

Форма № 24

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Національний університет «Запорізька політехніка»

Машинобудівний факультет
(повне найменування факультету)
Кафедра Деталі машин і ХТМ
(повне найменування кафедри)

Пояснювальна записка

до дипломного проєкту (роботи)

Магістр

(ступінь вищої освіти)

на тему Методи підвищення стійкості несучих
конструкцій
(назва теми)

Виконав(ла): студент(ка) 2 курсу, групи Мд-312м

Спеціальності 133 Технологічне машинобудування
(код і найменування спеціальності)

Освітня програма (спеціалізація)

Підприємство - транспортні, дорожні, будівельні
меліоративні машини та обладнання

Горбачов Н.В.

(ПРИЗВИЩЕ та ініціали)

Керівник Васков Г.П.

(ПРИЗВИЩЕ та ініціали)

Рецензент

(ПРИЗВИЩЕ та ініціали)

2023

Форма № 25

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Національний університет «Запорізька політехніка»

Факультет Машинобудівний
Кафедра Деталі машин і ПТМ
Ступінь вищої освіти магістр
Спеціальність 133 Галузь машинобудування
(код і найменування)
Освітня програма (спеціалізація) Підйома-транспортні, дорожні будівельні
меліоративні машини і обладнання.
(назва освітньої програми (спеціалізації))

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

« 18 » 12 2023 року

ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЄКТ (РОБОТУ) СТУДЕНТА(КИ)

Горбачов Юрій Вікторович
(ПРИЗВИЩЕ, ім'я, по батькові)

- Тема проєкту (роботи) Метод підвищення стійкості несучих конструкцій
- керівник проєкту (роботи) Волков Григорій Петрович
(науковий ступінь, вчене звання, ПРИЗВИЩЕ, ім'я, по батькові)
- затверджені наказом закладу вищої освіти від « 11 » листопада 2023 року № 387
- Строк подання студентом проєкту (роботи) 18.12.2023р
- Вихідні дані до проєкту (роботи) Матеріал комплексної курсової роботи по стійкості коробчастих балок бакштабні підіймальних кранів
- Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) В розділах пояснювальної записки приводиться аналіз загальної та місцевої стійкості металоконструкції бакштабні підіймальних кранів та аналіз самонапружених конструкцій системи тензотріми.
- Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, кількість слайдів, плакатів)
Демонстраційні відеослайди в кількості 4 екземплярів
- Консультанти розділів проєкту (роботи)

Розділ	ПРИЗВИЩЕ, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	приймав виконане завдання
1	Волков Г.П.		
2	Волков Г.П.		
3	Волков Г.П.		
4	Волков Г.П.		
5	Волков Г.П.		
6	Волков Г.П.		

7. Дата видачі завдання « 11 » листопада 2023 року.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проєкту (роботи)	Строк виконання етапів проєкту (роботи)	Примітка
1.	Збір та систематизація матеріалу по темі роботи	20.11.2023	
2.	опрацювання матеріалу та складання плану магістерської роботи	1.12.2023	
3.	Написання розділів по темі забезпечення місцеві стійкості головних блоків мобільного крану в процесі експлуатації	15.11.2023	
4.	Написання розділів по темі забезпечення загальної стійкості несучих металоконструкцій	10.12.2023	
5.	аналіз використаних салонно-пружинних стрижневих систем в якості несучих конструкцій	13.12.2023	
6.	Консультації з керівником проєкту, оформлення магістерської роботи, підготовка до захисту	17.12.2023	

Студент(ка)

Горбатов Ю.В.
(Підпис) (Ім'я ПРИЗВИЩЕ)

Керівник проєкту (роботи)

Волков Г.П.
(Підпис) (Ім'я ПРИЗВИЩЕ)

Зміст

Вступ.....	6
1. Аналіз факторів, що впливають на стійкість несучих металоконструкцій.....	7
Загальні положення.....	7
1. 2 Аналіз навантаження конструкції силовими параметрами	9
2. Перевірка місцевої стійкості стінок головних балок.....	15
3. Перевірка стійкості позацентрово-стиснутих елементів конструкцій.....	23
4. Конструктивні методи підвищення місцевої стійкості стінок пролітних балок.....	26
4.1 Аналіз патенту 94011 на корисну модель «БАЛКА ПРОГІННА»...	26
4.2 Аналіз патенту № 556103 на корисну модель «Несуча балка пролітної будови мостового крану».....	39
4.3 Варіанти використання гофролистів в конструкціях пролітних балок.....	41
4.4. Аналіз патенту №104692 на корисну модель «ПРОГІННА БАЛКА ВАНТАЖОПІДЙОМНОГО КРАНА»	46
5. Самонапружені несучі конструкції.....	50
5.1 Загальні відомості про систему "тенсегріті".....	52
5.2 Аналіз конструктивних особливостей системи «тенсегріті».....	55
Висновки.....	64
Література.....	65

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка: 64 сторінок, 30 рисунків, 12 найменувань джерел.

Графічна частина містить у собі 4 плакати формату А1.

Метою роботи було – розглянути питання підвищення загальної та місцевої стійкості несучих металоконструкцій.

Для дослідження засобів забезпечення стійкості металоконструкцій був проведений аналіз основних факторів, які впливають на їх роботу, проведений пошук засобів конструкторського характеру, які дозволять підвищити стійкість як окремих елементів, так і металоконструкцій в цілому. Магістерська робота являється продовженням комплексної курсової роботи яка розглядала питанням підвищенню місцевої стійкості прольотних балок мостових кранів.

В роботі розглядається використання принципу самонапружених несучих конструкцій-«тенсегріті», що характеризується як сукупність взаємозалежних елементів, які працюють лише на розтягування чи стиснення. Конструкції тенсегріті - створюються шляхом попереднього розтягування елементів і розглядаються як вид біонічного підходу, подібного до в створених природою структур перенесених на інженерні об'єкти. Концепція конструкцій «тенсегріті» визначається як сукупність наступних принципів проектування:

- навантажені елементи перебувають у стані або чистого стиснення, або чистого розтягування;
- попереднє напруження надає тросам жорсткість під час роботи на розтягування і стискання;
- конструкція має механічну стійкість, що дозволяє її елементам залишатися в розтягнутому або стисненому стані навіть при збільшенні напруг в елементах конструкції.

Ключові слова: НЕСУЧА МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЯ, МОМЕНТ СИЛ,

ДІАФРАГМА, СТІНКА, САМОНАПРУЖЕНІ СИСТЕМИ, «ТЕНСЕГРІ

Вступ

Великий вплив на надійність експлуатації несучих конструкцій різних машин та споруд, має такий параметр як стійкість. Втрата стійкості остову, навіть цілком працездатної машини, може призводити до катастрофічних наслідків, які проявляються як значні деформації або руйнування найбільш навантажених елементів конструкції або обвал несучої конструкції.

Незважаючи на те, що характеристика стійкості, несучої конструкції подібно до міцності і жорсткості обчислюється аналітично, виходячи зі нормативних значень і розрахункових навантажень, дані характеристики слід чітко розмежовувати. Зокрема, під визначення стійкості несучих металоконструкцій розуміється здатність конструкції зберігати форму рівноваги після усунення зовнішніх сил. Розрізняють місцеву (для конкретного елемента, наприклад, стінки сталеві корабельної балки) і загальну (для конструкції каркаса) вцілому.

Причини втрати стійкості металоконструкцій є стиснення листового прокату або деформування елементів металоконструкцій, переріз яких відрізняється малою шириною чи висотою. Прикладом такого профілю може бути швелер, двотаврова балка або сталевий ґратчастий настил. Листові елементи, з яких вони складаються, добре працюють на розтяг і вигин, але при стисненні вони втрачають форму, для цього інколи достатньо навіть напруги в зоні зварювання. Загальна стійкість споруди також забезпечується на стадії створення каркасу (остову). Балки, стінки, діафрагми, настили, та інші елементи конструкції, повинні об'єднуватися в геометрично незмінну форму, тобто повинна бути відсутня можливість переміщення окремих частин конструкції без її деформації. В умовах критичного навантаження будь-який елемент каркасу або стінки (при безкаркасній схемі конструкції) може призвести до пошкодження, що унеможливило сприйняття запланованих

навантажень і перерозподіляє внутрішні зусилля на сусідні несучі елементи, створюючи перевантаження і ланцюгову реакцію руйнування.

Підвищити загальну стійкість можна шляхом введення в конструкцію додаткових зв'язків між її елементами. Ці елементи являють собою зокрема стрижні, або розтяжок що скріплюють сусідні елементи. Конструктивно, частіше це стрижні з прокатного профілю або зварені з листового матеріалу накладки чи балки. У розрахункових схемах, вважається, вони працюють на сприяння розтягуючих зусиль або стискання. Завдяки додаванню таких елементів в конструкцію вдається досягати геометричної незмінності конструкції. Стійкість полиць та стінок двотаврів, швелерів, куточків, іншого прокату чи зварених конструкцій забезпечується вварюванням ребер жорсткості або діафрагм. Товщина, крок та ширина зони розташування таких елементів визначаються, розрахунками та конструктивними міркуваннями.

1. Аналіз факторів, що впливають на стійкість несучих металоконструкцій

1.1 Загальні положення

У більшості випадків елементи металевих конструкцій з точки зору будівельної механіки являють собою тонкостінні стрижні, що складаються з окремих листів-пластин або оболонок. Вичерпання несучої здатності або руйнування таких елементів можливе не тільки внаслідок в'язкого або крихкого руйнування, а й через втрату місцевої стійкості окремими листами. Це може відбутися під дією:

- рівномірно розподілених нормальних напружень: стінки і полиць центрово-стиснених елементів, стиснені полиць балок та позацентрово-стиснених стрижнів;

- нерівномірно розподілених нормальних напружень: стінки балок, стінки та полиці позацентрово-стиснених стержнів;
- дотичних напружень: стінки елементів, що згинаються; сумісної дії нормальних і дотичних напружень.

Суть втрати місцевої стійкості полягає в тому, що під дією зовнішнього навантаження стиснена пластина (полиця або стінка перерізу) внаслідок власної гнучкості (довжина або ширина пластини значно більша за її товщину) починає випинатися, змінюючи своє положення в перерізі і його геометричні характеристики. Результатом цього є втрата несучої здатності елемента (конструкції) як за міцністю, так і за загальною стійкістю. Задачу місцевої стійкості розв'язують методами теорії пружності. Вона зводиться до визначення критичних напружень для окремих пластин з зіставленням цих значень із напруженнями, що виникають під дією зовнішніх навантажень. Критичні напруження для пластин, як і для стрижнів, можна знайти з умов рівності робіт зовнішніх і внутрішніх сил за заданною (можливою) формою деформації (випинання). Їх значення залежить від пружних властивостей матеріалу, розмірів пластини та способів її закріплення (шарнірний, пружний, жорсткий).

Задачу місцевої стійкості розв'язують методами теорії пружності. Вона зводиться до визначення критичних напружень для окремих пластин з зіставленням цих значень із напруженнями, що виникають під дією зовнішніх навантажень. Критичні напруження для пластин, як і для стрижнів, можна знайти з умов рівності робіт зовнішніх і внутрішніх сил за заданною (можливою) формою деформації (випинання). Їх значення залежить від пружних властивостей матеріалу, розмірів пластини та способів її закріплення.

Поперечні сили мають найбільші значення в опорних частинах і далі зменшуються до мінімуму в середині прогону балки. Ці сили викликають

місцеву втрату стійкості стінок балки, що проявляються у виникненні діагональних хвиль деформацій стінок.

Згинальний момент, навпаки, збільшується від мінімуму на опорах до максимального значення в середині прогону балки. Згинальний момент викликає місцеву втрату стійкості в стиснутих верхніх частинах стінок балки, що проявляється у виникненні повздовжніх хвиль деформації стінок.

З метою дослідження засобів забезпечення стійкості стінок коробчастих прогінних балок був приведений аналіз різних методів, які приведені в літературних джерелах в яких досліджується проблема місцевої стійкості в пролітних балках. Додатково при розрахунках конструкцій враховують навантаження та впливи, що виникають у процесі монтажу та експлуатації, а також при транспортуванні. Залежно від тривалості дії навантаження, що виникають при експлуатації конструкцій, поділяють навантаження на сталі та тимчасові (тривалі, короткочасні й особливі). Кожен вид навантаження характеризується, як правило, одним нормативним значенням, але для впливу експлуатаційних навантажень встановлено два нормативних значення: повне й знижене. Знижене значення нормативних навантажень використовують при урахуванні впливу тривалості їх дії, а також при перевірці на витривалість та в інших випадках].

1.2 Аналіз навантаження конструкції силовими параметрами

Для зручності аналізу навантаження зручно розділяти її види за видами зовнішніх зусиль які діють на несучу конструкцію.

. Сталі навантаження – від власної ваги несучих та огорожувальних конструкцій, ваги та тиску оточуючого середовища, а також від попереднього напруження. Коефіцієнти надійності щодо навантаження γ_f для сталих навантажень наведені в нормативних документах.

До тривалих навантажень відносять: вагу стаціонарного обладнання; вагу шару атмосферних опадів на плоских покриттях та шару виробничого пилу на конструкціях; тиск сипучих тіл в ємкостях та трубопроводах; навантаження на перекриття від складування матеріалів та стелажного обладнання у складських приміщеннях та подібних спорудах; дії, що зумовлені деформаціями споруд зміною вологості, повзучістю та усадкою матеріалів; температурний вплив діючого стаціонарного обладнання; навантаження зі зниженим нормативним значенням.

Короткочасними навантаженнями є: навантаження від обладнання, що виникає у пусконаладжувальному, перехідному або випробувальному режимах, а також в разі його ремонту або зміни; вага людей та ремонтних матеріалів у зонах обслуговування обладнання; навантаження від вітру, снігу та ожеледі; навантаження з повними нормативними значеннями, а також навантаження, які виникають при виготовленні, зберіганні, транспортуванні та монтажі конструкцій.

Технологічні навантаження (від обладнання, матеріалів, людей тощо) встановлюють за очікуваними найбільшими значеннями для передбачуваних умов експлуатації на підставі даних стандартів і каталогів, а для нестандартного обладнання – за даними заводів, що його виготовляють, або за робочими кресленнями. Відповідні коефіцієнти надійності щодо навантаження наведені в табл. 1.1.

