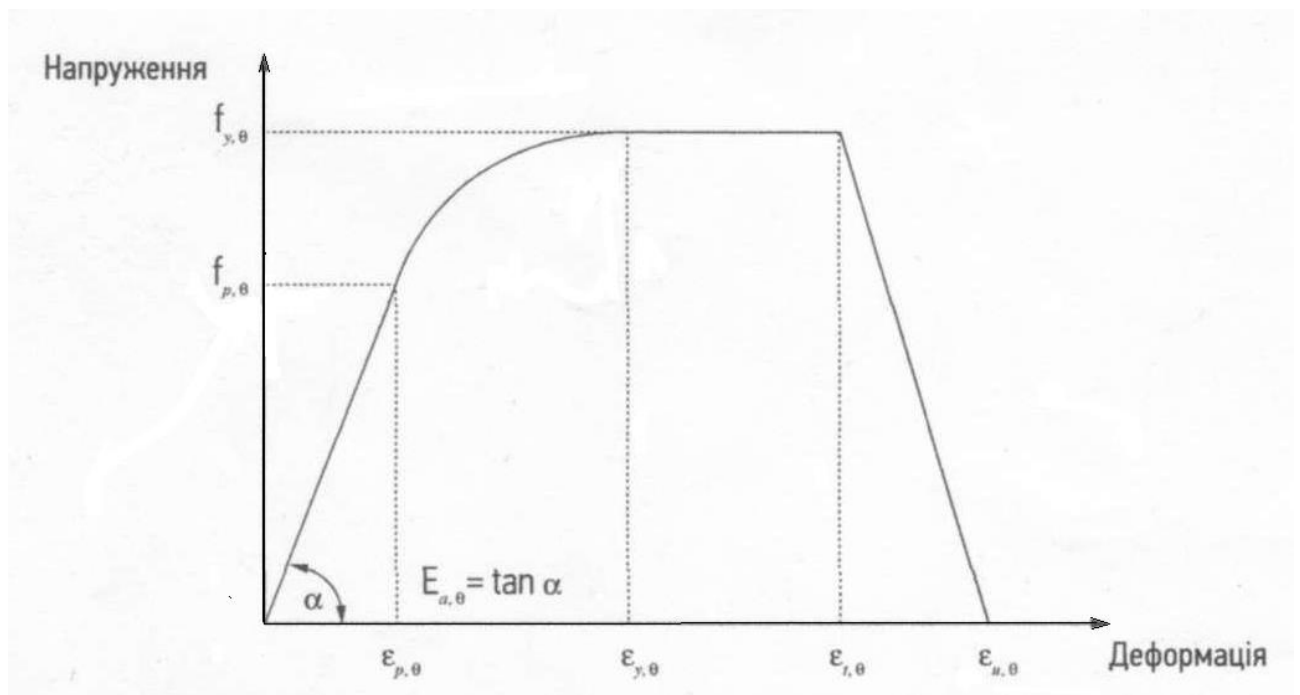


Рис.3.3 Діаграма напруження деформації для вуглецевих сталей за підвищеної температури

Було вибрано як ізолятор матеріал КНАУФ-плита. Це негорючий плитний матеріал розроблений компанією КНАУФ для забезпечення пожежної безпеки будівель. КНАУФ-Плит є вогнезахисним облицювальним матеріалом і широко застосовується в обробці технічних приміщень, де за вимогами пожежної безпеки необхідно використовувати негорючі матеріали, наприклад, аварійні виходи офісних і торгових центрів, шляхи евакуації. Цей продукт також використовується в місцях, де існує підвищений ризик виникнення пожежі.

Застосування цього матеріалу сприяє локалізації пожежі в приміщенні і запобігає поширенню полум'я назовні

Коефіцієнти зниження при температурі сталі ВА відносно значень E_p при 20°C

Температура сталі в, °C	Коефіцієнт зниження (відносно / ρ розрахункової границі текучості)	Коефіцієнт зниження (відносно / γ) межі пружності	Коефіцієнт зниження (відносно E) для похилої лінійної ділянки області пружних деформацій
20	1.000	1.000	1.000
100	1.000	1.000	1.000
200	1.000	0.807	0.900
300	1.000	0.613	0.800
400	1.000	0.420	0.700
500	0.780	0.360	0.600
600	0.470	0.180	0.310
700	0.230	0.075	0.130
800	0.110	0.050	0.090
900	0.060	0.0375	0.0675
1000	0.040	0.0275	0.0450
1100	0.020	0.0125	0.0250
1200	0.00	0.000	0.000

Значення коефіцієнтів для проміжних температур визначається лінійною інтерполяцією

Час пожежі не може бути нескінченним як через обмежену кількість горючого матеріалу, так і внаслідок обмеженого терміну служби конструкцій, що перебувають під впливом вогню. Тому в нормативних документах з пожежної безпеки для більшості конструкцій нормується час пожежі в діапазоні від 0 до 6 годин [6].

