

Л.І. Стороженко
О.І. Лапенко

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ В НЕЗНІМНІЙ ОПАЛУБЦІ

Полтава
2008



Л.І.Стороженко, О.І.Лапенко

**ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ
В НЕЗНІМНІЙ ОПАЛУБЦІ**

Полтава
АСМІ
2008

УДК 624.074:[624.012.4+624.014.2]
С30

Л.І.Стороженко, О.І.Лапенко

Залізобетонні конструкції в незнімній опалубці: Монографія. –
Полтава: АСМІ, 2008. –312 с.
Іл.: 139; табл.: 39; бібліограф:131 назва

У монографії викладено відомості про залізобетонні конструкції, що експлуатуються в незнімній опалубці, до яких належить сталезалізобетон; наведено характеристики сучасних сталезалізобетонних конструкцій, що застосовуються в будівництві; розкривається сутність сталезалізобетонних конструкцій, наведено методи їх розрахунку та конструювання; подано результати експериментальних досліджень залізобетонних конструкцій у незнімній опалубці. На прикладі запроєктованих реальних сталезалізобетонних конструкцій розкрито їх переваги та недоліки.

Для наукових та інженерно-технічних працівників проєктних і будівельних організацій, аспірантів, магістрів та студентів.

*Рекомендовано до опублікування науково-методичною радою
Полтавського національного технічного університету імені Юрія
Кондратюка*

(протокол № 2 від 17 жовтня 2008 р).

Рецензенти:

А.М.Бамбура, докт. техн. наук, Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій;

М.В.Савицький, докт. техн. наук, професор, завідувач кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій Придніпровської державної академії будівництва і архітектури;

О.В.Семко, докт. техн. наук, професор, завідувач кафедри архітектури та міського будівництва Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка.

Л.І.Стороженко, О.І.Лапенко, 2008

ISBN 978-966-182-001-1

Зміст

Вступ.....	5
1. Обґрунтування необхідності застосування в будівництві залізобетонних конструкцій в незнімній опалубці.....	7
1.1. Проблеми будівництва монолітних та збірних залізобетонних конструкцій в інвентарній, стаціонарній і одноразовій опалубці.....	7
1.2. Сталезалізобетонні конструкції, їх переваги та недоліки	9
1.3. Класифікація залізобетонних конструкцій, що виготовляються в незнімній опалубці.....	16
2. Залізобетонні стійки та колони в незнімній опалубці.....	18
2.1. Труبوبетонні стійки та колони.....	18
2.1.1. Особливості роботи труبوبетонних елементів.....	18
2.1.2. Надійність труبوبетонних елементів.....	22
2.1.3. Вплив різних факторів на роботу труبوبетонних конструкцій.....	33
2.1.4. Деякі результати експериментальних досліджень труبوبетонних елементів при короткочасній дії навантаження	47
2.1.5. Труبوبетонні елементи зі стрижневою арматурою.....	59
2.1.6. Труبوبетонні елементи квадратного перерізу.....	64
2.1.7. Центрифуговані труبوبетонні елементи.....	67
2.1.8. Стики труبوبетонних елементів та їх особливості.....	79
2.2. Стиснуті конструкції з листовим армуванням.....	93
2.3. Стійки зі сталевих двотаврів із заповненими бетоном боковими порожнинами.....	104
2.3.1. Стиснуті елементи із сталевих прокатних двотаврів із порожнинами, заповненими бетоном.....	104
2.3.2. Стійки зі сталевих складених двотаврів із боковими порожнинами, заповненими бетоном.....	117
3. Залізобетонні балки та ригелі в незнімній опалубці.....	130
3.1. Балки з листовим армуванням.....	130
3.1.1. Сутність запропонованих сталезалізобетонних балок із зовнішнім листовим армуванням.....	130
3.1.2. Експериментальні дослідження згинальних сталезалізобетонних елементів із зовнішнім листовим армуванням.....	132
3.1.3. Аналіз експериментальних даних.....	145
3.1.4. Особливості деформування і несуча здатність згинальних елементів за похилими перерізами.....	158
3.1.5. Особливості розрахунку балок із листовим армуванням.....	168
3.2. Балки зі сталевих двотаврів із боковими порожнинами, заповненими бетоном.....	173
4. Залізобетонні плити в незнімній опалубці.....	184
4.1. Залізобетонні плити по профільному настилу.....	184