Таблиця 1.1- Значення коефіцієнтів надійності щодо навантаження для сталих навантажень

Конструкції, ґрунти	γ_f
1	2
Конструкції:	
металеві	1,05

те саме, коли зусилля від власної ваги перевищують 50% загальних зусиль	1,1
бетонні з середньою питомою густиною понад 1600 кг/м ³ , залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,1
бетонні з середньою питомою густиною до 1600 кг/м ³	1,2
Ізоляційні, вирівнювальні та оздоблювальні шари, що виконуються:	
в заводських умовах	1,2
на будівельному майданчику	1,3
Грунти:	
природного залягання	1,1
насипі	1,15
Конструкції і ґрунти, зменшення ваги яких погіршують умови роботи під навантаженням	0,9

Атмосферні навантаження (від снігу, вітру, ожеледі) та температурні впливи визначають за середніми річними значеннями залежно від географічного району будівництва або за значеннями, що відповідають середньому періоду їх перевищення. За даними гідрометеорологічних служб території всіх країн світу районовані за кліматичними характеристиками (температура, відносна вологість, вага снігового покриву, тиск вітру). Україна розташована в другому макрокліматичному районі (з помірним кліматом) і в свою чергу поділена на два снігових та три вітрових райони. Для кожного району встановлені нормативні значення снігового навантаження на 1 м² площі горизонтальної проекції S_0 (за даними снігознімання на ділянці, що захищена від вітру, за період, не менший ніж 10 років) та вітрового тиску W_0 (за даними про швидкість вітру на рівні 10 м над поверхнею землі, яка відповідає 10-хвилинному усередненому інтервалу та може бути перевищена в середньому один раз за 5 років). Межа між двома сніговими районами України проходить приблизно через міста Коростель – Вінницю – Умань –

Кременчук – Ізюм – Міллерово (Росія). На південь і захід від цієї лінії розташований перший район, для якого $S_0=0,5$ кПа (50 кг/м^2). Для другого району (Житомир, Вінниця, Черкаси, Київ, Чернігів, Суми, Полтава, Харків) $S_0=0,7$ кПа. Виняток, також як і для вітрових районів, становлять гірські території Карпат та Криму, для яких такі дані треба отримати безпосередньо в установах гідрометеослужби. Більшість території України розташована в третьому вітровому районі ($W_0=0,38$ кПа). Північні частини Волинської, Рівненської та Житомирської областей належать до першого району ($W_0=0,23$ кПа), а міста Житомир, Вінниця, Київ, Чернігів, Суми, Харків, Полтава, Черкаси, Кіровоград – до другого району ($W_0=0,3$ кПа). Для визначення навантаження на конструкцію від снігу слід врахувати коефіцієнт μ переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття, де нерівномірність розподілу снігу залежить від обрису покрівлі:

$$S = S_0 \times \mu$$

Таблиця 1.2 Значення коефіцієнтів надійності щодо навантаження для тимчасових навантажень

Навантаження	γ_f
1	2
Вага:	
стаціонарного обладнання	1,05
ізоляція стаціонарного обладнання	1,2
заповнювачів обладнання (в тому числі резервуарів та трубопроводів):	1,0
рідких	1,1
суспензій, шламів, сипучих тіл	1,2
навантажувачів, електрокарів (з навантаженням)	
Рівномірно розподілені навантаження при повному нормативному значенні:	
до 2 кПа	1,3
2 кПа і більше	1,2

Зосереджені навантаження на перекриття, покриття, сходи, балкони та поручні	1,2
Кранові навантаження	1,1
Снігові навантаження при відношенні нормативного значення рівномірно розподіленого навантаження від ваги покриття, з урахуванням ваги стаціонарного обладнання, до нормативного значення ваги снігового покриву:	
до 0,8	1,6
0,8 і більше	1,4
Вітрові навантаження	1,4
Навантаження від ожеледі (за винятком випадків, на які є вказівка в спеціальних нормативних документах)	1,3
Температурні кліматичні дії	1,1

Нормативне значення вітрового навантаження:

$$\omega = \omega_0 \times K \times C,$$

де K – коефіцієнт підвищення швидкісного тиску вітру впродовж висоти; C – аеродинамічний коефіцієнт, який враховує конфігурацію перепони.

Сейсмічні та вибухові впливи, аварійні навантаження, пов'язані з різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовим виходом з ладу обладнання, деформаціями підвалин, що супроводжується зміною структури ґрунту або його просіданням, належать до особливих навантажень. Їх значення встановлюють згідно з вимогами відповідних норм.

На базі аналізу реальних варіантів одночасної дії та можливості появи різних схем прикладення тимчасових навантажень нормами передбачається два види сполучення навантажень: основні, що включають сталі, тривалі та короточасні навантаження, та особливі, які складаються зі сталих, тривалих, короточасних та одного з особливих навантажень. Навантаження, для яких

встановлено два нормативних значення, заносять до сполучень, які вважаються або як тривалі (знижені), або як короткочасні (повні).

Коефіцієнти сполучень, що враховують при цьому, наведені в табл. 1.3

Розрахунком не завжди вдається врахувати всі обставини роботи конструкцій. Наприклад, у стиснутих елементах значної гнучкості досить легко можуть з'являтися пластичні деформації при транспортуванні або монтажі, що може призвести до втрати загальної стійкості. У цих та інших випадках вводиться коефіцієнт умов роботи конструкцій γ_c як множник до розрахункового опору. Величина цього коефіцієнта в межах значення γ_c від 0,7 до 1,2.

Таблиця 1.3- Коефіцієнти сполучень навантажень

Сполучення	Навантаження			
	сталі	тривалі	короткочасні	особливі
Основні:				
сталі + I тривалі	1,0	1,0	—	—
сталі + I короткочасні	1,0	—	1,0	—
сталі + тривалі + короткочасні	1,0	0,95	0,9*	—
Особливі	1,0	0,95	0,8	1,0

* При урахуванні трьох та більше короткочасних навантажень допускається брати коефіцієнти сполучень: 1,0 – для першого за ступенем важливості навантаження; 0,8 – для другого; 0,6 – для решти.

Оскільки конструкції мають різне призначення і відповідальність, то й вимоги надійності різні. Вимоги до надійності враховуються коефіцієнтом

надійності за призначенням γ_n , на який ділять розрахунковий опір матеріалу. Величина γ_n можна приймати спираючись на “Правилами врахування ступеня відповідальності будівель і споруд при проектуванні конструкцій”, які вміщені у СНиП II - 23 81*.

1. Так, для споруд, що мають особливо важливе значення і відповідальність $\gamma_n=1,0$
2. Для об'єктів, які мають важливе значення (споруди промислового, сільськогосподарського та житлового призначення) $\gamma_n=0,95$

Будови та споруди, які мають обмежене значення (склади, теплиці, одноповерхові житлові будинки) $\gamma_n=0,9$.

2. Перевірка місцевої стійкості стінок головних балок

Втрата місцевої стійкості стінок коробчатої балки з рейкою по осі пояса може статися в результаті дії лише дотичних або тільки нормальних напруг або при сумісному дії дотичних і нормальних напруг.ія дотичних напругМаксимальні дотичні напруги виникають в основному на ділянках кінцевих частин балки, де діє найбільша поперечна сила, а вплив згинального моменту можна знехтувати Величину дотичних напруг у стінці визначають за формулою:

$$\tau = \frac{Q}{2 \cdot h \cdot \delta_c}$$

де Q - поперечна сила, що діє в опорному перерізі балки; h - висота стінки; δ_c - товщина стінки; 2 - кількість стін, що сприймають поперечне навантаження.Умови забезпечення місцевої стійкості

$$\frac{\tau}{\tau_{\text{кр}}} \leq 0,9 ,$$

де $\tau_{\text{кр}}$ - критичні дотичні напруги, при яких відбувається втрата стійкості,

$$\tau_{\text{кр}} = [125 + 95 \left(\frac{a}{b} \right) + \left(\frac{\delta_c}{b} \right)] 10^4 , \text{ МПа},$$

де a і b — більша та найменша сторони прямокутної пласти-
ни між поясами та великими діафрагмами.

При однакових запасах міцності та місцевої стійкості, прийнявши, $\tau_{\text{кр}}$
рівним межі плинності ($\tau_{\text{кр}} = 0,6\sigma_T$), можна отримати умову, коли не
потрібне встановлення поперечних
ребер жорсткості (великих діафрагм):

$$S = \frac{h_0}{\delta_c} < 70 \sqrt{\frac{210}{R_y}} ,$$

де h_0 , S - висота та гнучкість стінки.

Таким чином, стійкість стінок при дії дотичних напруг навіть за
відсутності ребер жорсткості буде забезпечена, якщо забезпечена їхня
міцність. З огляду на те, що у стінці неминуче діють і нормальні напруги
(навіть незначні), рекомендується приймати для вуглецевих сталей $h_0 <$
 $60\delta_c$, а низьколегованих $h_0 < (50 \dots 55)\delta_c$. При однакових запасах міцності
та місцевої стійкості, прийнявши, $\tau_{\text{кр}}$ рівним межі плинності ($\tau_{\text{кр}} = 0,6\sigma_T$),
можна отримати умову, коли не потрібне встановлення поперечних ребер
жорсткості (великих діафрагм):

$$S = \frac{h_0}{\delta_c} < 70 \sqrt{\frac{210}{R_y}} ,$$

де h_0 , S - висота та гнучкість стінки

Таким чином, стійкість стінок при дії дотичних напруг навіть за відсутності ребер жорсткості буде забезпечена, якщо забезпечена їхня міцність. З огляду на те, що у стінці неминує діють і нормальні напруги (навіть незначні), рекомендується приймати для вуглецевих сталей $h_0 < 60\delta_c$, а низьколегованих $h_0 < (50...55)\delta_c$.

Дія нормальних напруг

Для середини балки в зоні дії максимального згинального моменту і, отже, максимальної нормальної напруги при дуже малих дотичних напругах перевірка місцевої стійкості стінки проводиться за умовою:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{кр}} \leq 0,9$$

де $\sigma_{кр}$ - критичні напруження, при яких відбувається втрата стійкості.

Для стінок коробчастих балок за відсутності місцевих навантажень на стінку:

$$\sigma_{кр} = 746 \left(\frac{\delta_c}{h_0} \right)^2 10^4, \text{ МПа.}$$

Аналогічно попередньому випадку при гнучкості

$$S = \frac{h_0}{\delta_c} \leq 100 \sqrt{\frac{746}{\sigma_T}} \approx 176$$

достатньо зміцнити стінку тільки основними діафрагмами: для вуглецевих сталей при $S < 160$; для низьколегованих при $S < 145$. При гнучкості $S < 265$ для вуглецевих сталей і $S < 225...240$ для низьколегованих сталей необхідно встановлювати поздовжнє ребро жорсткості на відстані $(0,2 \dots 0,25)h_0$ від верхнього пояса. Якщо цього недостатньо, встановлюють два поздовжні ребра: перше — на відстані $(0,15...0,20)h_0$, друге — на відстані $(0,32...0,40)h_0$ від верхнього пояса.

Спільна дія дотичних та нормальних напруг

Для перерізів, у яких діють значний згинальний момент та значна поперечна сила, після розміщення основних діафрагм проводиться перевірка місцевої стійкості за умов:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{\text{кр}}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{\text{кр}}}\right)^2} \leq 0,9.$$

При встановленні як поперечних, так і поздовжніх ребер жорсткості місцева стійкість відсіків стінки над поздовжнім ребром жорсткості і під ним перевіряється окремо. Перша пластинка, розташована між стислим поясом і поздовжнім ребром, перевіряється за такою формулою:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{\text{кр1}}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{\text{кр}}}\right)^2} \leq 0,9,$$

$$\sigma_{\text{кр1}} = \frac{1}{1 - \frac{b_1}{h}} \left(\frac{1000\delta_c}{h} \right)^2;$$

b_1 - відстань від верхнього пояса до поздовжнього ребра.

Друга пластинка, розташована між поздовжнім ребром та нижнім поясом, перевіряється за формулою:

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma}{\sigma_{\text{кр2}}} \left(1 - 2 \frac{b_1}{h} \right) \right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{\text{кр}}} \right)^2} \leq 1,0,$$

де

$$\sigma_{\text{кр2}} = \frac{1,14}{\left(0,5 - \frac{b_1}{h} \right)^2} \left(\frac{1000\delta_c}{h} \right)^2.$$

Стійкість стінок балок асиметричного перерізу (з більш розвиненим стиснутим поясом) перевіряють аналогічним чином із наступними змінами.

Для стінок, укріплених лише поперечними ребрами жорсткості, у формулі під висотою стінки h розуміється подвоєна відстань від нейтральної осі до розрахункової (стиснутої) межі відсіку.

Для стінок, укріплених поперечними ребрами та одним поздовжнім

ребром, розташованим у стиснутій зоні, замість $\frac{b_1}{h}$

підставляють $\frac{\alpha b_1}{2h}$

де $\chi = \frac{(\sigma - \sigma_p)}{\sigma}$; σ_p — крайова напруга, при розтягуванні (зі знаком мінус) біля розрахункової межі відсіку.

Конструктивні виконання ребер жорсткості (діафрагм)

Великі діафрагми виконуються з листового прокату і приварюються до верхнього пояса та стінок. У ряді робіт рекомендується не приварювати діафрагми до пояса в зоні розташування рейки, а здійснювати їх щільне припасування. Між нижньою кромкою діафрагми та нижнім поясом залишають зазор 10 мм.

При досить великих розмірах балок зменшення металоємності в діафрагмах робиться виріз. (рис 1,1).

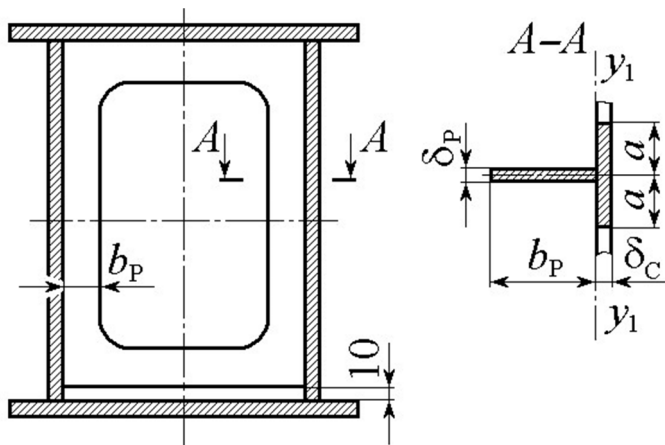


Рисунок 2.1 Велика діафрагма з вирізом

З умов забезпечення стійкості як стінки, так і діафрагми

розмір виступаючої частини ребра приймається $b_p \geq \frac{h}{30} + 40 \text{ мм}$

Товщина ребра з умови забезпечення його стійкості має бути:

- для сталі Ст.3 $\delta_p \geq b_p / 15$

- для низьколегованої сталі $\delta_p \geq b_p / 12$

Момент інерції діафрагми щодо площини стінки (вісь y_1-y_1) має бути:

$$J_p \geq 3h\delta_c$$

де h і δ_c - висота і товщина стінки.

При визначенні моменту інерції діафрагми до розрахунку повинна включатися частина стінки $a = 20 \cdot \delta_c$. Верхній край діафрагми перевіряється за умовами її роботи на стискання. Найбільша напруження стиснення на кромці діафрагми при розташуванні колеса візка прямо над нею:

$$\tau = 1,15 \frac{D}{S\delta_d} \sin \frac{\pi S}{2z_0} \leq {}^3_0 R$$

Тут D - тиск колеса візка; S – майданчик контакту рейки з поясом: для кранових рейок $S = 0,6 \cdot B_p$, де B_p – ширина підшви рейки; для залізничних колій $S = B_p$; δ_d - товщина діафрагми (з накладками, якщо вони є);

$$|z_0| = 2,6C = 8,53\sqrt{\frac{J_{\Pi}}{\delta_d}},$$

де J_{Π} - власний момент інерції пояса; $C = 3,25$ для зварних балок.

Діафрагми не рекомендується приварювати до пояса у зоні підшви рейки.

До стінок балок діафрагми доцільно приварювати двостороннім швом з повним проваром.

Поздовжні ребра жорсткості, що забезпечують місцеву стійкість стінок балки, самі повинні мати необхідну жорсткість і міцність.

Поздовжні ребра жорсткості для стін ставляться на відстані від крайньої стиснутої кромки стінки:

- при одному ребрі $b_1 = (0,2 \dots 0,25) h$;

- при двох ребрах $b_1 = (0,15 \dots 0,2) h$; $b_2 = (0,32 \dots 0,4) h$.

Необхідні значення моменту інерції поздовжнього ребра щодо площини стінки визначають за рекомендаціями ВНДПТМАШ.

Замість ребер, що приварюються, може бути використаний листовий прокат з гофрами (рис.1.2), або в якості поздовжніх ребер жорсткості можуть приварюватися листи, куточки, швелери (рис. 1.3).

Поздовжні ребра розміщують між великими діафрагмами, не зварюючи між собою діафрагму та поздовжнє ребро.