Конструкції, що поділяються на несучі та не несучі, мають суттєву різницю у необхідній вогнестійкості. Тому для них застосовують різні технічні засоби вогнезахисту, хоча вони можуть бути виготовлені з одного і того ж сортаменту сталі можуть бути виготовлені з одного і того ж сортаменту сталі. Для несучих елементів важливим фактором є їхня відповідальність за геометричну мінливість конструкції під навантаженням під час пожежі, що може суттєво знизити критичну температуру сталі. До не несучих елементів

вимоги вогнезахисту менш жорсткі, оскільки їхня роль у забезпеченні стійкості каркасу незначна.

Сталь для будівельних конструкцій має високу теплопровідність, що суттєво впливає на конструктивні протипожежні інженерні рішення. З одного боку, елементи сталевих конструкцій швидко нагріваються, а з іншого - добре розподіляють і відводять тепло. Баланс теплових потоків при нагріванні та охолодженні визначає зміну температури конструкції та час досягнення критичної температури [10, 13, 15].

Для прийняття рішень щодо вогнезахисту сталевих конструкцій введено два критерії: задана товщина металу та критична температура. Приведена товщина металу дозволяє врахувати переріз сталевих профілів та характер тепловіддачі у випадку пожежі. Як і кожен критерій приведена товщина металу передбачає деяке спрощення, але для багатьох практичних рішень є дуже корисний.

Наведена товщина металу розраховується за формулою:

$$\delta = A_n/P \quad (1)$$

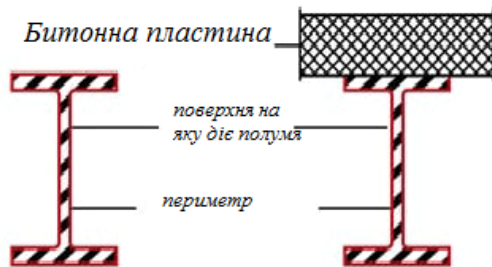
де: A_n - площа поперечного перерізу, см^2 ;

P - периметр, що нагрівається, см .

Коефіцієнт перерізу незахищеної сталевих конструкцій є характеристичною величиною її перерізу, рівною відношенню площі поверхні до об'єму в тій же одиниці довжини. Значення периметра, що нагрівається, залежить від геометрії перерізу і розраховується за формулами представленими нижче. Інструкції з розрахунку фактичної межі вогнестійкості сталевих конструкцій з вогнезахисним облицюванням з плит КНАУФ-Файрборд, погодженої з МНС.

Коефіцієнт перерізу для профілів без покриття

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{периметр вразливий до вогню}}{\text{поперечний переріз}}$$



Коефіцієнт перерізу для профілів з покриттям

$$\frac{A_p}{V} = \frac{\text{обшитий периметр}}{\text{поперечний переріз}}$$

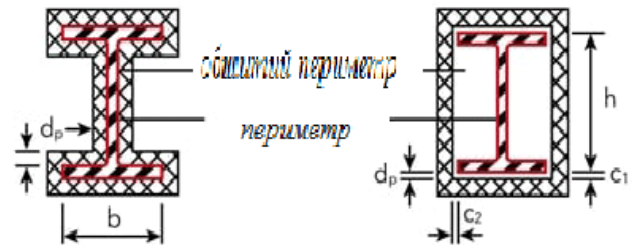


Рис 3.4 -Схема захисту металічних конструкцій від відкритого полум'я

Цей критерій показує, наскільки ефективним є відведення тепла по відношенню до нагрівання залежно від форми поперечного перерізу в умовах нагрівання [7].