4.2. Залізобетонні плити по ортотропних листах.....	199
4.3. Залізобетонні плити зі сталевим обрамленням.....	202
5. Наскрізнi конструкції.....	204
5.1. Наскрізнi стиснутi конструкції.....	204
5.2. Наскрізнi згинальнi конструкції.....	207
5.2.1. Конструкції з листовим армуванням.....	207
5.2.2. Сталеві кроквяні ферми із залізобетонною плитою, включеною в роботу.....	212
5.2.3. Ферми із залізобетонними стиснуто-зігнутими і сталевими розтягненими елементами.....	215
5.2.4. Труобетонні ферми.....	219
6. Особливості розрахунку залізобетонних конструкцій у незнімній опалубці.....	223
6.1. Труобетонні конструкції.....	223
6.1.1. Розрахунковий опір бетону в сталевій трубі.....	223
6.1.2. Інженерні методи розрахунку труобетонних елементів.....	223
6.1.3. Приклади розрахунку труобетонних елементів.....	230
6.2. Згинальнi конструкції з листовим армуванням.....	234
6.2.1. Міцність перерізів, нормальних до поздовжньої осі згинальних елементів.....	234
6.2.2. Розрахунок переміщень сталезалізобетонних елементів за наближеною методикою.....	240
6.2.3. Міцність нормальних перерізів на основі нелінійної деформаційної моделі.....	247
6.2.4. Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі згинальних елементів.....	257
6.3. Розрахунок анкерних засобів у конструкціях в незнімній опалубці.....	262
6.4. Приклади розрахунку.....	264
7. Проектування несучих залізобетонних конструкцій в незнімній опалубці та їх техніко-економічна ефективність.....	277
7.1. Проектування несучих конструкцій.....	277
7.1.1. Труобетонні колони і стійки.....	277
7.1.2. Балки із зовнішнім листовим армуванням.....	284
7.2. Техніко-економічна ефективність залізобетонних конструкцій у незнімній опалубці.....	292
7.2.1. Визначення прямих матеріальних витрат.....	293
7.2.2. Визначення витрат на заробітну плату виробничих робітників.....	294
Література.....	299

Вступ

Більше ста п'ятдесяти років минуло з того часу, як у будівництві розпочали використовувати залізобетон. Зробивши перші несміливі кроки, залізобетон усе впевненіше завойовував позиції, витісняючи та опереждаючи інші види несучих конструкцій. Слід зазначити, що поява залізобетону та його активне застосування збіглося в часі з бурхливим розвитком промисловості та будівництва. Залізобетон стали використовувати не лише в промисловому і цивільному будівництві, а й в інших галузях, наприклад, при зведенні таких складних споруд, як мости, висотні будівлі.

Широке розповсюдження залізобетону пояснюється його суттєвими загальновідомими перевагами. Про надійність залізобетону свідчить багаторічний досвід експлуатації несучих конструкцій.

Однією із суттєвих переваг залізобетону є можливість при проектуванні та будівництві надання конструкції будь-якої форми. Користуючись цим, архітектори і конструктори створили найрізноманітніші форми залізобетонних конструкцій, у тому числі оболонки та просторових систем. Можливість створення різноманітних форм із залізобетону значно вплинула на розвиток архітектури.

Поряд зі значними перевагами залізобетон має суттєві недоліки. Насамперед це велика вага, що пояснюється не тільки високою щільністю самого матеріалу, але й тим фактором, що в несучих конструкціях не враховується робота бетону на розтяг. Боротьба із цими недоліками здійснюється за різними напрямками: це зменшення щільності за рахунок застосування легких бетонів, і конструювання несучих елементів так, щоб виключити наявність бетону в розтягнутій зоні.

Ще одним суттєвим недоліком бетону є необхідність застосування опалубки та рихтування при його виготовленні та на будівництві. Це в однаковій мірі стосується як монолітного, так і збірного залізобетону.