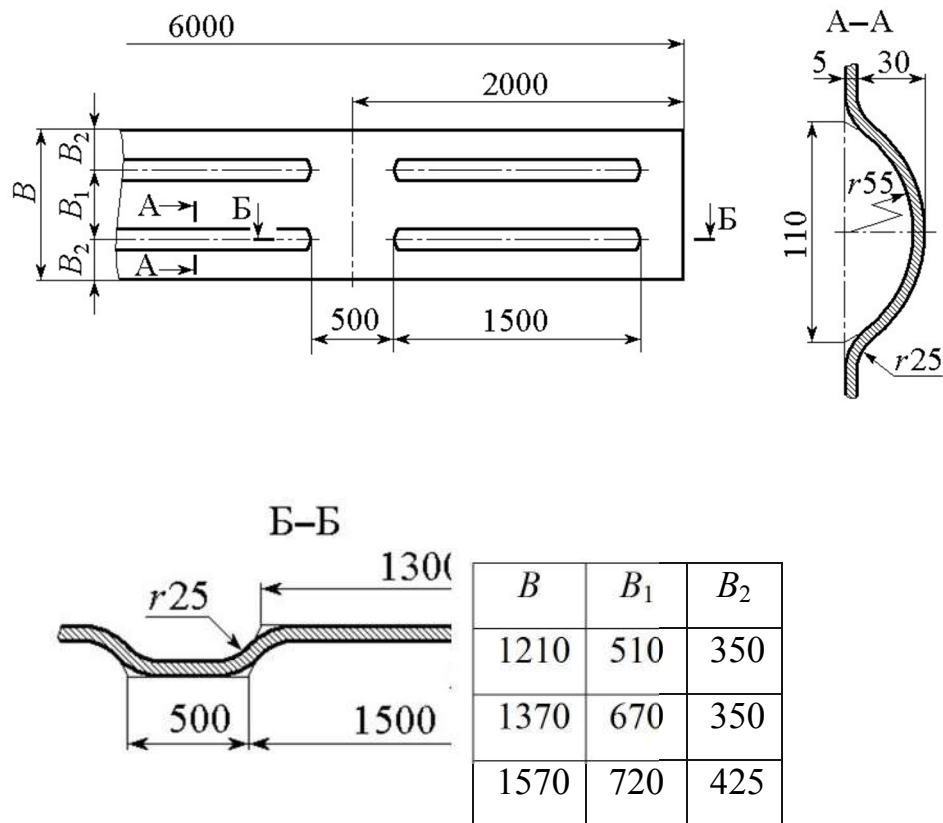


Рисунок 2.2 - Листовой прокат с закрытыми периодически повторяющимися гофрами

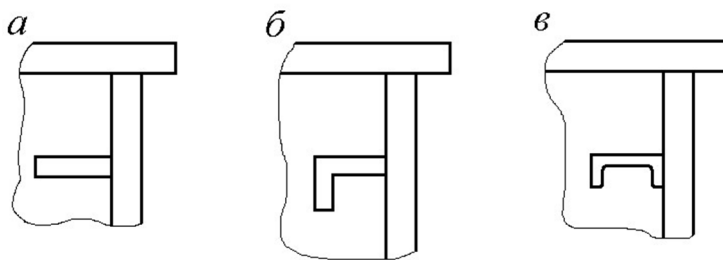


Рисунок 2.3 - Варианты ребер жесткости з проката

Таблиця 2.1 - Розрахункові моменти інерції продольного ребра

b_1/h	Необхідний момент інерції продольного ребра	Граничні значення	
		мінімальні	максимальні
0,2	$\left(2,5 - 0,5 \frac{a}{h}\right) \frac{a^2}{h} \delta_c^3$	$1,5h\delta_c^3$	$7h\delta_c^3$
0,25	$\left(1,5 - 0,4 \frac{a}{h}\right) \frac{a^2}{h} \delta_c^3$	$1,5h\delta_c^3$	$3,5h\delta_c^3$
0,3	$1,5h\delta_c^3$	—	—

3. Перевірка стійкості позацентрово-стиснутих елементів конструкцій

Втрата стійкості у позацентрово-стиснутих елементах відбувається при нижчих рівнях напружень ніж у центрально-стиснутих. Це пов'язано з тим, що згинальні моменти зумовлюють викривлення стержня вже при початкових рівнях навантажень.

Умова перевірки стійкості згідно з нормативними документами має вигляд

$$\sigma = \frac{N}{\phi_e A} \leq R_y \gamma_c,$$

де ϕ_e - коефіцієнт, яким розрахунковий опір приводиться до значення критичних напружень (у СНиПі має назву коефіцієнт зниження розрахункових опорів при позацентровому стиску). Величину ϕ_e приймають залежно від зведеного відносного ексцентриситету і умовної гнучкості. Зведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m,$$

η - коефіцієнт впливу форми перерізу (він враховує ступінь ослаблення перерізу пластичними деформаціями при втраті стійкості); m – відносний ексцентриситет.

Для елементів з суцільним перерізом

$$m = \frac{eA}{W_c} = \frac{MA}{NW_c},$$

e – ексцентриситет прикладення нормальної сили; A – площа перерізу; W_c – момент опору перерізу для найбільш стиснутого волокна.

При наскрізних перерізах з ґратками чи планками, розміщеними у площині дії згинального моменту, значення зведеного відносного ексцентриситету визначають

$$m = e \frac{Aa}{I},$$

де a – відстань від головної осі перерізу, перпендикулярної площині згину, до осі найбільш стиснутої вітки.

Умовна гнучкість визначається як і для центрально-стиснутих елементів

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

Оскільки згинальний момент несприятливо впливає на стійкість, бажано переріз орієнтувати так, щоб площа його найбільшої жорсткості співпадала з площиною дії згинального моменту. Треба враховувати можливість втрати стійкості у напрямку меншої жорсткості, тобто перпендикулярно до площини дії моменту. У цьому випадку критичні напруження визначають як для центрально-стиснутих елементів

$$\sigma = N / A_{\text{сф}} \leq R_y \gamma_c,$$

де c – коефіцієнт, який враховує негативний вплив згину в площині, перпендикулярній дії моменту; ϕ_y – коефіцієнт поздовжнього згину в площині, перпендикулярній до площини дії моменту. При дії згинальних моментів в обох площинах стійкість стержня буде ще нижчою. Проектування та розрахунок таких стержнів треба робити за вказівками нормативних документів. Крім розрахунків загальної стійкості, треба забезпечувати стійкість стінок та полочок стиснутих елементів та елементів, що згинаються.

Граничні стани першої групи перевіряють за впливом навантаження за весь час експлуатації.

Граничні стани другої групи перевіряють на нормативні навантаження і впливи, які відповідають нормальній експлуатації конструкцій.

Таблиця 3.2

Група граничних станів	Граничний стан	
	вид	характеристика
Перша	Несуча здатність	Руйнування пластичне, крихке та через втому. Втрата стійкості форми або положення. Перехід до системи, що змінюється.
	Повна непридатність до експлуатації	Поява текучості матеріалу, зсувів у з'єднаннях, резонансних коливань. Якісна зміна конфігурації.

Друга	Непридатність до нормальної експлуатації	Поява недопустимих переміщень, горизонтальних зсувів, поворотів, коливань тощо.
-------	--	---

Окремі заходи по запобіганню втрати місцевої стійкості стінок прогінних балок можна розглянути на прикладі ряду патентів де такі проблеми вирішуються конструктивними методами.

4. Конструктивні методи підвищення місцевої стійкості стінок пролітних балок.

Підвищення місцевої стійкості стінок головних балок мостових кранів пов'язані з проведенням додаткових технологічних операцій, особливо зварювальних. Все це здорожчує виробництво, і веде до зростання нових концентраторів напружень, які в свою чергу суттєво знижують втомну довговічність металоконструкції в цілому. Розробка конструктивних засобів, які б дозволили зменшити кількість діафрагм, ребр, а отже і зварних швів без зниження несучої здатності головних балок є актуальною дослідницькою роботою. З цією метою був проведений критичний огляд декількох технічних рішень, які знайшли відображення в патентах на корисну модель прогінних балок. Розглянемо їх послідовно.

4.1. Аналіз патенту 94011 на корисну модель «БАЛКА ПРОГІННА»

Патент відноситься до галузі підйимально-транспортних машин, а саме до прогінних балок кранів мостового типу.

Прогінна балка для кранів мостового типу, що містить верхній та нижній пояси, що з'єднані паралельними стінками, які розташовані вздовж

повздожньої осі балки. Така конструкція є базовою для прогінних балок та має однакові поперечні перерізи уздовж повздожньої осі балки, а саме - у вигляді коробки.

У цієї прогінної балки стінки встановлені з однаковим нахилом, тому вона має однакове конструктивне виконання вздовж повздожньої осі балки, яке не враховує зростання напружень в напрямі до центру прогінної балки. Таке рішення не забезпечує просторову жорсткість балки, внаслідок нерівномірності розподілу напружень на елементи в поперечних перерізах уздовж повздожньої осі балки.

Ідея патенту полягає в створенні прогонної балки з підвищеною просторовою жорсткістю за рахунок рівномірного розподілу напружень на елементи в поперечних перерізах уздовж повздожньої осі балки та можливість виконання балки рівного опору.

Для вирішення поставленої задачі, у прогінній балці, переважно для кранів мостового типу, що містить верхній та нижній пояси, які з'єднані стінками, які послідовно встановлені вздовж повздожньої осі балки з протилежним нахилом суміжних стінок під кутом α до осі балки, згідно патенту кут α нахилу стінок до повздожньої осі балки є параметром моменту опору поперечного перерізу балки і визначається в залежності від величини згинального моменту у відповідному поперечному перерізі балки та збільшується до центру балки.

В окремому варіанті виконання кут α визначається за формулою:

$$\alpha_n = \arccos \frac{(1,2...1,4)\delta_B}{\delta_{\text{РЕАЛ } n}},$$

де

$$\delta_{\text{РЕАЛ}} = \frac{2(3HW_n - Ba^3 - 3Ba(H - a)^2)}{(H - 2a)^3}$$

α_n - кут у відповідному секторі балки;

$W_n = \frac{M_n}{\sigma}$ - величина моменту опору поперечного перерізу у відповідному секторі балки, м^3 ;

δ_B - товщина стінки у базовому варіанті балки, м;

H - висота балки, м;

B - ширина балки, м;

a - товщина поясу, м;

M - величина згинального моменту в відповідному секторі, Н·м;

$[\sigma]$ - величина допустимої напруги, Па;

n - номер сектору, починаючи з середини балки.

На рис. 4.1 - Прогінна балка (вид зверху);

на рис. 4.2- Прогінна балка, (вид збоку);

на рис. 4.3 - Переріз А-А рисунок 4.2;

на рис. 4.4 - Місцевий вигляд D рисунку 4.1;

на рис. - розрахункова схема прогінної балки;

на рис. - епюра згинального моменту для розрахунку прогінної балки,

на рис. - переріз прогінної балки, яка вибрана у якості базової.

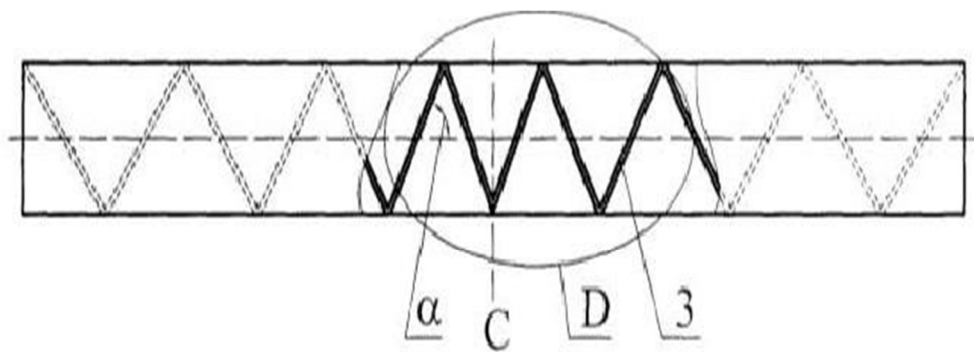


Рисунок 4.1- Прогінна балка, (вид зверху).

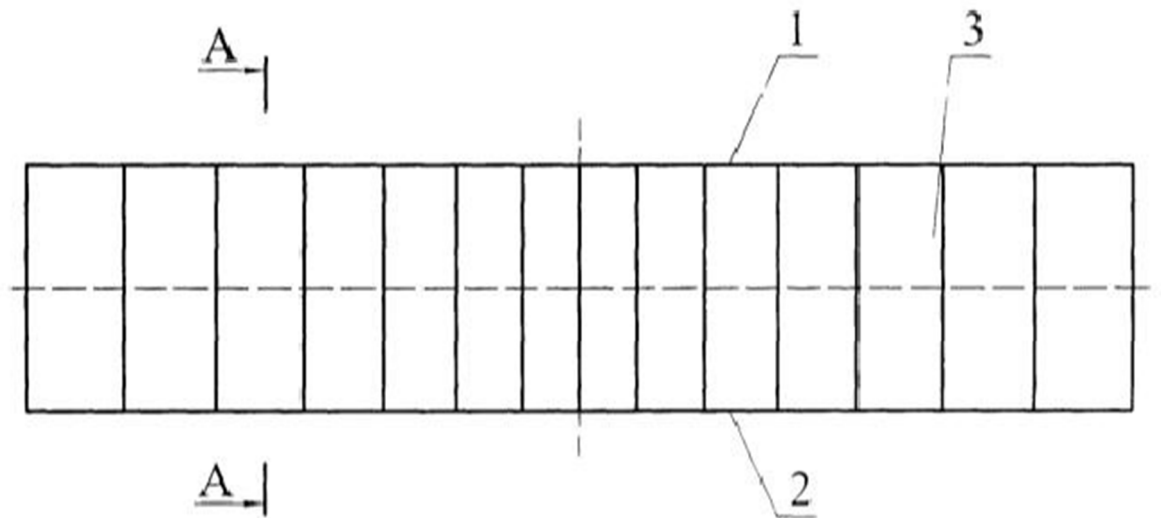


Рисунок 4.2 - Прогінна балка, (вид збоку).

Прогінна балка на рис. містить верхній пояс 1, нижній пояс 2 та стінки 3, які примикають до внутрішніх поверхонь поясів 1 та 2. Стінки 3 поспідовно встановлені під кутом α вздовж повздовжньої осі балки з протилежним нахилом суміжних стінок 3. Кут α є параметром моменту опору поперечного перерізу балки і визначається в залежності від величини згинального моменту в відповідному поперечному перерізі балки, який розташований у відповідному секторі балки. Кут α нахилу стінок до повздовжньої осі балки збільшується в напрямку до центру балки С.

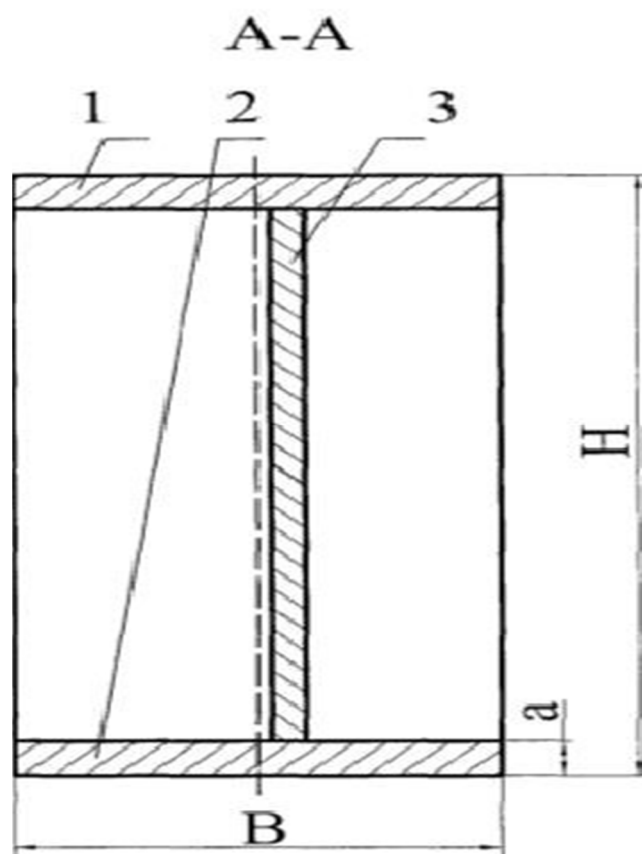


Рисунок 4.3 - Переріз А-А

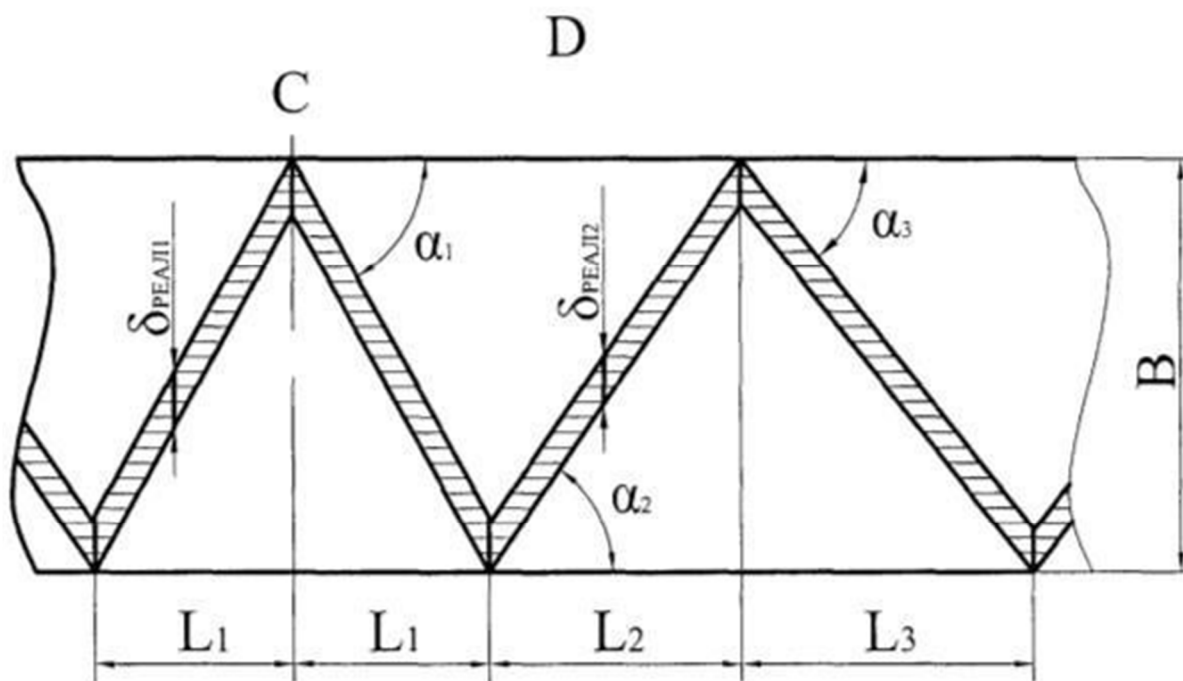


Рисунок 4.4 - Місцевий вигляд D

В окремих випадках α визначаються формулою:

$$\alpha_n = \arccos \frac{(1,2 \dots 1,4) \delta_B}{\delta_{\text{РЕАЛ } n}}$$

де

$$\delta_{\text{РЕАЛ}} = \frac{2(3HW_n - Ba^3 - 3Ba(H - a)^2)}{(H - 2a)^3}$$

α_n - кут у відповідному секторі балки;

$W_n = \frac{M_n}{\sigma}$ - величина моменту опору поперечного перерізу у відповідному секторі балки, м³;

δ_B - товщина стінки у базовому варіанті балки, м;

H - висота балки, м;

B - ширина балки, м;

a - товщина поясу, м;

M - величина згинального моменту в відповідному секторі, Н·м;

$[\sigma]$ - величина допустимої напруги, Па;

n - номер сектору, починаючи з середини балки.

Для реалізації вказаного винаходу необхідно визначити значення кута α нахилу кожної стінки 3 до повздовжньої осі балки у відповідному секторі балки, які позначені як L1, L2, L3 та Ln (див. Рис.4.5, рис.4.6).

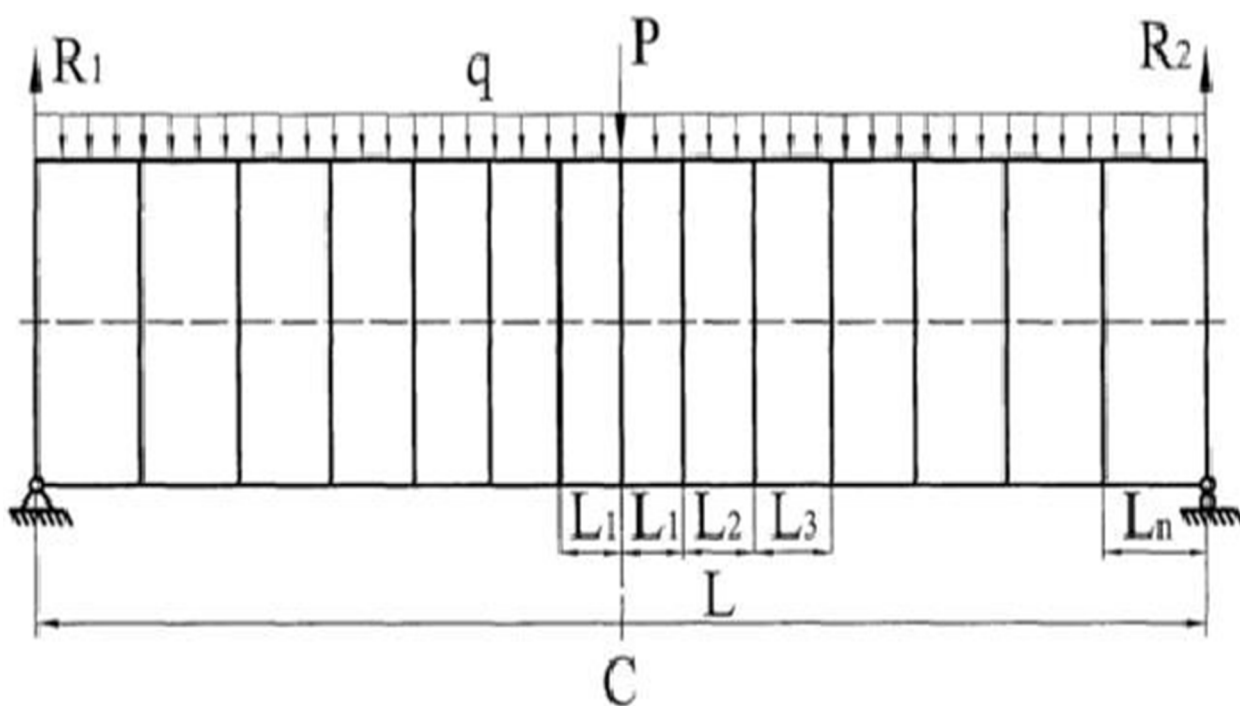


Рисунок 4.5 - Розрахункова схема прогінної балки.

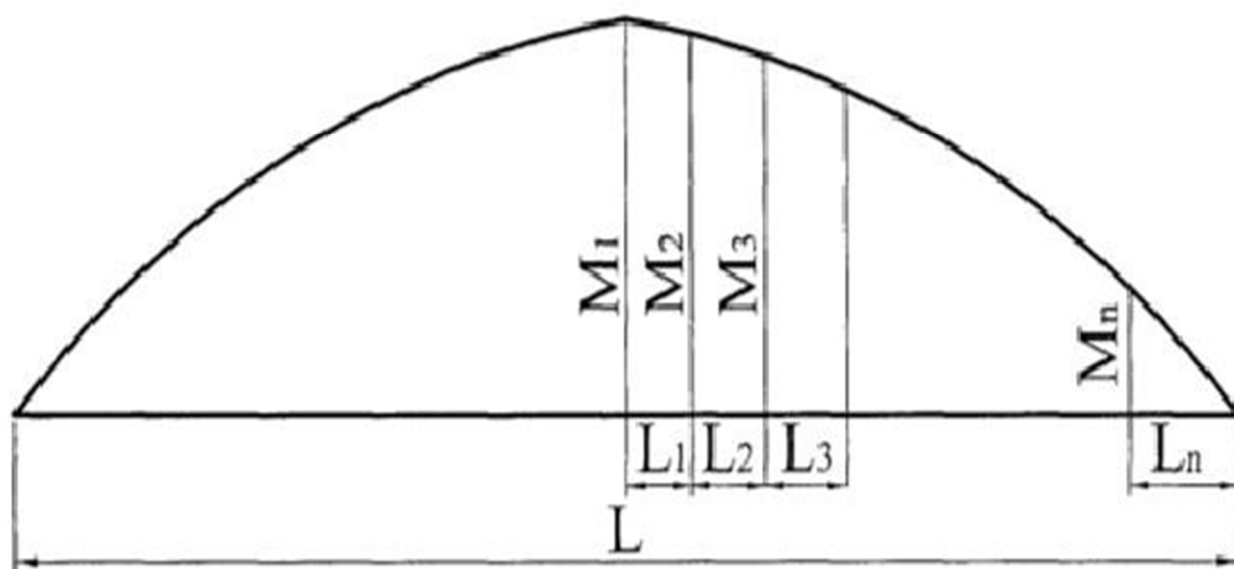


Рисунок 4.6 - Епюра згинального моменту для розрахунку прогінної балки.

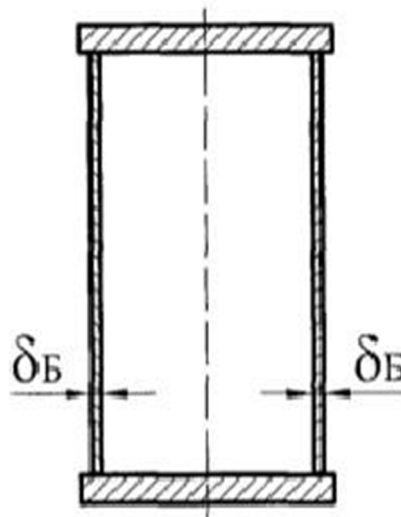


Рисунок 4.7 - Переріз прогінної балки, яка вибрана у якості базової.

Для наочності розглянемо приклад розрахунку кута нахилу стінки прогонної балки на прикладі схеми наведеної на рис.4.5. Для розрахунку були вибрані наступні параметри:

- маса вантажу $Q = 16$ т;
- прогін балки $L = 16,5$ м;
- маса балки $M_B = 2600$ кг;
- маса вантажного візка $M_T = 9000$ кг;
- висота балки $H = 0,9$ м;
- ширина балки $B = 0,35$ м;
- товщина поясу $a = 0,008$ м;
- товщина стінки у базовому варіанті балки $\delta_B = 0,006$ м
- допустима напруга $[\sigma] = 120$ МПа

Розрахунок величини кута α стінки 3 до повздовжньої осі балки проводиться наступним чином (див. рисунку 1.5):

визначаємо навантаження від зосередженого зусилля P та розподіленого навантаження q

$$P = \frac{(Q + M_T) \cdot g}{2} = \frac{(1600 + 9000) \cdot 9,81}{2} = 122625H;$$

$$q = \frac{M_6 \cdot g}{L} = \frac{2600 \cdot 9,81}{16,5} = 1546 \text{ Н/м}$$

Визначаємо реакцію опори R_1

$$R_1 = \frac{P \cdot \frac{L}{2} + q \frac{L^2}{2}}{2} = \frac{122625 \cdot \frac{16,5}{2} + 1546 \frac{16,5^2}{2}}{2} = 74067 \text{ Н.}$$

Визначаємо максимальну величину згинального моменту в відповідному секторі L_1 балки (згинальний момент M_1 у першому перетині)

Визначаємо $\delta_{\text{РЕАЛ1}}$ для 1-ї стінки

$$\begin{aligned} \delta_{\text{РЕАЛ1}} &= \frac{2(3HW_n - Ba^3 - 3Ba(H - a)^2)}{(H - 2a)^3} = \\ &= \frac{2(3 \cdot 0,9 \cdot 0,00465 - 0,35 \cdot 0,008^3 - 3 \cdot 0,35 \cdot 0,008 \cdot (0,95 - 0,008)^2)}{(0,9 - 2 \cdot 0,008)^3} = \\ &= 0,017 \text{ м.} \end{aligned}$$

Тоді отримаємо кут нахилу α 1-ї стінки:

$$\alpha_1 = \arccos \frac{(1,2 \dots 1,4)\delta_B}{\delta_{\text{РЕАЛ}n}} = \arccos \frac{1,33 \cdot 0,006}{0,0117} = 62^\circ$$

Для визначення кута α_2 нахилу наступної стінки визначаємо довжину 1-го сектору

$$L_1 = (B - \delta_{\text{РЕАЛ1}}) \cdot \text{tg}(90 - \alpha_1) = (0,35 - 0,017) \cdot \text{tg}(90 - 62) = 0,177 \text{ м.}$$

$$\begin{aligned} \delta_{\text{РЕАЛ2}} &= \frac{2(3HW_n - Ba^3 - 3Ba(H - a)^2)}{(H - 2a)^3} = \\ &= \frac{2(3 \cdot 0,9 \cdot 0,00456 - 0,35 \cdot 0,008^3 - 3 \cdot 0,35 \cdot 0,008 \cdot (0,95 - 0,008)^2)}{(0,9 - 2 \cdot 0,008)^3} = \\ &= 0,0163 \text{ м.} \end{aligned}$$

Кут нахилу α і нахилу 2-ї стінки дорівнює

$$\alpha_2 = \arccos \frac{(1,2 \dots 1,4)\delta_B}{\delta_{\text{РЕАЛ}n}} = \arccos \frac{1,33 \cdot 0,006}{0,0163} = 61^\circ$$

Для визначення кута α_3 нахилу наступної стінки визначаємо довжину 2-го сектору

$$L_2 = (B - \delta_{\text{РЕАЛ2}}) \cdot \operatorname{tg}(90 - \alpha_2) = (0,35 - 0,0163) \cdot \operatorname{tg}(90 - 61) = 0,187 \text{ м.}$$

$$M_1 = R_1 \cdot \frac{L}{2} - \frac{q \left(\frac{L^2}{2} \right)}{2} = 74067 \cdot \frac{16,5}{2} - \frac{1546 \left(\frac{1,5^2}{2} \right)}{2} = 558440 \text{ Н} \cdot \text{м.}$$

Будуємо епюру згинального моменту (див. рис.4.6)

Розрахунок величини кута α_3 стінки 3 до повздовжньої осі балки у секторі L_1 визначається наступним чином :

Визначається необхідний момент опору 1-ї стінки

$$W_1 = \frac{M}{\sigma} = \frac{558440}{120000000} = 0,00465 \text{ м}^3$$

За значенням епюри згинального моменту та довжиною 1-го сектору L_1 визначаємо величину моменту опору для 2-го сектора L_2

$$W_2 = \frac{M}{\sigma} = \frac{547591}{120000000} = 0,00456 \text{ м}^3$$

За епюрою згинаючого моменту та довжиною 2-го сектору L_2 визначаємо величину моменту опору для 3-го сектора L_3

$$W_3 = \frac{M}{\sigma} = \frac{536052}{120000000} = 0,00447 \text{ м}^3$$

Визначаємо $\delta_{\text{РЕАЛ3}}$ для 1-ї стінки

$$\begin{aligned} \delta_{\text{РЕАЛ3}} &= \frac{2(3HW_n - Ba^3 - 3Ba(H - a)^2)}{(H - 2a)^3} = \\ &= \frac{2(3 \cdot 0,9 \cdot 0,00447 - 0,35 \cdot 0,008^3 - 3 \cdot 0,35 \cdot 0,008 \cdot (0,95 - 0,008)^2)}{(0,9 - 2 \cdot 0,008)^3} = \\ &= 0,0156 \text{ м.} \end{aligned}$$

Отримуємо кут нахилу α і нахилу 3-ї стінки:

$$\alpha_3 = \arccos \frac{(1,2 \dots 1,4)\delta_B}{\delta_{\text{РЕАЛ } n}} = \arccos \frac{1,33 \cdot 0,006}{0,0156} = 59^\circ$$

Далі послідовно визначаємо величини кутів вертикальних стінок до досягнення кінця прогону - симетрично відносно центру балки С

За рахунок збільшення кута нахилу α стінок 3 до повздовжньої осі балки в напрямку до центру балки С збільшується відносна кількість стінок 3 у центрі балки С, забезпечується підвищення просторової жорсткості балки за рахунок рівномірного розподілу напружень на елементи в поперечних перерізах уздовж повздовжньої осі балки. Таким чином, забезпечується можливість виконання балки рівного опору.

Відома прогінна балка, переважно для кранів мостового типу, яка містить несучі вертикальні стінки, з'єднані верхнім горизонтальним листом і послідовно встановлені по довжині стінок діафрагми, жорстко з'єднаних з вертикальними стінками і верхнім горизонтальним поясом.

В цих пролітних балках діафрагми, розташовані перпендикулярно до горизонтальних листів балки, не впливають на жорсткість при згині та крученні балки і не забезпечують рівномірного розподілу навантажень між елементами перерізу.