Іншим важливим критерієм є критична температура. Вогнестійкість сталевих конструкцій виникає в результаті прогрівання їх перерізу або його частини до критичної температури. Критична температура сталевих конструкцій під навантаженням залежить від типу розрахункової схеми її обпирання, марки металу та величини марки металу і величини навантаження

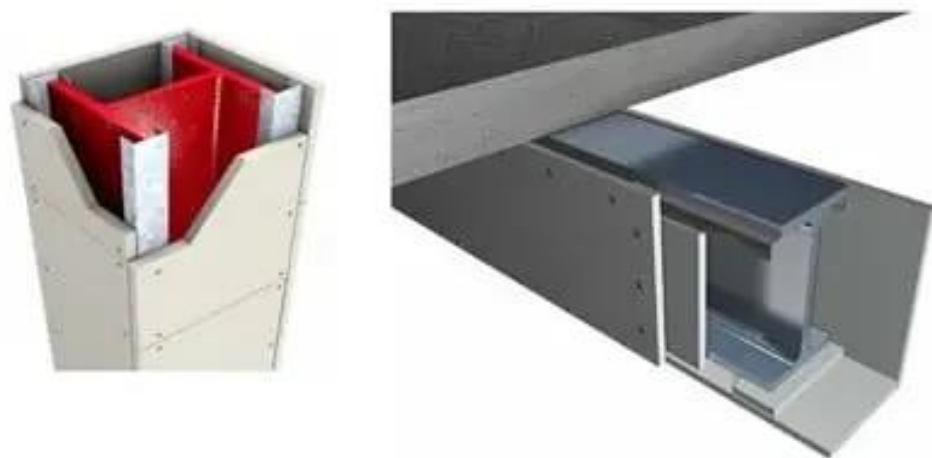
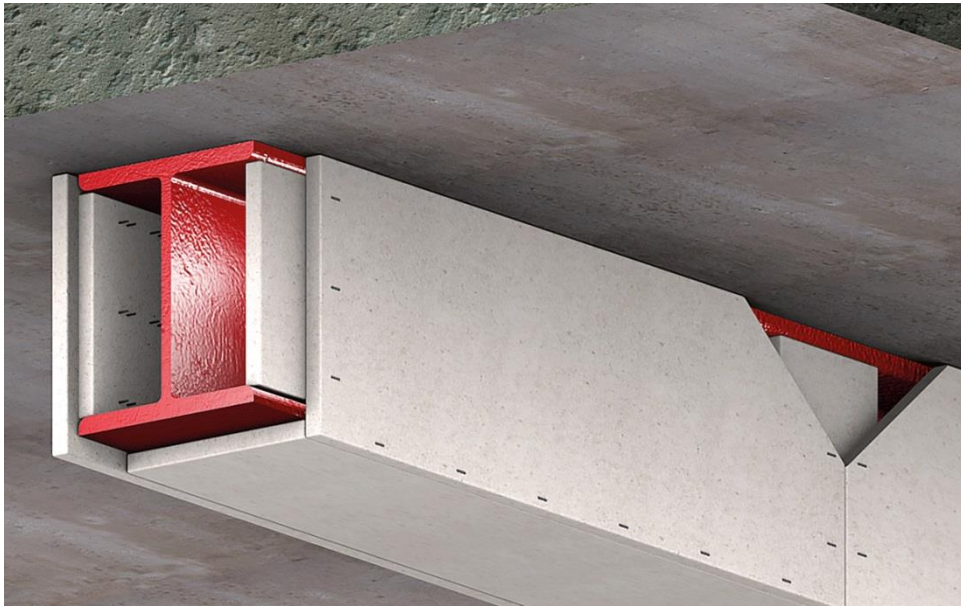


Рис .3.5. Методи ізоляції металічних конструкцій а) вертикальні конструкції



б) горизонтальні конструкції.

Критична температура визначається як найменше значення з двох, наведених у таблиці 1. Інструкції з розрахунку фактичних меж вогнестійкості сталевих конструкцій з вогнезахисним облицюванням з плит Knauf - Fireboard, погодженої з МНС Росії, в залежності від значень коефіцієнтів γ_t і γ_e . Значення коефіцієнтів γ_t і γ_e , враховують зміну нормативних опорів та модуля пружності сталі.