Упродовж майже всього періоду зведення монолітного залізобетону в нашій країні, у тому числі й зараз, застосовується дерев'яна опалубка та рихтування. Улаштування цієї опалубки потребує багато деревини, при чому потрібні пиломатеріали високої якості. Іноді вартість дерев'яної опалубки перевищує вартість власне залізобетонної конструкції. Слід ураховувати те, що в наших умовах будівництва практично неможливе повторне використання дерев'яної опалубки. Цей фактор значно підвищує загальну вартість залізобетонних конструкцій.

В останні роки при будівництві монолітних залізобетонних висотних будівель зокрема застосовується інвентарна опалубка, яка використовується багато разів. Це, звичайно, значно прогресивніше, ніж використання дерев'яної опалубки. Але ця опалубка має високу вартість, а швидке її обертання стримується часом, необхідним для набуття бетоном необхідної міцності.

При виробництві збірних залізобетонних конструкцій у заводських умовах використовується стаціонарна металева опалубка. Для підвищення інтенсивності обертання опалубки застосовується термічна обробка бетону для зменшення строків його тужавіння. Металева опалубка та необхідність термічної обробки значно підвищують вартість залізобетонних виробів.

Увесь період розвитку залізобетону характеризувався боротьбою із цим недоліком – необхідністю застосування опалубки при зведенні конструкцій. Одним із прикладів, що характеризують цю проблему, є застосування збірно-монолітних конструкцій. При будівництві збірно-монолітних конструкцій є можливість відмовитися від застосування риштувань та опалубки на будівельному майданчику, але залишаються всі проблеми, пов'язані з виготовленням збірних залізобетонних елементів. Таким чином, застосування збірно-монолітних конструкцій не в повній мірі виключає проблеми, пов'язані з будівництвом залізобетонних конструкцій.

Поряд із залізобетонними вже понад сто років застосовуються сталезалізобетонні конструкції, що поєднують у собі залізобетон та сталеві прокатні профілі. Ці конструкції надзвичайно різноманітні, вони застосовуються при будівництві згинальних і стиснутих конструкцій, плит, їх застосовують при зведенні різноманітних споруд. Сталезалізобетонні конструкції мають багато переваг, але, на нашу думку, основна з них – це можливість виробляти та будувати залізобетонні конструкції без використання опалубки, тому що її функції може успішно виконувати арматура зі сталевих профілів.

Представлена до уваги читачів книга присвячена проблемі використання сталезалізобетонних конструкцій як таких, що виготовляються в незнімній опалубці. У ній розглянуто основні види сталезалізобетонних конструкцій, при виготовленні яких не потрібна опалубка, наведено результати експериментальних і теоретичних досліджень та особливості розрахунку; розглянуто приклади застосування таких конструкцій у промисловому й цивільному будівництві та результати натурних випробувань. На прикладі запроектованих та побудованих конструкцій із застосуванням залізобетону в незнімній опалубці розглядається їх техніко-економічна ефективність.

Книга призначена для широкого кола будівельників, проєктувальників, аспірантів, студентів.

1. Обґрунтування необхідності застосування в будівництві залізобетонних конструкцій у незнімній опалубці

1.1. Проблеми будівництва монолітних та збірних залізобетонних конструкцій у стаціонарній, інвентарній і одноразовій опалубці

Одною із суттєвих переваг залізобетону є можливість при проєктуванні та будівництві надання конструкції будь-якої форми. Користуючись цим, архітектори та конструктори створили найрізноманітніші форми залізобетонних конструкцій, у тому числі оболонки та просторових систем. Можливість створення із залізобетону різноманітних форм значно вплинула на розвиток архітектури.

Існують і інші суттєві переваги залізобетону, що забезпечили його масове використання в будівництві. Це довговічність, висока міцність, малі експлуатаційні витрати, можливе використання місцевих матеріалів, надійний опір атмосферним впливам.

Поряд зі значними перевагами залізобетон має суттєві недоліки. Насамперед це велика вага, що пояснюється не тільки високою щільністю самого матеріалу, але й тим фактором, що в несучих конструкціях не враховується робота бетону на розтяг, до того ж у розтягнутій зоні з'являються тріщини. Недоліком є велика трудомісткість при виготовленні та необхідність витримки після бетонування. Боротьба із цими недоліками здійснюється за різними напрямками: це зменшення щільності за рахунок застосування легких бетонів, і конструювання несучих елементів так, щоб виключити наявність бетону в розтягнутій зоні.