Для більш рівномірного розподілу навантажень між елементами перерізу і підвищення просторової жорсткості в відомій балці діафрагми встановлено під кутом 30...60 град. до повздовжньої осі балки, суміжні діафрагми мають протилежно направлений нахил.

Крім того, діафрагми можуть бути встановлені з нахилом як до горизонтальної, так і вертикальної площини. На рис. зображена відома балка в трьох проекціях, з діафрагмами, встановленими з нахилом до горизонтальної площини; на рис. — теж саме, з діафрагмами, встановленими з нахилом до вертикальної площини.

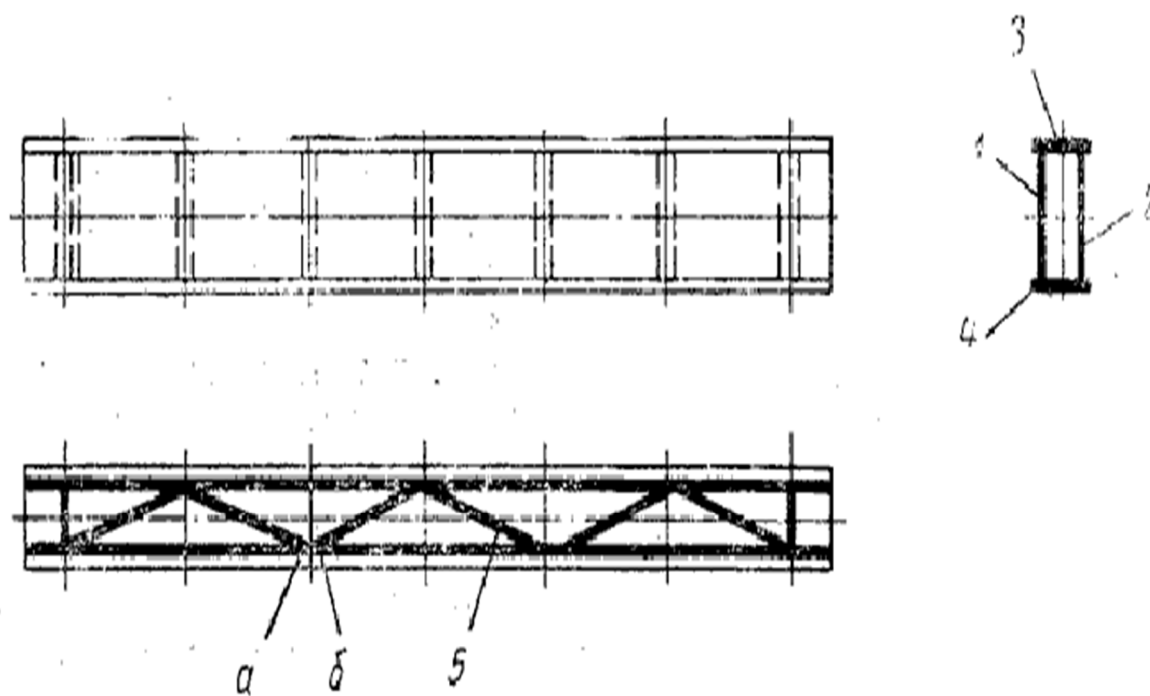


Рисунок 4.8 - Відома балка в трьох проекціях, з діафрагмами, встановленими з нахилом до горизонтальної площини.

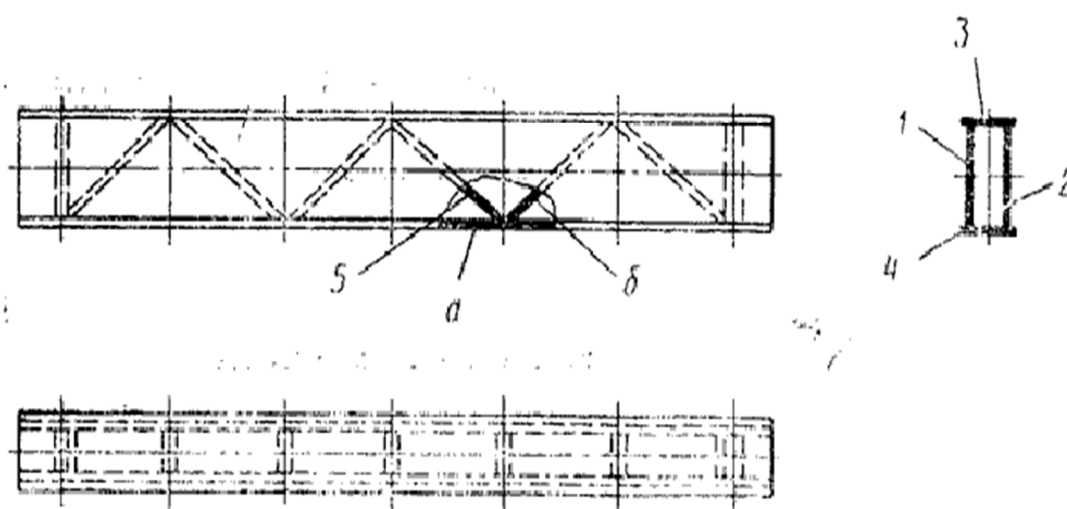


Рисунок 4.9 – Відома балка в трьох проекціях, з діафрагмами, встановленими з нахилом до вертикальної площини

Це дозволяє зробити наступні висновки.

Аналізуючи моделі № 94011, № 470471, приходимо до висновку, що у корисній моделі № 94011 був збільшений момент опору W , але це не призводить до суттєвого покращення роботи балки. Недоліком цієї конструкції є недостатня несуча здатність консольного листа металу верхнього поясу балки на згин перпендикулярно до його площини, що призводить до неможливості проходження навантаження в межах сектора балки, що обумовлено відсутністю поздовжніх стінок балки

У випадку з корисною моделлю № 470471, зазначене розташування діафрагм не попереджує виникнення місцевої втрати стійкості вертикальних стінок балки від дії поперечних сил та згинаючих моментів.

Недоліками відомих прогінних балок є їх висока металомісткість та недостатня просторова жорсткість, внаслідок нерівномірності розподілу напружень у поперечних перерізах уздовж повздовжньої осі балки. Відома прогінна балка, переважно для кранів мостового типу, що містить верхній та нижній пояси, що з'єднані стінками у вигляді симетричної хвилі, або синусоїдальної з постійним радіусом або пилкоподібної з постійним кутом у вершині .

Ця прогінна балка має однакове конструктивне виконання вздовж повздовжньої осі балки, яке не враховує зростання напружень до центру прогінної балки. Таке рішення не забезпечує просторову жорсткість балки, внаслідок нерівномірності розподілу напружень на елементи в поперечних перерізах уздовж повздовжньої осі балки.

4.2 Аналіз патенту № 556103 на корисну модель «Несуча балка прогінної будови мостового крану»

Патент відноситься до вантажопідіймальних пристроїв, зокрема до несучих балок прогінної будови мостового крану.

Відома конструкція балки прогінної будови мостового крану, що містить з'єднані один з одним у нижній частині бокові стінки та поперечні ребра жорсткості, приварені до бокових стінок.

Мета винаходу – зниження трудомісткості виготовлення при збереженні несучої здатності балки.

Для цього балка оснащена повздовжніми ребрами жорсткості, а переріз балки виконано змінним за висотою, причому повздовжні ребра жорсткості приварені до бокових стінок, а поперечні ребра жорсткості встановлені в верхній частині балки.

На рис.4.10 зображена несуча балка, загальний вигляд; на рис. 4.11 – розріз по А-А на рис 4.10 .

Несуча балка прогінної будови мостового крану має бокові стінки 1, поперечні ребра жорсткості 2, повздовжні ребра жорсткості 3, верхню 4 и нижню 5 полосі та торцеві ребра 6. Усі елементи балки з'єднані за допомогою зварювання. Поперечні ребра встановлені у верхній широкій частини балки.

За рахунок викривлення при зварюванні по змінному нижньому контурі бокові стінки в деформованому стані сумісно з половою 4 и ребрами 6 утворюють замкнуту оболонкову конструкцію, не вимагаючи поперечних ребер жорсткості на всю висоту балки. Навантаження на балку в робочому стані сприймаються половою 4 и ребрами жорсткості 2.

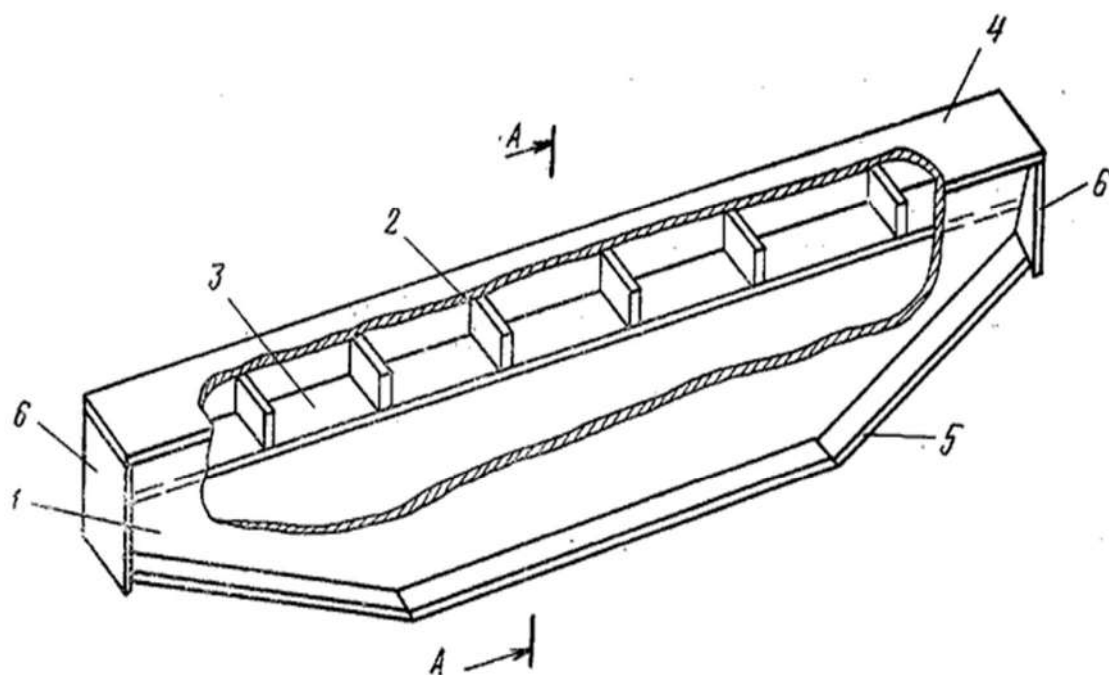


Рисунок 4.10 - Несуча балка (загальний вигляд)

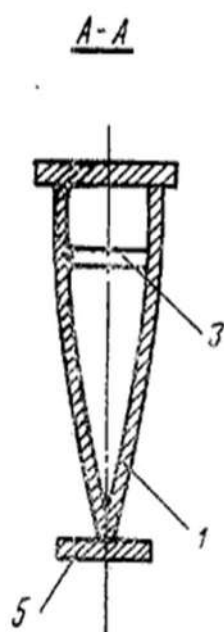


Рисунок 4-11. – Розріз по А-А (рис.4.10)..

Запропонована конструкція балки дозволяє досягти зниження трудоемкості виготовлення за рахунок відмови від приварки поперечних ребер жорсткості на всю висоту балки.

4.3 Варіанти використання гофролистів в конструкціях пролітних балок

Балки двотаврового профілю (катані та зварені) давно використовуються в металоконструкціях вантажопідйомній техніці, але їх застосування лімітується місцевою стійкістю вертикальної стінки, яка визначається висотою та товщиною стінки. Висота стінки залежить від вантажопідйомності та прольоту балки. Таким чином застосування двотаврових профілів можливо при невеликій вантажопідйомності та малому прольоті. Збільшити місцеву стійкість і, відповідно, характеристики крана можливо за допомогою використання ребер жорсткості, але це призводить до збільшення матеріалоемності та трудоемкості виробництва, а отже і збільшення собівартості і часу на виготовлення металоконструкції. Також недоліком є додаткові зварні з'єднання, що служать концентратами напруги і в подальшому можуть призвести до появи дефектів.

Альтернативний спосіб збільшити місцеву стійкість стінки з мінімальним надлишковими затратами є використання гофрованої стінки, що не потребує використання додаткових деталей. Використовуватися можуть гофри різного виду (рис.4.12).

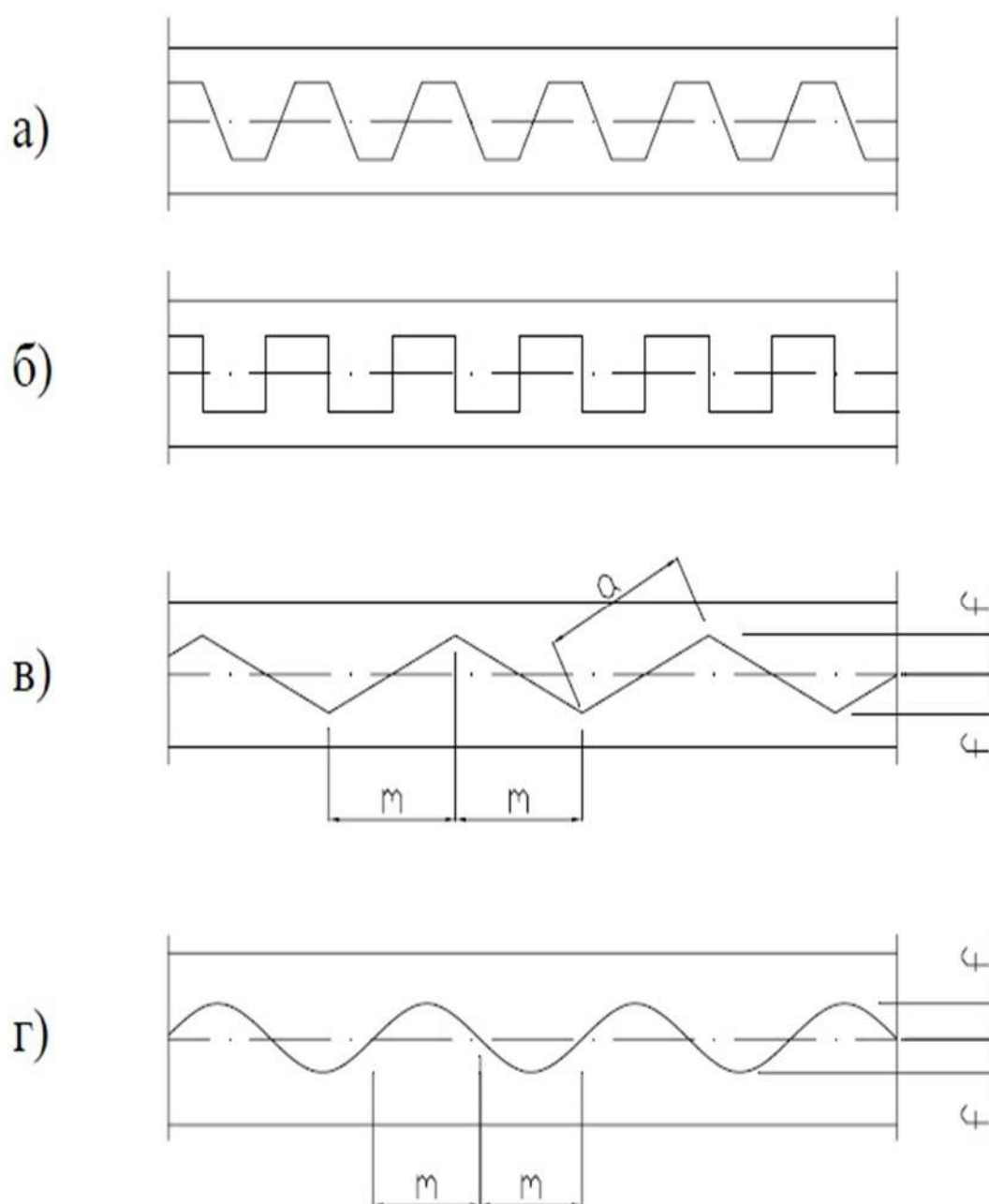


Рисунок 4.12 – Види гофрів стінок балки

Sin (сін) – профілі (від лат. Sinus – згин) являють собою зварний двотавр зі стінкою із хвилястого профільованого листа та поясів із полосової сталі.