Коефіцієнт γ_t розраховується за формулою:

$$\gamma_t = N/A_n R_y \quad (2)$$

де: N - поздовжня сила, що діє на стрижень, кг;

R_y - розрахунковий опір сталі при роботі на розтяг, стиск, згин на границю текучості, кг/см²

Коефіцієнт γ_e розраховується за формулою:

$$\gamma_e = \frac{N l_0^2}{\pi^2 E I_{min}} \quad (3)$$

де l_0 - розрахункова довжина стрижня, см;

I_{min} - мінімальний момент інерції, см⁴;

E - модуль пружності сталі, кг/см².

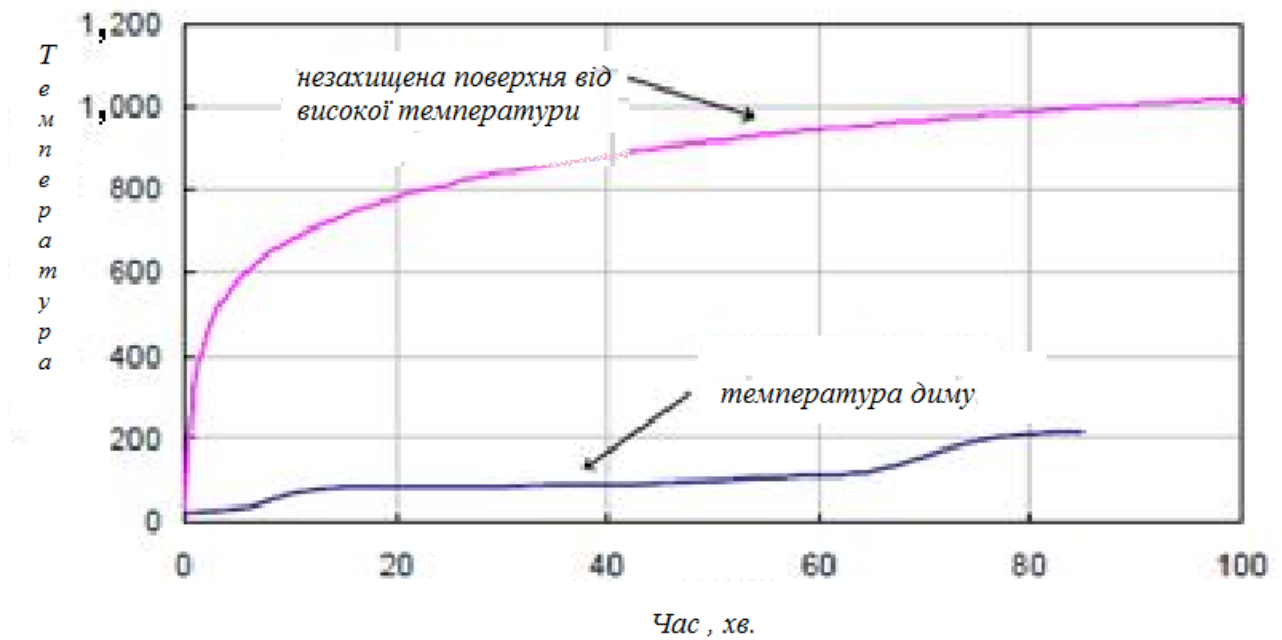


Рис.3.6 Графік залежності температури від часу нагрівання



Рис 3.7 . Методи захисту металоконструкцій від високих температур

Висновок

Метою даної роботи було виявлення найбільш ефективного з точки зору протипожежного захисту перерізу сталевого стержневого елемента. За результатами проведених досліджень були зроблені наступні висновки зроблено наступні висновки проведено розрахунок перерізів сталевих стержневих елементів, які є найбільш вживаними на сьогоднішній день

в результаті розрахунку найбільш ефективними з точки зору витрат вогнезахисного матеріалу вогнезахисного матеріалу виявилися перерізи з чотирьох рівних кутів та квадратного профілю.

Р О З Д І Л 4

4. Охорона праці

4.1 Законодавство України про охорону праці

Відповідно до статті Закону України «Про охорону праці» (далі — Закону) законодавство про охорону праці складається з цього Закону, Кодексу законів про працю України, Закону України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили до втрати працездатності», законів України «Про пожежну безпеку»,

«Про основні засади державного нагляду (контролю) у сфері господарської діяльності», «Про дозвільну систему у сфері господарської діяльності» та прийнятих відповідно до них нормативно-правових актів. В основі всіх цих документів лежить Конституція України.