Ще одним суттєвим недоліком бетону є необхідність застосування опалубки та риштування при його виготовленні та будівництві. Це в однаковій мірі стосується як монолітного, так і збірного залізобетону.

При виготовленні та будівництві залізобетонних конструкцій проблемам застосування опалубки завжди приділялася належна увага. Історично склалося так, що в нашій країні здавна використовувалася практично одноразова дерев'яна опалубка. Для отримання належної поверхні залізобетонної конструкції, яка б не потребувала додаткового опорядження, для влаштування опалубки доводилося застосовувати дороги за вартістю стругані дошки або проводити додаткові заходи для отримання гарної поверхні бетону. Улаштування цієї опалубки потребує багато деревини, причому при влаштуванні власне опалубки потрібні пиломатеріали високої якості. Іноді вартість дерев'яної опалубки перевищує вартість залізобетонної конструкції. Слід ураховувати те, що в наших умовах будівництва практично неможливе повторне використання дерев'яної опалубки. Цей фактор значно підвищує загальну вартість залізобетонних конструкцій.

Останніми роками при будівництві монолітних залізобетонних конструкцій, зокрема висотних будівель, застосовується інвентарна

опалубка, яка використовується багато разів. Це, звичайно, значно прогресивніше, ніж використання дерев'яної опалубки. Але ця опалубка має високу вартість, а швидке її обертання стримується часом, необхідним для набуття бетоном необхідної міцності.

При виробництві збірних залізобетонних конструкцій у заводських умовах використовується стаціонарна металева опалубка. Існувала ціла індустрія виготовлення цієї опалубки, до якої ставилися дуже високі вимоги. Це й простота її монтажу та демонтажу, і можливість багаторазового повторення, і сприйняття значних зусиль у випадках, коли необхідно створювати попереднє напруження. З метою підвищення інтенсивності обертання опалубки застосовується термічна обробка бетону для зменшення строків його тужавіння. Металева опалубка та необхідність термічної обробки значно підвищують вартість залізобетонних виробів. Стаціонарна опалубка дуже дорога за вартістю, для її виготовлення необхідно багато сталі. Її застосування економічно можна виправдати тільки тоді, коли вона обертається при виготовленні збірних залізобетонних конструкцій не менше, ніж 500 разів.

Увесь період розвитку залізобетону характеризувався боротьбою із цим недоліком – необхідністю застосування опалубки при зведенні конструкцій. Одним із прикладів, що характеризують цю проблему, є застосування збірно-монолітних конструкцій. При будівництві збірно-монолітних конструкцій є можливість відмовитися від застосування риштувань та опалубки на будівельному майданчику, але залишаються всі проблеми, пов'язані з виготовленням збірних складових елементів. Таким чином, застосування збірно-монолітних конструкцій не в повній мірі виключає проблеми, пов'язані з використанням опалубки при будівництві залізобетонних конструкцій.

Поряд із залізобетонними вже понад сто років застосовуються сталезалізобетонні конструкції, що поєднують у собі залізобетон та сталеві прокатні профілі. Ці конструкції надзвичайно різноманітні: це стояки й колони, балки й ригелі, плити покриттів і перекриттів, просторові конструкції. Вони застосовуються при будівництві згинальних і стиснутих конструкцій, їх використовують при зведенні різноманітних споруд. Сталезалізобетонні конструкції мають багато переваг, але, на нашу думку, основна з них – це можливість у багатьох випадках виробляти та будувати залізобетонні конструкції без використання опалубки, тому що її функції може успішно виконувати арматура зі сталевих профілів.

Слід зазначити, що будівництво залізобетонних конструкцій можливе при застосуванні армування не тільки зі сталевих листів, але й при використанні інших профілів: труб, двотаврів, кутиків тощо.

Ураховуючи вищесказане, необхідно вивчити конструкції ті, що є та запропонувати нові види залізобетонних конструкцій, які б не потребували взагалі використання спеціальної опалубки при їх виготовленні та будівництві. Якраз цим вимогам і відповідають деякі типи

сталезалізобетонних конструкцій, у яких профільна арматура може одночасно виконувати функції опалубки.