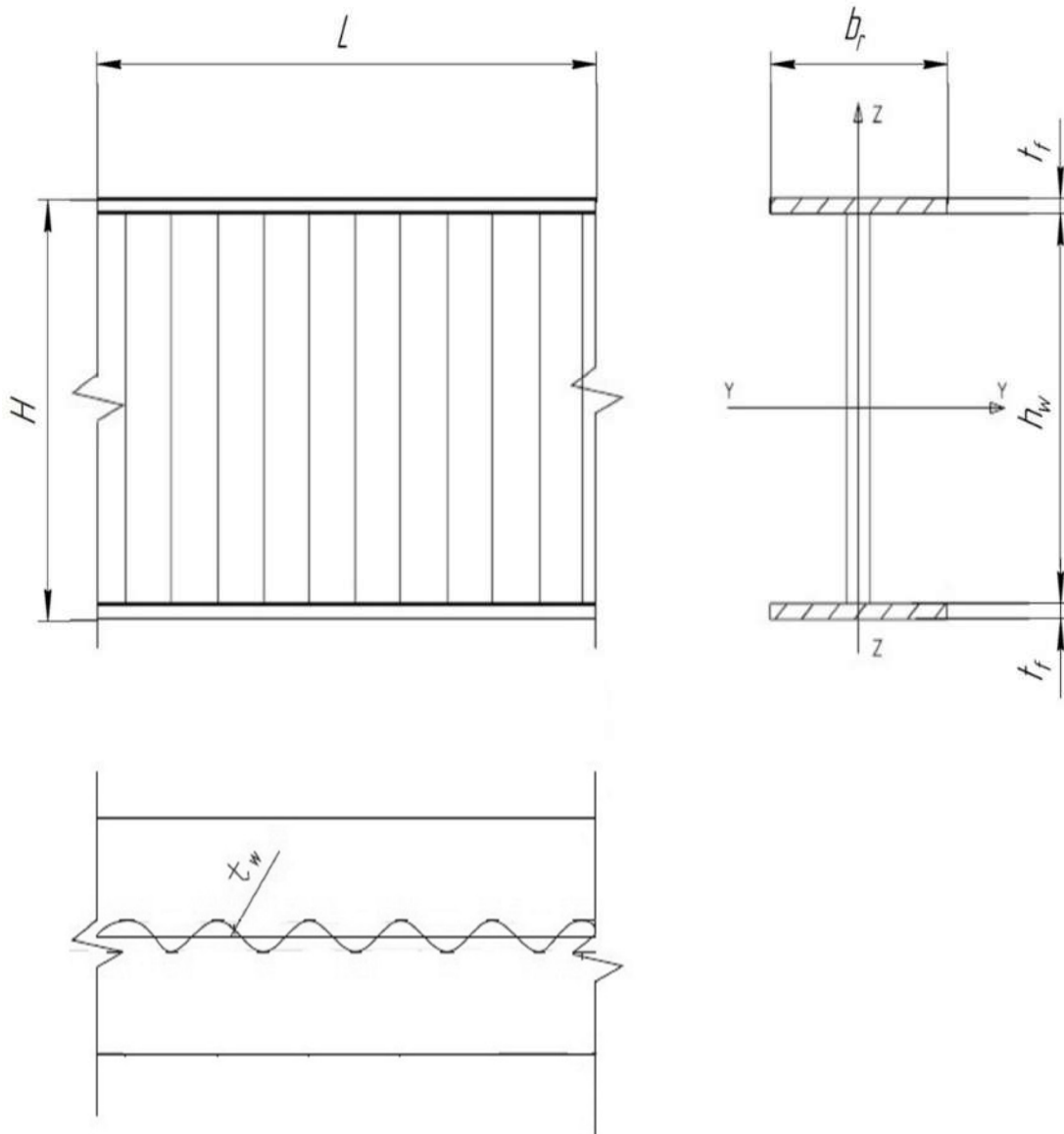


Рисунок 4.13 - Загальний вид гофро-балки (sin)

Гофрований лист стінки з'єднується з поясами безперервним однобічним рівнополочним зварним швом. Траєкторію та режим зварювання по довжині підбирає скануючий пристрій, враховуючи дефекти різання, і видає завдання на зварні головки автоматичного зварювання. Доопрацювання стикових і опорних вузлів виконується ручним дуговим напівавтоматичним зварюванням. Застосування профільного листа для стінки забезпечує жорсткість стінки балки без додаткових ребер і не допускає втрату місцевої стійкості стінки.

Конструктивні особливості балки з гофрованою стінкою

Гофрований лист стінки балки з'єднується з полками з листової сталі однобічним рівнополочним зварним швом автоматичної поточної лінії.

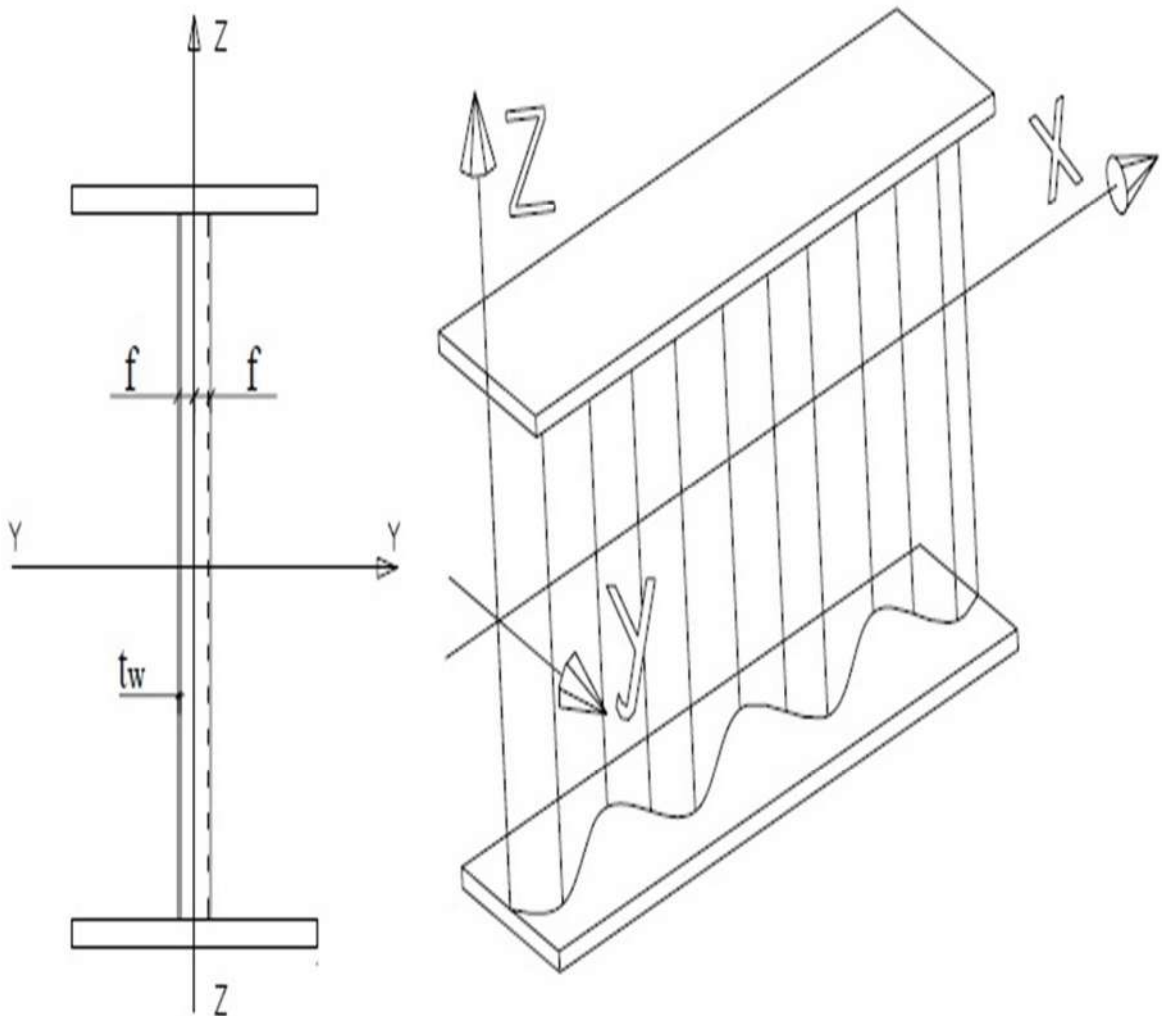


Рисунок 4.14 – Орієнтація головних вісей в системі координат і розміри перетину гофро-балки

Товщина поясів (t_f) вибирається у відповідності до параметричного ряду листового чи листового прокату (6...30 мм).

Стінки балок (t_w) приймаються $t_w=2,0...8,0$ мм.

В sin-балках також можуть бути використані ребра жорсткості за необхідністю.

Таким чином, використання гофрованої стінки без ребр жорсткості дозволяє мінімізувати кількість складових металоконструкції, повністю автоматизувати лінію по виробництву сін-балок, а одже знизити вплив людського фактору, що підвищить якість виобництва та скоротить час на виготовлення балки. Також відсутність ребр жорсткості означає зменшення зварних швів, що як відомо, є концентраторами напруги в металоконструкції.

До переваг гофрованих балок слід віднести і відкритість конструкції для огляду, що значно спрощує контроль за станом металу і дозволяє вчасно виявити дефекти.

Профільований лист має набагато більшу жорсткість і стійкість до деформації, що забезпечує при його застосуванні більшу економічність за рахунок зменшення товщини стінки балок у 2-3 рази. Взагалом, це призводить до зниження витрат металу на 25-35% та концентрації металу на поясах профілю балки, що за умовами роботи на згин є вигідним чинником.

Застосування балок із дуже тонкими стінками (гофро-балок) доречно при дії статичних навантажень, що є характерним для покриттів та робочих майданчиків. Використання в будівництві гофро-балок забезпечує зменшенню ваги будівельних конструкцій до 40- 60%. Дає можливість уникнути багатьох недоліків конструкцій простої двотаврової балки звареного або прокатного перерізу, яка потребує додаткового збільшення жорсткості. Забезпечує економію сировини, на 20-30% у порівнянні із звичайними будівельними конструкціями, і 40-60% у порівнянні з двотавровими гарячекатаними балками.

4.4. Аналіз патенту №104692 на корисну модель «ПРОГІННА БАЛКА ВАНТАЖОПІДЙОМНОГО КРАНА»

Суттєвими ознаками цієї корисної моделі є наявність:

- верхнього та нижнього поясів, з'єднаних поздовжніми стінками з утворенням коробчастої конструкції балки;
- діафрагм, що встановлені вздовж балки та мають крок розміщення, який зменшується від опор до середини балки, а кут їх нахилу до горизонтальної площини збільшується від 45° в опорах до 150° в середині балки.

Відмінними від прототипу ознаками є те, що крок розміщення діафрагм зменшується від опор до середини балки, а кут їх нахилу до горизонтальної площини збільшується від 45° в опорах до 150° в середині балки.

Прогінні балки кранів мостового типу під час експлуатації навантажені зовнішніми стаціонарними та рухомими силами, що призводить до виникнення в балках внутрішніх силових факторів, якими є поперечні сили Q та згинаючі моменти M .

Поперечні сили мають найбільші значення в опорних відсіках і далі зменшуються до мінімуму в середині прогону балки. Ці сили викликають місцеву втрату стійкості стінок балки, що проявляється у виникненні діагональних хвиль деформацій стінок балки. Згинаючий момент, навпаки, збільшується від мінімуму на опорах до максимального значення в середині прогону балки.

Згинаючий момент викликає місцеву втрату стійкості в стиснутих верхніх частинах стінок балки, що проявляється у виникненні поздовжніх хвиль деформацій стінок балки.

В існуючих прогінних балках коробчастої конструкції, особливо важко навантажених, у середині встановлено з рівномірним кроком поперечні

вертикальні діафрагми. На відстані $0,25H$ см від верхнього пояса приварюють до кожної стінки хоча б одне поздовжнє ребро. Для виготовлення таких балок необхідно здійснити велику кількість різнотипних зварювальних операцій, при цьому існує різновид ребр та діафрагм, напрями розміщення яких не співпадають з напрямками можливого виникнення хвиль місцевої втрати стійкості стінок балок.

На рис.5.1 - зображена прогінна балка (вигляд збоку).

На рис.5.2 - поздовжній переріз А-А рис.5.1.

На рис.5.3 - поперечний переріз Б-Б рис.5.1.

Прогінна балка містить верхній 1 та нижній 2 пояси, з'єднані поздовжніми стінками 3, 4 з утворенням коробчастої конструкції, і поперечні діафрагми 5, встановлені вздовж балки з кроком l , який зменшується від опор до середини балки, а кут α_i нахилу їх до горизонтальної площини збільшується до середини балки.

Запропоновано для найбільш ефективного попередження виникнення хвиль місцевої втрати стійкості стінок у балках важко навантажених кранів розміщувати діафрагми вздовж можливого напрямку виникнення хвиль деформації, для чого заявлена прогінна балка оснащена тільки поперечними діафрагмами, крок розміщення яких зменшується від опор до середини балки, а кут нахилу діафрагми відповідає напрямку можливого виникнення хвиль місцевої втрати стійкості стінок у різних перетинах та збільшуються до середини балки.

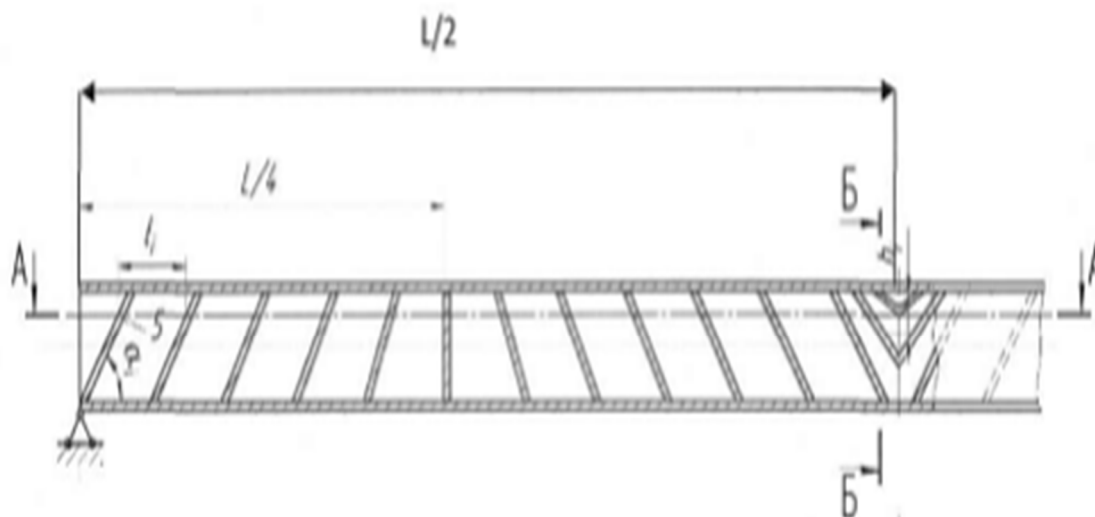


Рисунок 4.15 - Прогінна балка (вигляд збоку).