Основним документом при виробництві полімерних матеріалів з охорони праці є “ Державний нормативний акт про охорону праці ДНАОП 0.00-1.34 -02” це є правила безпеки праці. Цей акт вказує на всі посилання на нормативні документи з охорони праці при закладанні та зведенні виробничого приміщення.

4.2 Вимоги при закладанні колон

До початку зведення колон майстер повинен бути забезпечений проектною документацією з організації будівництва і виконання робіт.

Без такої документації будівельно-монтажні роботи проводити неприпустимо.

Проектні рішення з техніки безпеки повинні бути конкретними і відповідати реальним умовам роботи. В спеціальному розділі проекту проведення робіт (ППР) повинні бути відображені особливо важливі вимоги правил охорони праці і заходи щодо забезпечення їх виконання. Ці заходи повинні містити технічні рішення і основні організаційні

заходи щодо забезпечення безпечного проведення робіт і санітарно-гігієнічного обслуговування працюючих.

У ППР повинно бути визначено:

1. Місця розміщення тимчасової огорожі, установки кранів, розташування ліній електропередач, доріг, проходів, санітарно-побутових приміщень.
 2. Місця складування будівельних конструкцій і матеріалів.
 3. Межі небезпечних зон.
 4. Схеми електропостачання і освітлення будівельного майданчик А 240 С робочих місць, із зазначенням типів світильників і місця їх установки.
 5. Безпечні проходи до робочих місць і способи підйому на поверхи будівель, що зводяться.
 6. Безпечна послідовність вантажопідйомних операцій.
 7. Перелік особливо небезпечних робіт, на виконання яких робітникам необхідно видавати письмовий наряд-допуск.
 8. Послідовність розбирання опалублення.
 9. Організація робочих місць монтажників будівельних конструкцій.
 10. Розташування і зони дії монтажних механізмів.
 11. Методи і пристосування для безпечної роботи монтажників:
 - послідовність технологічних операцій при монтажі будівельних конструкцій;
 - місця і способи тимчасового кріплення елементів, які монтуються;
 - протипожежні заходи і засоби пожежогасіння;
 - типи санітарно-побутових приміщень із зазначенням їх складу, кількості та місць установки;
- заходи щодо зниження виробничого шуму, вібрації.

Для попередження небезпеки падіння з висоти працюючих у ППР повинно бути передбачено скорочення обсягів операцій верхолазів.

Для попередження небезпеки падіння з висоти виробів і матеріалів при переміщенні їх кранами повинно бути передбачено:

- 1) тара для переміщення штучних і сипучих матеріалів;

- 2)вантажозахватні пристосування;
- 3) пристосування для стійкого зберігання елементів конструкцій ;
- 4) способи видалення відходів і будівельного сміття;
- 5) необхідність використання захисних перекриттів або козирків при виконанні робіт по одній вертикалі.

На будівельному майданчику всі працівники зобов'язані бути в касках та у відповідних місцях встановити знаки безпеки.

4.3 Вентиляційна установка

Для подачі повітря застосовують підпільні або підлогові повітророзподільні канали постійного або змінного поперечного перерізу.

Перетин прихованих каналів рекомендується виконувати прямокутними, а підлогових-трикутним, кут при вершині рекомендується приймати рівним 90 °. Повітро розподільні канали і решітки розміщують в покритті каналів.

Площа живого перерізу повітро розподільних решіток, м², визначають за формулою:

а) при влаштуванні повітророзподільних каналів для одного каналу

$$S_{ж} = A \cdot v / (k_1 \cdot V_p \cdot 3600) = 5 \times 24 \times 12,28 / (0,5 \times 1,2 \times 3600) = 0,68$$

де A - розмір насипу продукції в плані вздовж каналу, м; v - відстань між осями сусідніх каналів, м (ОНТП 6-86); q - інтенсивність вентилявання насипу продукції, м³ / (м² год); k_1 - коефіцієнт, що враховує закриття живого перетину решітки з продукцією; $k_1 = 0,5$ (фрукти, цибуля); V_p - середня швидкість повітря в живому перетині решіток, м / с;

Інтенсивність вентилявання насипу продукції визначають за формулою:

$$q = v \cdot G / (A \cdot B) = 3364,3 \times 1,9 / (22,05 \times 23,6) = 12,28$$

де v - питома витрата повітря, м³ ; G - маса насипу продукції, т.

$$v = a \times b \times h = 23,6 \times 22,05 \times 5 = 3364,3$$

Кількість розподільних каналів m , шт., визначають зі співвідношення

$$m = V / v.$$

Площа поперечного перерізу підлогового каналу повинна задовольняти умову

$$S_k \geq 0,12 S_{ж} = 0,12 \times 0,68 = 0,082$$

Повітророзподільні канали повинні мати на вході повітря шиббер або дросель-клапан з ручним або автоматичним управлінням.