1.2. Сталезалізобетонні конструкції, їх переваги та недоліки

Нині значного розповсюдження набули залізобетонні конструкції, що армовані стрижнями. У цих конструкціях бетон та арматура працюють сумісно, при цьому арматура повністю сприймає напруження розтягнення, хоч її робота в стисненій зоні також є ефективною. Сталева арматура в залізобетоні захищена від корозії. Відома висока вогнестійкість залізобетону.

Та традиційні залізобетонні конструкції мають суттєві недоліки. Один із них – нерациональне використання бетону в розтягненій зоні, де він фактично не працює і навіть не враховується при розрахунках несучої здатності. А тим часом через вимушене застосування бетону в розтягненій зоні значно збільшується вага конструкції. Дорогою за вартістю й такою, що нерационально використовується, є опалубка як для збірних, так і для монолітних залізобетонних конструкцій. Недолік традиційного залізобетону – наявність проблеми тріщинистості. У збірному залізобетоні гостро стоїть питання стиків, що пов'язано із застосуванням великої кількості закладних деталей.

Відомі недоліки сталевих конструкцій. Серед них – погана робота на стиснення через втрату загальної та місцевої стійкості, надзвичайно низька вогнестійкість і необхідність захисту від корозії.

Враховуючи вказані та багато інших недоліків залізобетонних і сталевих конструкцій, варто реалізувати ідею про застосування сталезалізобетонних конструкцій. Сталезалізобетонними називають комплексні конструкції, у яких сумісно працюють і сталеві, і залізобетонні елементи. При цьому залізобетон використовується в основному для сприйняття зусиль стиску, а сталь – для сприйняття зусиль розтягу. У зв'язку з ефективною роботою сталезалізобетонних конструкцій будівельники приділяють їм велику увагу, а з точки зору розроблення нових комбінацій різних матеріалів для сумісної роботи ці конструкції не мають аналогів.

При проектуванні сталезалізобетонних конструкцій ставиться завдання позбутися недоліків сталевих і залізобетонних конструкцій. Слід докласти зусиль щоб у сталезалізобетонній конструкції бетон працював на стиск, а сталь – на розтяг. Як показує досвід проектування сталезалізобетонних конструкцій, у багатьох випадках цю вимогу вдається задовольнити. І дійсно, незважаючи на прогрес у розвитку, залізобетонні конструкції завжди будуть залишатися важкими, а сталеві конструкції відрізнятимуться підвищеною металоемністю. А відомо, що вимога щодо економії витрат металу завжди буде актуальною. Багато видів сталезалізобетонних конструкцій можна виготовляти без опалубки, тому що її роль виконує профільна чи листова арматура.

Сталезалізобетонні конструкції доволі різноманітні. Їх можна класифікувати за призначенням, за видом використаного матеріалу, за способом зведення. В окрему групу, на наш погляд, необхідно виділити сталезалізобетонні конструкції, які можна будувати без застосування будь-якої опалубки. На сьогодні в будівництві застосовують такі основні види сталезалізобетону:

- 1) балки та ригелі (рисунок 1.1):
 - із внутрішнім жорстким армуванням;
 - із зовнішнім армуванням (стрічкове армування листами, поздовжня арматура із кутиків, складені балки з використанням замкнутих профілів, заповнених бетоном і т.п.);
- 2) центрально та позацентрово стиснені колони і стійки (рисунок 1.2):
 - із жорстким внутрішнім армуванням;
 - із зовнішнім армуванням (трубобетонні, коробчасті, з листами вповдовж граней і кутиками вповдовж ребер);
 - у вигляді сталевих профілів із забетонованими міжпоясними порожнинами;
 - складені колони із сталезалізобетонних гілок.