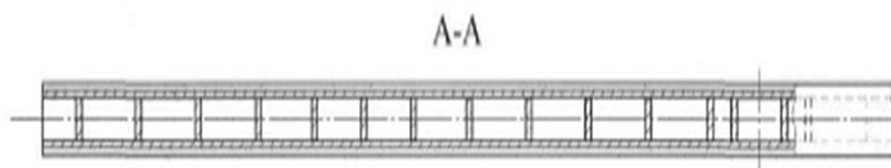


Рисунок 4.16 - Поздовжній переріз А-А

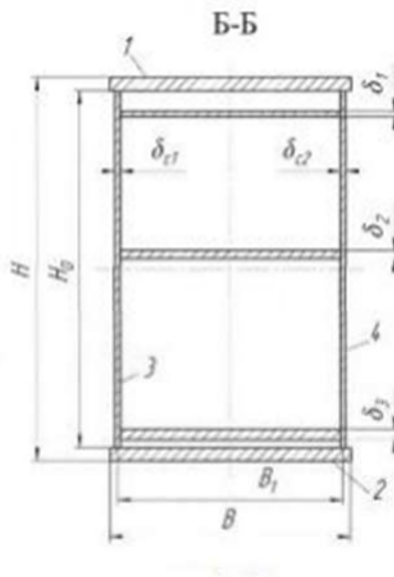


Рисунок 4.17 - Поперечний переріз Б-Б

Висновки

За рахунок застосування лише поперечних діафрагм, крок розміщення яких рівномірно зменшується від опорних відсіків до середини балки та зміни кута їх нахилу до горизонтальної площині забезпечується стійкість стінки, а відповідно і всієї конструкції та підвищується несуча здатність прогінних балок.

Крім того, у запропонованому рішенні момент опору поперечного перерізу балки W_i збільшується при просуванні перерізу від опор до середини балки, що відповідає закону збільшення згинаючого моменту M_i . Це відбувається за рахунок розміщення діафрагм та збільшення площі діафрагм, які знаходяться в поперечних перерізах балки, по мірі наближення перерізів до середини балки що, у свою чергу, підвищує несучу здатність та жорсткість балки. У використанні поздовжніх ребр жорсткості відпадає необхідність, що обумовлено співвідношенням вільної висоти стінки в середніх відсіках балки до товщини стінки, яке не перевищує рекомендованого значення.

5. Самонапружені несучі конструкції

Викликають інтерес несучі конструкції у вигляді легких форм, які при цьому не втрачають стійкості і надійності в роботі. Даній проблемі приділяється багато уваги, що знаходить відображення в наукових журналах, тематичних конференціях і спеціалізованих семінарах тощо. Проте, багато проектів нерідко використовують методики які спираються на типові конструктивні рішення, що зумовлено економією на стадії проектування і позитивним досвідом експлуатації подібних споруд. У світі створення прогонних несучих конструкцій практикують застосування чотирьох основних систем: балочна (ферменна), висяча, вантова та арочна, а також комбінації цих систем.

На рис 5.1, приведені наступні схеми а) балочна система; б) висяча система; в) вантова система; г) аркова система .

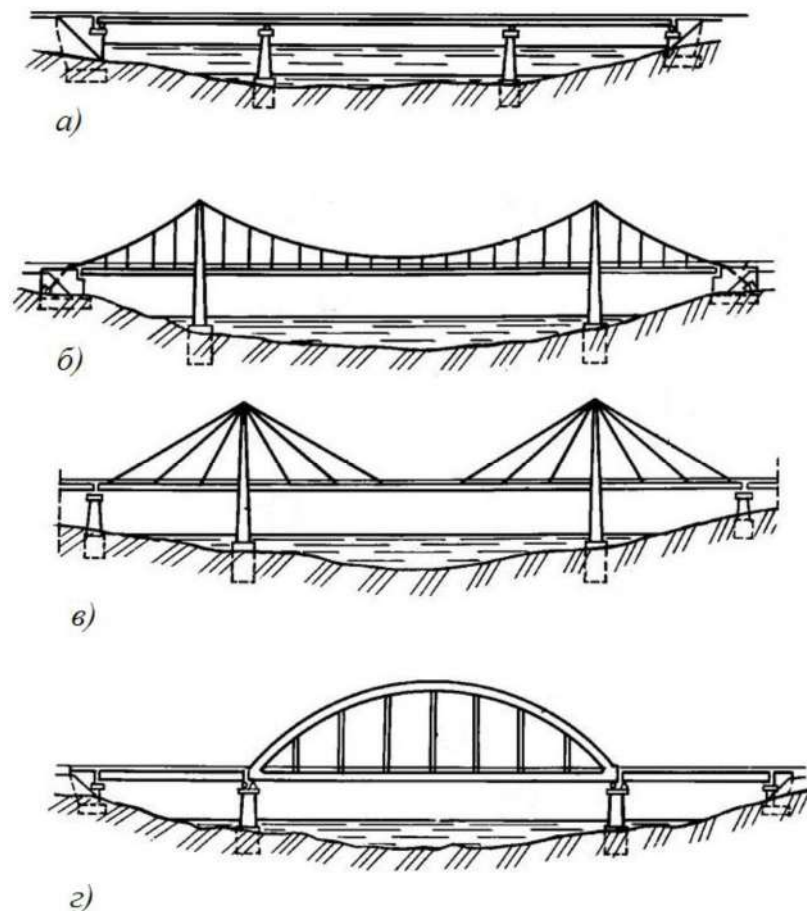


Рисунок 5.1. Схеми типових прогонних конструкцій

При проектуванні висячої або вантової системи конструкції споруд поділяються на складові частини: одні працюють на стиск (це пілони і опори), а інші на розтягнення (це кабелі, троси і ванти). Проте слід звернути увагу на конструкціях у яких спостерігається ефект самонапруження, де частина елементів працює на стиск за рахунок попереднього розтягування інших елементів. Ця ідея носить назву «тенсегріті» і дозволяє споруджувати такі конструкції, які дозволяли б повніше та ефективніше використовувати їхню роботу як просторову систему (рис.5.2).



Рисунок 5.2 Міст Курилпа Брідж (Брісбен, Австралія), виконаний за системою «тенсегріті»

Система тенсегріті є відносно молодого системою. Тенсегріті (англ. tensegrity від англ. tensional integrity - з'єднання шляхом натягу) - це принцип геометричної побудови конструкцій, що характеризується використанням елементів, які одночасно працюють і на розтягування і на стиск. Термін «тенсегріті» запропонований архітектором та вченим Річардом Бакмінстером Фуллером.

Треба відмітити, що на сьогоднішній день ця система поки що має обмежене застосування лише, наприклад в конструкціях пішохідних мостів. Проте, слід проаналізувати набутий досвід зведення таких споруд.

5.1 Загальні відомості про систему "тенсегріті"

«Тенсегріті - це здатність каркасних конструкцій використовувати взаємодію працюючих на стиснення окремих елементів з працюючими на розтяг складовими елементами. В цій конструкції кожен елемент діє з максимальною ефективністю та економічністю» (визначення Р. Фуллер). Теорія "тенсегріті" є відносно молодого, їй трохи більше 50 років. Однак знання про особливості поведінки конструкцій «тенсегріті» та фізичні принципи їхньої роботи не дуже поширені серед, проектувальників, та інженерів, у тому числі і у сфері балочних конструкцій.

Основу поняття "тенсегріті" в 1948 р. заложив художник Кеннет Снелсон створивши свій інноваційний шедевр «Х-Модуль» (рис. 5.3)

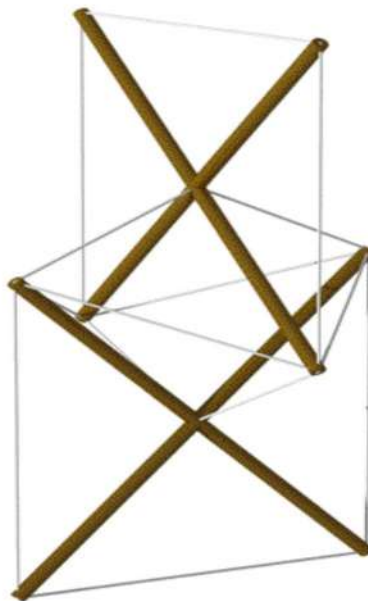


Рисунок 5.3 "X-Piece" – X-Модуль Figure 4. "X-Piece" – X-Module

Через кілька років принцип «тенсегріті» було використано для зведення конструкції «Геодезичним куполом», на Всесвітній виставці ЕКСПО-1967 в Монреалі, Канада. Споруда являла собою замкнуту сталеву сітчасту оболонку, 76 м у діаметрі і 62 м у висоту, зібрану зі стрижнів, і в цілому, мала гарну несучу здатність (рис.5.4). Форма купола утворюється завдяки особливому з'єднанню балок – у кожному вузлі сходяться ребра трохи різної

довжини, які загалом утворюють багатогранник близький за формою до сегменту сфери.



Рисунок 5.4 Геодезичний купол

Також на цій виставці були представлені щогли та деякі інші роботи Фуллера та Снелсона.

Однією з найвідоміших робіт Снелсона є його 18-метрова голчаста вежа 1968 року (рис.5.5).

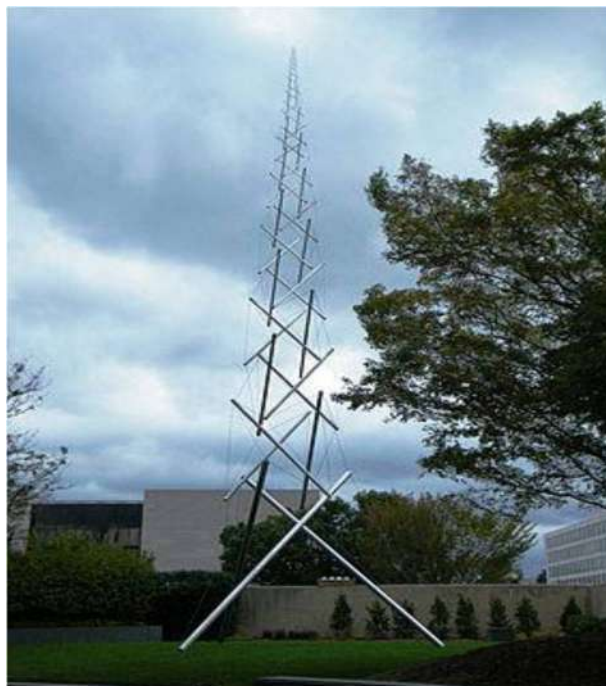


Рисунок 5.5. Голкова вежа К. Снелсона

Фуллер та Снелсон зробили великий внесок у розвиток ідей «тенсегріті». На рис. 5.6 зображено розроблені цими інженерами концепти модулів «тенсегріті», які згодом лягли в основу безлічі побудованих конструкцій та споруд.

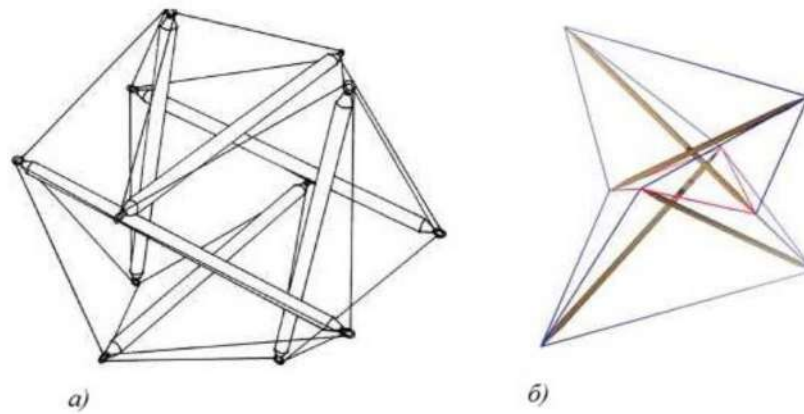


Рисунок 5.6. Приклади модулів «тенсегріті», де: а) двадцятигранний модуль «тенсегріті» Б. Фуллера (1949 р.); б) Х-подібний модуль «тенсегріті» К. Снелсона (1959 р.).

Також варто відзначити найвищу вежу (щоглу) «тенсегріті», побудовану будь-коли у світі. Башта Уорноу має висоту 62,3 м (49,2 м основна частина плюс 12,5 м сталева стріла) та діаметр 5 м. Башта була зведена у 2003 р. до виставки у м. Росток, ФРН. Конструкція вежі складається із шести Т-подібних призм, сконструйованих із трьох розпорок (рис. 5.7). Кожна призма має у висоту 8,3 м і складається з трьох сталевих розпорок-труб, що працюють на стиск, трьох діагональних та трьох горизонтальних тросів, що працюють на розтягування.



Рисунок 5.7. Башта Уорноу, де: а) загальний вигляд; б) крупний план з'єднання двох Т-подібних призм

Таким чином, можна зробити висновок, що конструкції «тенсегріті» мають досить широке коло використання - від моделей до значних за розмірами споруд і підтвердили свою життєздатність.

5.2 Аналіз конструктивних особливостей системи «тенсегріті»

Конструкції «тенсегріті» – це стійкі самонапружені просторові системи, що знаходяться в рівноважному стані під дією зовнішніх навантажень.

Конструкції «тенсегріті» складаються з дискретних стиснених елементів - стійок або розпірок, а також вант або тросів, натягнутих таким чином, щоб стислі елементи не торкалися один одного. Дані конструкції можна розглядати як підклас підвісних чи вантових конструкцій. Однак відмінність у тому, що в конструкціях «тенсегріті» зусилля, що розтягують, не передаються на анкера (опори), як у випадку з вантовими або підвісними конструкціями. Стабільність і жорсткість конструкцій «тенсегріті»

забезпечується самоуравноваженням та самонапруженням складових систему розтягнутих і стислих елементів. Особливість конструкцій «тенсегріті» полягає в тому, що їх елементи, що працюють на стиск, не стикаються один з одним, а також не поширюють один на одного стискаючі зусилля, що діють на кожен з елементів. Концепцію конструкцій «тенсегріті» можна визначити як сукупність кількох простих принципів проектування:

- навантажені елементи перебувають у стані чи чистого стиснення, чи чистого розтягування, а це означає, що конструкція, що складається з цих елементів, може зруйнуватися або внаслідок обриву тросів, або внаслідок втрати стійкості стрижнів;
- попередня напруга надає тросам жорсткості під час роботи і на розтягування та на стиск;
- конструкція має механічну стійкість, що дозволяє її елементам залишатися в розтягнутому або стислому стані навіть при збільшенні напруги в елементах конструкції.

Відмічаючи про переваги конструкцій системи «тенсегріті», слід виділити виділити якості:

- легкість конструкцій;
- ефективне використання елементів системи;
- стійкість споруди до зовнішніх впливів;
- можливість включення в роботу додаткових елементів для збільшення жорсткості конструкції;
- висока транспортабельність елементів та зручність монтажу.

Недоліки у данного типу конструкції також мають місце:

- можливість роботи даної конструкції тільки під відносно невисокими навантаженнями (потребує експериментальної перевірки);
- специфічні аеродинамічні властивості;

- відсутність нормативної документації, що регламентує проектування та монтаж конструкцій даної системи.

Завдяки модульній структурі система «тенсегріті» має велику кількість потенційних структур. Це показано на рис.5.8.

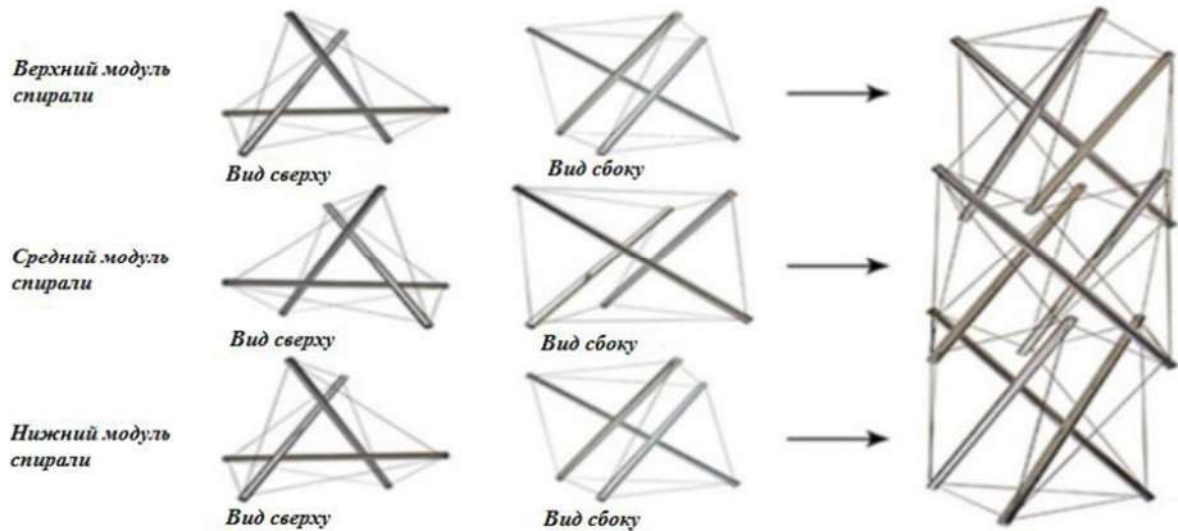


Рисунок 5.8. Перетворення моделей «тенсегріті» (триребрових призм) в єдину конструкцію за типом спіралі

Розробка структурно ефективних систем тенсегріті включає насамперед вибір і створення найбільш підходящих і структурно ефективних складових частин-модулів. З найкорисніших властивостей модулів слід зазначити ефективність у системі, яка багато в чому залежить від геометричних характеристик (просторової форми), можливість створення комбінації з іншими модулями системи, можливість регулювання характеристик елементів конструкції. Проектування систем тенсегріті досить складний процес, що потребує індивідуального підходу та впровадження неординарних рішень. Будь-яка самонапружена конструкція проектується залежно від певних властивостей потенційного об'єкта, причому досить ефективними складовими можна вважати елементи на основі стандартних

геометричних фігур. Розглянемо їх докладніше. На рис.5.9 наведені жорсткі елементи потенційних тенсегріті-структур.