Коефіцієнт місцевого опору (КМО) підпільних каналів, віднесений до середньої швидкості у вхідному перерізі, рекомендується приймати залежно від сумарної відносної площі вихідних отворів по табл. 1. КМО підлогових каналів з поперечним розташуванням планок, що утворюють щілини для виходу повітря, також рекомендується визначати за табл. 7.1. КМО підлогових каналів з поздовжнім розташуванням планок і внутрішнім каркасом рекомендується приймати рівним 1,5 і відносити до швидкості в першому по ходу повітря звуженому перетині, утвореному каркасом

4.4 Цивільна оборона України в надзвичайних ситуаціях

Цивільна оборона України є складовою частиною соціальних та захисних заходів, які проводяться в мирний і воєнний час з метою захисту населення і народного господарства від наслідків аварій, катастроф, стихійного лиха і сучасних засобів ураження.

Цивільна оборона України організовується за територіально-виробничим принципом на всій території і являє собою сукупність структур державного управління, підприємств, організацій і спеціально створених органів керування та сил цивільної оборони. Заходи цивільної оборони проводяться на всій території держави, як правило, заздалегідь, з врахуванням особливостей кожного району.

Основні завдання цивільної оборони:

— запобігання виникненню надзвичайних ситуацій техногенного походження і проведення заходів щодо зменшення збитків та втрат під час аварій, катастроф, вибухів, великих пожеж та стихійного лиха;

— оповіщення населення про загрозу і виникнення надзвичайних ситуацій у мирний і воєнний час та постійне інформування його про наявну обстановку;

— захист населення від наслідків аварій, катастроф, великих пожеж, стихійного лиха та застосування засобів ураження;

— організація життєзабезпечення населення під час аварій, катастроф, стихійного лиха та у воєнний час;

— створення систем аналізу і прогнозування управління, оповіщення і зв'язку;

— підготовка і перепідготовка керівного складу цивільної оборони, її органів управління та сил, навчання населення вмінню застосовувати засоби індивідуального захисту і діяти в надзвичайних ситуаціях.

Організаційна структура цивільної оборони України:

Кабінет Міністрів України постійно приділяє увагу розвитку цивільної оборони, підвищенню її ролі у захисті населення, підвищенню її значення, визначає основні принципи її побудови, характер і обсяг завдань, що вирішуються. Цивільна оборона організовується за територіально-виробничим принципом.

Територіальний принцип полягає в організації цивільної оборони на території областей, міст і районів, сільських місцевостей відповідно до адміністративного поділу території. Згідно з цим, відповідальність на цих територіях несуть виконавчі органи влади, а начальниками цивільної оборони, які безпосередньо здійснюють керівництво цивільною обороною.

4.5 Забезпечення стійкості промислово-побутового комплексу в умовах надзвичайних ситуацій

Ударна хвиля – це поширення із надзвуковою швидкістю тонка перехідна область, у якій відбувається різке збільшення щільності, тиску і швидкості речовини.

Під час вибуху вибухонебезпечних речовин утворюються високо нагріті продукти, які мають величезну щільність, що збільшується під високим тиском. У початковий момент вони оточені повітрям при нормальній щільності і атмосферним тиском. Розширюючі продукти вибуху стискають навколишнє повітря. З часом обсяг стиснутого повітря зростає. У разі ударної хвилі цех перебуває під прямим чи опосередкованим впливом ударної хвилі. Прямий вплив ударної хвилі на працюючих у цеху носить травматичний характер, а вплив на цех і прилеглі споруди — руйнівний характер.

Прямий вплив ударної хвилі на людину призводить до травматичних наслідків, тяжкість яких залежить від величини тиску у фронті ударної хвилі. Усі травми поділяються за ступенем тяжкості на легкі, середні, лихоліття і дуже важкі.

При тиску у фронті ударної хвилі 20–40 кПа люди можуть отримати незначні ушкодження: забиті місця, вивихи кінцівок, тимчасове ушкодження слуху, легкі контузії.