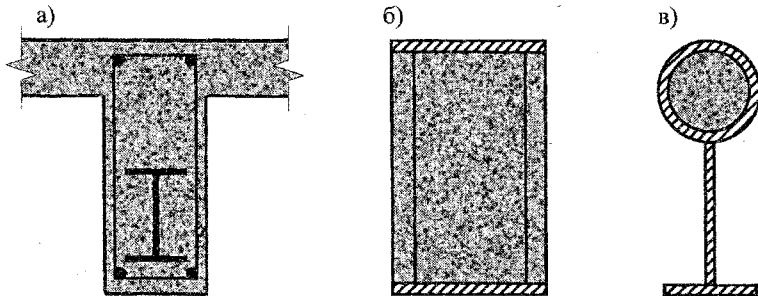


Рисунок 1.1 - Поперечні перерізи сталезалізобетонних балок і ригелів:
 а) з внутрішнім жорстким армуванням; б) із зовнішнім стрічковим армуванням;
 в) складене з використанням сталевих труб, заповнених бетоном

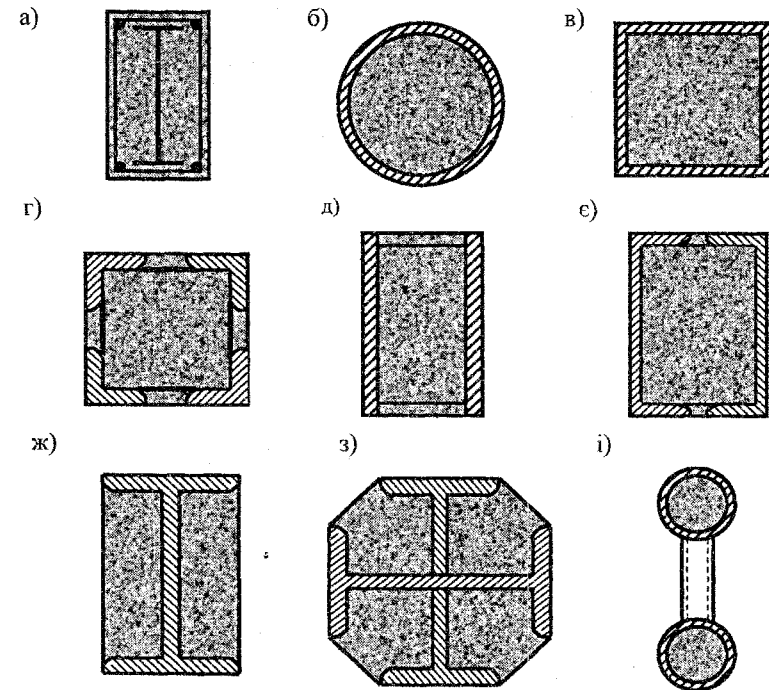


Рисунок 1.2 - Поперечні перерізи сталезалізобетонних колон:

- а) з внутрішнім жорстким армуванням; б), в) трубобетонні з круглих та квадратних труб;
 г), д) із кутиками і листами вповдовж граней; е), ж), з) у вигляді сталевих профілів із заповненими порожнинами; і) складені з трубобетонних гілок

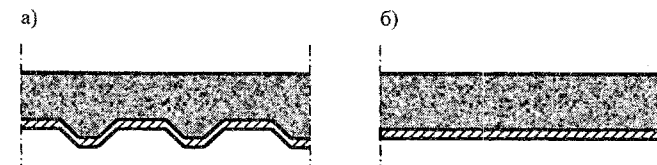


Рисунок 1.3 - Поперечні перерізи сталезалізобетонних плит:
 а) по сталевому профнастилу; б) по ортотропній плиті