Рисунок 5.9 Стандартні модулі з певним числом вершин

Тетраедр як елемент тенсегріті зарекомендував себе у конструюванні веж, у яких вертикальні з'єднання (троси) елементів дозволяють конструювати посилену систему, стійку до горизонтальних відхилень. Коригуючи довжину тросів, можна генерувати різноманітні форми з обмеженим числом модулів. Ключовим моментом у проектуванні тенсегріті структур є визначення відповідної геометричної конфігурації, найважливішою властивістю якої буде стан рівноваги. Цей крок називають формою пошуку або проблемою попередньої напруги. Самонапружений стан визначається з рівняння рівноваги:

$$[A] \{f\} = \{0\},$$

де: A – матриця рівноваги; f – вектор сили.

Матриця рівноваги залежить від геометричних параметрів системи. Розпірки систем тенсегріті працюють лише на стиск, а сполучні троси лише на розтяг. В результаті виходить самоурівноважена стабільна та самонапружена конструкція. Число самонапружених форм (елементів) у системі визначається за формулою:

$$s=b-r_a,$$

де: b - число елементів системи, r_a - ранг матриці рівноваги. Передбачається, що системи тенсегріті є жорсткими структурами, незважаючи на

невідповідність принципу Максвелла. Відповідно до цього принципу жорсткий каркас (модуль) з j -ою кількістю вузових точок потребує $3j-6$ елементів, де 6 число зв'язків. У цьому випадку мають бути виконані деякі умови. Жорсткість таких елементів набагато нижче через мізерно малої кількості частин. Кінцеві елементи описують переміщення без зміни відстані. Нескінченно малі механізми припускають менший відрізок вузлового переміщення. Характерний приклад нескінченно малої структури показано на рис. 5.

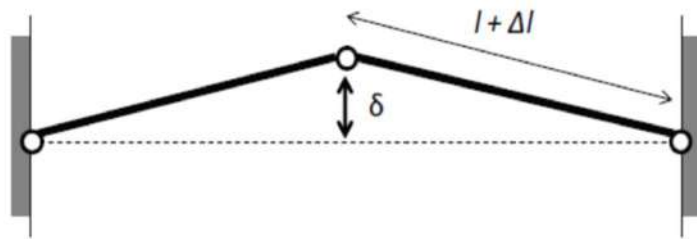


Рисунок 5. 10 Нескінченно малий елемент

На рис.5.10 показано, що зміна довжини елемента l менше, ніж величина вертикального вузлового переміщення δ .

Використовуючи матрично-алгебраїчну основу з принципом Максвелла використовують для дослідження самонапружені елементи та модулі у системі тенсегріті. Число внутрішніх елементів у сітчастій структурі визначається за формулою:

$$m = N - r_a,$$

де: N – число ступенів свободи, а r_a – ранг матриці рівноваги.

Структура з мізерно малими елементами кінематично невизначена, т.к. їхня геометрія не виражена. Таким чином, структури тенсегріті – це статично та кінематично невизначені шарнірні ферми у самонапруженому стані, які

можуть містити нескінченну кількість елементів. Інженерами-дослідниками було проведено матричний аналіз статично та кінематично невизначених конструкцій, а також знайдено чисельні рішення. На основі цього були вивчені попередньо напружені та самонапружені структури. Проблеми пошуку форм тенсегріті-елементів було вивчено пізніше. З метою вдосконалення конструкцій тенсегріті було запропоновано використовувати еластичні з'єднання та жорсткі розпірки. З математичної точки зору поведінка систем тенсегріті описується нелінійними рівняннями і нерівностями, які використовуються для опису натягу в тросах елементів. У 2003 Кеннетом Снелсоном була розроблена узагальнена методика підбору самонапружених модулів, що передбачає зменшення необхідних умов. Також було опрацьовано проблеми забезпечення симетрії тенсегріті структур з урахуванням набору обмежень. У 2009 році було представлено нову форму рівнянь рівноваги для безперервних кабелів. Надалі був запропонований так званий метод питомих зусиль, що перетворює нелінійні рівняння на лінійні на основі співвідношення між нормальними силами та розрахунковими довжинами елементів [6]. Рівняння рівноваги конфігурацій структур тенсегріті з безперервними сполучними кабелями були представлені як загальні класичні рівняння для тенсегріті структур. Таким чином, формулювання рівнянь застосовується для всіх типів тросів. При цьому безперервність тросів змінює тенсегріті – механіку, зрівнюючи внутрішні зусилля, внаслідок чого скорочуються кінематичні обмеження. Узагальнена матриця рівноваги визначається за такою формулою:

$$\bar{A} = C \tilde{g} \bar{l} - 1 S t \bar{l},$$

де: C - матриця ідентичності, $\bar{l}$ - довжина проекції елемента в кожному напрямку декартової системи координат, S - кластерна матриця, t - довжина елемента, $\tilde{g}$ - дільда-діагональ матриці. Групова (кластерна) матриця пов'язує характеристики сполучних тросів.

Численні способи у визначенні змін тенсегріті реалізуються як із аналітичному дослідженні, і при стохастичному пошуку форми модуля. Також для самонапружених структур можна застосовувати так званий метод динамічного ослаблення (релаксації)

Метод динамічної релаксації є ітераційний підхід для знаходження статичної рівноваги структури. Фіктивна динамічна модель використовується для відстеження руху конструкції з моменту навантаження (натягу) до стану статичної рівноваги при згасанні коливань. При використанні методу динамічної релаксації для конструкцій тенсегріті елементи структури вважаються геометрично лінійними, і всі навантаження вважаються прикладеними до вузлів. Метод досліджує рівновагу на основі рівняння переміщень:

$$M\ddot{u} + D\dot{u} + F_{int} = F_{ext},$$

де: $\ddot{u}$ та $\dot{u}$ вектори похідних від вузових переміщень (вузового прискорення та швидкості), M – матриця маси; D – матриця демпфування; F_{int} – вектор внутрішніх зусиль, F_{ext} – вектор зовнішніх сил. Навіть із урахуванням використання рівнянь переміщень метод релаксації залишається статичним. Статичне рішення розглядають як результат рівноваги при згасанні коливань. Отже, вищеприведене рівняння визначає рівновагу при нульових значеннях переміщень. Кінетичне демпфування може бути використане для того, щоб зменшити час обчислень та покращити збіжність. Кінетична енергія розраховується із векторів швидкостей на кожний момент часу. При максимальній кінетичній енергії вузові переміщення дорівнюють нулю. Таким чином, розрахунок триває до рівноваги при наближенні величин векторів переміщень до нуля. В результаті статичний аналіз перетворюється на, свого роду, псевдо-динамічний аналіз. Характеристики матриць маси та демпфування, а також часу підбираються для швидкого скорочення та можливості статичного розрахунку. Даний метод обчислення досить швидкий, тому що не потрібно матриця жорсткості.

Тенсегріті структури утворюють легкі конструкції, які чутливі до вібрацій. Перші чисельні дослідження експериментальної динамічної поведінки тенсегріті систем показали, що лінеаризована динамічна модель добре наближає нелінійну поведінку системи тенсегріті до рівноважного стану. Лінеаризоване рівняння переміщень має вигляд:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [KT]\{\dot{u}\} = \{F\},$$

де: $[M]$ – матриця мас, $[KT]$ – тангенціальна матриця жорсткості, $\{u\}$ та $\{\ddot{u}\}$ відповідно вектори вузлових переміщень та прискорень, $\{F\}$ – вектор прикладеного навантаження.

Нелінійний динамічний аналіз систем тенсегріті вимагає виведення нелінійного рівняння руху за зразком тенсегріті структур з урахуванням того, що кабелі (без урахування маси) – це гнучкі елементи, а розпірки – жорсткі. Це припущення призводить до більш точної математичної моделі рівняння руху, порівняно з іншими гнучкими структурами.

Також були вивчені вібрації та можливості демпфування тенсегріті конструкцій [6]. Кінетичне тертя (тертя ковзання) у шарнірних сполуках є важливим фактором у ліквідації вібрацій. Крім того, воно було визнано більш ефективним порівняно з демпфуванням окремих елементів або активним контролем натягу. Динамічні дослідження інших конфігурацій тенсегріті показали, що вібрації можна регулювати через активне управління самонапруженим станом. Подальші дослідження динамічної поведінки тенсегріті системи показали, що накладення деяких власних частот збільшує ризик виникнення небезпечних резонансних явищ. Проте, побоювання може бути усунуто шляхом раціонального підбору та забезпечення пружних та інерційних властивостей системи. У лінеаризованій формі рівняння рівноваги системи тенсегріті можна записати у вигляді:

$$[KT] \{U\} = \{F\},$$

де: $\{U\}$ – вектор переміщень, $\{F\}$ – вектор зовнішніх сил, $[KT]$ – дотична матриця жорсткості, яка може бути записана так:

$$[KT]=[KE]+[KG].$$

Тобто, дотична матриця жорсткості $[KT]$ є сумою лінійної матриці жорсткості $[KE]$ (яка зазвичай використовується для аналізу малих деформацій ферменних конструкцій) та геометричної матриці жорсткості $[KG]$, виведеної по внутрішнім напругам. Отже, при дослідженні кінцево-елементної моделі структур тенсегріті кожен елемент структури характеризується наступними матрицями жорсткості:

$$[K_E] = \left(\frac{EA}{L}\right) \begin{bmatrix} I_0 & -I_0 \\ -I_0 & I_0 \end{bmatrix}; I_0 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix},$$

$$[K_G] = \left(\frac{EA}{L}\right) \begin{bmatrix} I_3 & -I_3 \\ -I_3 & I_3 \end{bmatrix}; I_3 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix},$$

де: E – модуль пружності, A – площа елемента, L – довжина елемента та T – внутрішнє зусилля. Матриця жорсткості сформована у локальній системі координат $\{XYZ\}$, де вісь X – вісь елемента. Глобальна матриця жорсткості формується із сукупності характеристик окремих елементів, виражених у глобальній системі координат. Отже, математичними методами можна як описати стан рівноваги елементів системи, а й мінімізувати вплив коливань. Вперше припущення про можливість використання ідеї «тенсегріті» при проектуванні пролітних конструкцій було висунуто 1996 року. У рамках конкурсу з подання проектів пішохідного мосту через річку Темза в Лондоні Система тенсегріті в різній мірі знаходить своє застосування в балочних конструкціях, але при цьому більш інтенсивному впровадженню ідеї самонапружених елементів перешкоджає ряд факторів:

- складність проектування та адаптації до зовнішніх факторів;
- обмежений вид створюваних споруд;

- недостатність методологічної бази щодо досліджень даного методу проектування конструкцій.

На сьогоднішній день у світі є кілька об'єктів мостового типу, у конструкції яких несучі або підтримуючі функції виконують самонапружені елементи. Слід признати, що в основному елементи-тенсегріті частіше виконують допоміжну другорядну функцію. Подальший досвід експлуатації та дослідження існуючих самонапружених конструкцій дозволить оцінити можливість поширення цього перспективного методу при проектуванні нових несучих конструкцій в різних галузях будівництва та машинобудування.

Висновки.

Рзглянувши питання підвищення місцевої стійкості головніх балок можна прийти до висновку, що певний ефект мають методи пронетування, при яких розташування діафрагм доцільно проводити в напрямку виникнення хвиль деформації. Оскільки максимальний згинаючий знаходиться по середині прольоту балки, бажано розташовувати практично і горизонтально діафрагми, у зв'язку з виникненням горизонтальних хвиль деформації. На опорах діафрагми слід встановлювати саме по напрямку хвиль.

В патенті «104692» балка оснащена тільки поперечними діафрагмами, крок розміщення котрих зменшується від опор до середини балки, а кут нахилу діафрагми відповідає напрямку можливого виникнення хвиль місцевої втрати стійкості стінок в різних перерізах і збільшується к середині балки.

Це забезпечить стійкість стінок, а відповідно й всієї мостової конструкції.

В роботі показано принцип роботи та розвиток несучої самонапруженої конструкції типу «тенсегріті». Вказано на особливості

Таких структур, досвід їх експлуатації та перспективи розвитку. Незважаючи на обмежений об'єм інформації з цього питання, розглянуто умови стійкості конструкцій тенсегріті та конструктивні підходи до проектування конструкцій такого типу. У роботі розглянуті моделі самонапружених конструкцій, що складаються з елементів, що працюють в умовах або чистого стиснення (розпорки) або чистого розтягування (канати).

Література

1. Гохберг М.М. Металлические конструкции подъемно-транспортных машин. Изд. 3-е, доп. и переработ. Л.: «Машиностроение», 1976 – 456 с
2. Авторське свідоцтво СРСР № 470471, М. кл. В66С6/00, 05.04.73.
3. Авторське свідоцтво СРСР № 556103, М. кл. В66С6/00, 30.04.77.
4. Пат. 94011 Україна, МПК В66С6/00. Прогінна балка / Вишневецький Г.В., Коваленко В.О., Сидоренко С.Ю., Коваленко О.В., Вишневецький С.Г., Маницький В.А.; заявник та патентовласник Національний технічний університет "Харківський політехнічний 20 університет".
5. Пат. 104692 Україна, МПК В66С6/02. Прогінна балка Вантажопідйомного крана / МАартовицький Л.М., Глушко В.І., Шаніна З.М., Зеленська А.Н.
6. Гохберг М.М. Металлические конструкции подъемно-транспортных машин. Изд. 3-е, доп. и переработ. Л., «Машиностроение» (Ленингр. отд-ние), 1976.
7. Справочник по кранам. Т. 1. Под ред. А. И. Дудельского. Л., «Машиностроение», 1971 г. 400стр.

8. Буреев А.К., Овчинников И.И., Овчинников И.Г. Применение структур тенсегрити в архитектуре и мостостроении // Новые идеи нового века – 2016: материалы Шестнадцатой Международной научной конференции = The new Ideas of New Century – 2016: The Fifteenth International Scientific Conference Proceedings: в 3 т. / Тихоокеан. гос. ун-т. – Хабаровск: Изд-во Тихоокеан. гос. ун-та, 2015. – 3 т. ISBN 978-5-7389-1894-0. Т. 3. – 404 с. с. 200-206.
9. Буреев А.К., Овчинников И.Г. Методы поиска форм тенсегрити-структур // Сборник материалов XVIII Международной научно-технической конференции «Актуальные проблемы строительства, строительной индустрии и промышленности», Тула, (29-30 июня 2017 г.) с. 36-41.
10. Valentin G. Jauregui. Tensegrity Structures and their Application to Architecture // School of Architecture Queen's University Belfast, September, 2004-239 p.
11. Tensegrity structures with 3D compression members: development, assembly and Design // Article in Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures 50(2): January 2009. p. 99-110.
12. Motro R. Tensegrity: structural systems for the future // Kogan Page Science, U.K., 2003. – 19 p.