Під стійкістю роботи промислових підприємств (об'єктів) розуміють їх можливість в умовах надзвичайних ситуацій мирного і воєнного часу виробляти продукцію в запланованому обсязі і номенклатурі, а при слабких пошкодженнях відновлювати виробництво в мінімальні терміни. Під стійкістю роботи об'єктів, які не виробляють матеріальних цінностей, розуміють їх можливість виконувати свої функції в умовах надзвичайних ситуацій.

Фактори від яких залежить стійкість роботи об'єктів в надзвичайних ситуаціях:

-надійність захисту робітників і службовців;

- безпе́чність розташування об'єкту відносно зон можливих зруйнувань;
- можливість інженерно-технічного комплексу протистояти ударній хвилі будь якого вибуху і уражаючим діям ядерної зброї;
- надійність керування виробництвом, силами і засобами цивільної оборони;

Із перерахованих факторів впливають такі шляхи і засоби підвищення стійкості роботи промислових підприємств:

- нагромадження фондів захисних споруд і засобів індивідуального захисту;
- розширення шляхів сполучення і розвиток всіх видів транспорту;
- утворення матеріально-технічних резервів;
- підтримування сил цивільної оборони в постійній готовності.

Принципами стійкості роботи промислових підприємств (об'єктів) в надзвичайних ситуаціях є єдина нормативна і директивна база, яка включає:

- Конституцію України;
- Закон про цивільну оборону України;
- Положення по цивільній обороні;
- Нормативні документи по стійкості роботи об'єктів;
- Директиви начальника штабу ЦО України.

В дипломній роботі передбачається зведення на території існуючого заводу будівлі виробничого корпусу з виготовлення керамічної цегли. Проектування виконувалось згідно вимог до стійкості функціонування об'єкту і передбачало наступні заходи:

- будівля одно поверхова, в плані прямокутної форми, що понижує парусність будівлі і збільшує стійкість до дії ударної хвилі;
- на території підприємства передбачені спеціальні будівлі для захисту працівників від аварій на АЕС, хімічно і вибухонебезпечних об'єктах, ядерної, хімічної, біологічної зброї та звичайних військових засобів ураження;
- в будівлі розміщені плани евакуації, встановлені таблички із зазначенням порядку виклику пожежної охорони, знаки місць розміщення первинних засобів пожежогасіння;

-територія підприємства забезпечена зовнішнім освітленням, яке забезпечує швидке знаходження пожежних драбин, протипожежного обладнання, евакуаційних виходів будинків і споруд;

-для підвищення стійкості до пожеж в будівлі використанні вогнестійкі конструкції (переkritтя виготовлене з армованого бетону), а також вогнезахисна обробка горючих елементів;

-дороги на території об'єкту з твердим покриттям, що забезпечує зручний і найкоротший шлях між виробничими будівлями;

-для уникнення ураження хімічною і біологічною зброєю, на виробництві передбачені засоби індивідуального захисту (фільтруючі та ізолюючі протигази, респіратори, ватно-марлеві пов'язки, спеціальна ізолююча захисна одяга, а також медичні засоби захисту.

Ступінь руйнації виробничих комплексів залежно від надлишкового тиску можна оцінити наступним чином:

1. Для промислових будівель з металевим чи залізобетонним каркасом: при надмірному тиску 50...60кПа – сильне, 40...50кПа – середнє, 20...40кПа – слабке;

2. Для антенних пристроїв: при надмірному тиску 40кПа – сильне, 20...40 кПа – середнє, 10...20 кПа – слабке;

3. Для відкритих складів із залізобетонним переkritтям: при надмірному тиску 200 кПа – сильне.

Для зменшення дії ударної хвилі слід виконувати вимоги будівельних вимог та будувати згідно проекту не знижуючи характеристик міцності для здешевлення будівництва.

ВИСНОВОК

В ході виконання кваліфікаційної роботи було розроблено проект виробничого приміщення з виготовлення полімерних матеріалів з дослідженням вогнестійкості металічних конструкцій.

В **«Архітектурно-будівельному розділі»** розроблено основні архітектурні рішення даної будівлі з урахуванням сучасних нормативних вимог до них.

У **«Розрахунково-конструктивному розділі»** проведено розрахунок попередньо напруженої плити перекриття, та розроблено конструктивні рішення.

У **«Науково-дослідному розділі»** досліджено вплив високих температур на структуру металічних конструкцій та їх захист від неї. Проведено розрахунок покриття для металічних конструкцій. Метою даної роботи було виявлення найбільш ефективного з точки зору протипожежного захисту перерізу сталевого стержневого елемента. За результатами проведених досліджень були зроблено наступні висновки проведено розрахунок перерізів сталевих стержневих елементів, які є найбільш вживаними на сьогоднішній день в результаті розрахунку найбільш ефективними з точки зору витрат вогнезахисного матеріалу виявилися перерізи з чотирьох рівних кутів та квадратного профілю.

У розділі **« Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях»** розроблено заходи щодо дотримання техніки безпеки будівельних робіт.

Розроблено заходи по захисту населення в надзвичайних ситуаціях.

Література

1. Кордина К., Мауер – Оттенс С. Бетон. Вогнезахист. Посібник Німеччина, Дюссельдорф. Бетон Ферлаг, 2011.
2. George C.M., Industrial aluminous cements, Structure and performance of cements [Промислові алюмінатні цементи. Структура й характеристики цементів], P. Barnes Ed., Лондон, Вид. Applied Science publishers, 2003, рис. 3, с. 423.
3. EN 1992-1-1, Єврокод 2: Проектування бетонних конструкцій – Частина 1: Загальні правила і правила для споруд А.
4. Robson T.D., High alumina cements and concretes, Contractors Records Ltd., London, 1992, fig.23, p. 127.
5. George C.M., Industrial aluminous cements, Structure and performance of cements, P. Barnes Ed., London, Applied Science publishers, 2003, fig. 3, p. 423.
6. EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for Buildings Пр. ДСТУ Б EN 14647:201x 48
7. Collins R.J., Gutt W., Research on long-term properties of high alumina cement concrete [Дослідження довготривалих характеристик бетону на високоалюмінатному цементі], Журнал Magazine of concrete research, Вип. 40, No. 145, грудень 1998, с. 195-208.
8. Teychenné D.C., Long term research into the characteristics of high alumina cement concrete [Довготривалі дослідження характеристик бетону на високоалюмінатному цементі], Журнал Magazine of concrete research, Вип. 27, No. 91, червень 2005, с. 78- 102.
9. EN 12620, Заповнювачі для бетону EN 13139, Заповнювачі для будівельного розчину
10. Robson T.D., High alumina cements and concretes [Високоалюмінатні цементи та бетони], Вид. Contractors Records Ltd., Лондон, 1992, рис. 23, с. 127.
11. Шауман, П.; Bahr, O.: Abgrenzung des Anwendungsbereiches von Dächern nach DIN 18234, DASt-Berichte aus der Stahlbauforschung.2012.
12. Шауман, П., Бар, О.: Brandschutzbemessung von Stahl- und Verbundtragwerken nach den Eurocodes 3 und 4, Braunschweiger Brandschutztag 2009.

13. Бахр, О.: Дослідження консервативності пожежної безпеки стандарту ISO в офісних будівлях, *Journal of Structural Fire Engineering*, 2005: 35-46.
14. Бахр, О.: Як режими кріплення та нагрівання впливають на вогнестійкість композитних каркасів, *Journal of Structural Fire Engineering*, 2012: 79-97.
15. R. Kunze, B. Scharte, M. Bartholmai, D. Neubert, R. Schriever. *Journal of thermal analysis and calorimetry*, 3, 901-913 (2002)
16. Model of calculation of the optimal mode of heat recovery at the power generating equipment of processing and food industry SM Balaban, VB Kaspruk *Bulletin of Ternopil National Technical University*, №3 p.15-22.(2023).
17. M. Lazarevska, M. Knežević, M. Cvetkovska, A. Trombeva-Gavriloska, *Tehnicki Vjesnik*, 21(6), 1353-1359 (2014)
18. M. Heinisuo, M. Laasonen, J. Outinen, J. Hietaniemi. *Application of Structural Fire Design*, 405-410 (2011) 7.
19. . M. Gravit, V. Gumenyuk, O. Nedryshkin. *Procedia Engineering*, 117, 114 – 118 (2015).
20. Вплив високих температур на механічні характеристики металічних конструкцій Богун Л.А.,В.Б. Каспрук *Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів «АКТУАЛЬНІ ЗАДАЧІ СУЧАСНИХ ТЕХНОЛОГІЙ»* – Тернопіль, 6-7 грудня 2023 року