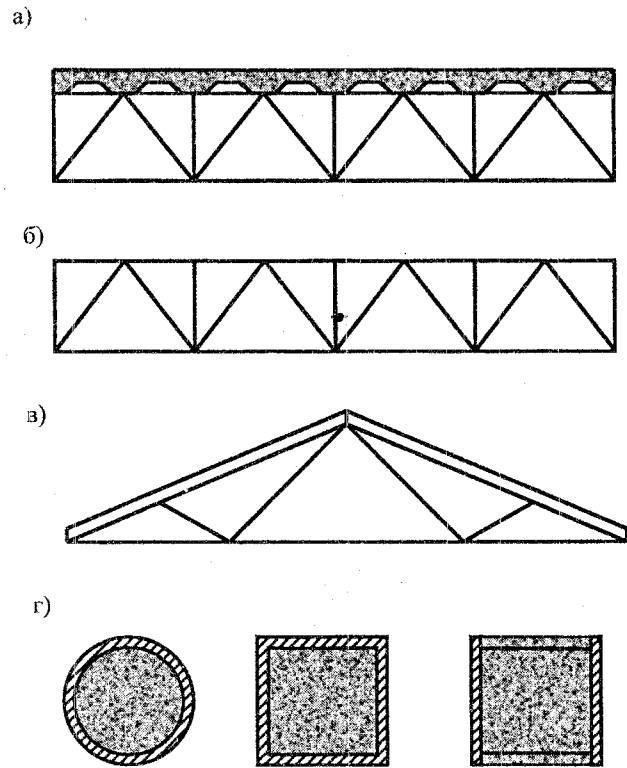


Рисунок 1.4 - Схеми сталезалізобетонних ферм:

- а) сталеві ферми із залізобетонною плитою, що включена в роботу; б) ферми із сталезалізобетонних поясів та розкосів; в) ферми із сталезалізобетонними стиснутими і сталевими розтягненими елементами; г) можливі поперечні перерізи сталезалізобетонних елементів ферм

3) монолітні та збірні плити (рисунок 1.3):

- по сталевому профільному настилові;
- по сталевій ортотропній плиті.

4) ферми (рисунок 1.4):

- із залізобетонною плитою, що включена в роботу;
- із сталезалізобетонних поясів і розкосів;
- із залізобетонними стиснуто-зігнутими кроквами та гнучкими розтягненими сталевими елементами;

5) каркаси багатоповерхових будівель;

6) конструкції великопролітних будівель (балкові, аркові, рамні тощо.);

7) пролітні будови мостів;

8) спеціальні споруди (резервуари, очисні колодязі, тунелі, фундаменти, захисні конструкції атомних реакторів і т.п.);

Із цього переліку видно, що сталезалізобетонні конструкції доволі різноманітні. Це й залізобетонні плити, які об'єднані зі сталевими балками, і залізобетонні плити, які об'єднані зі сталевими листами, і конструкції зі збірних залізобетонних плит, поєднаних зі сталевими фермами чи балками. Вони можуть бути плоскими й просторовими. До просторових конструкцій належать сталезалізобетонні оболонки, зокрема залізобетонні оболонки з металевими контурними фермами, короткі циліндричні оболонки при включенні в роботу залізобетонних плит, що вкладаються по сталевих фермах.

Особливе місце серед просторових конструкцій посідають структурні металеві покриття, у яких верхні пояси замінені залізобетонними плитами. Перевага цих конструкцій у тому, що є можливість зекономити метал за рахунок розміщення в стиснутій зоні елементів із залізобетону. При цьому зберігаються всі позитивні якості структурної металевої конструкції.

Ефективним варіантом конструкції є такий, коли в ній суміщуються несучі та огорожувальні функції. Така конструкція, як правило, є просторовою. У цьому випадку вдається домогтися суттєвої економії бетону й сталі. Важливим є також принцип концентрації матеріалів, скорочення ланок на шляху силового потоку. При цьому необхідно враховувати як вимоги міцності, так і умови виготовлення й експлуатації конструкції. При визначенні висоти просторової конструкції необхідно задовольняти не тільки вимоги будівельної механіки, а й зменшення будівельного об'єму будівлі, витрати матеріалів, можливість використання міжфермового простору, вимоги архітектурної виразності. Важливим є такий підхід до вибору параметрів несучої конструкції, коли з окремих уніфікованих елементів можна збирати конструкції для різних прольотів.

При розробленні несучої конструкції слід дотримуватися багатьох важливих умов, зокрема таких:

- збірні елементи конструкції повинні мати такі розміри, щоб їх можна було перевозити;
- кількість типів збірних елементів у конструкції повинна бути мінімальною;
- мають бути витримані відповідні габарити збірного елемента конструкції;
- елементи конструкції належить виготовляти за технологією, властивою для існуючої будівельної індустрії;
- елемент конструкції повинен бути універсальним і підходити для зведення як промислових, так і цивільних будівель;
- несучу сталезалізобетонну конструкцію необхідно будувати без застосування будь-якої опалубки.

Ідеально вимогам залізобетонних конструкцій у незнімній опалубці відповідає труботетон, що являє собою сталеві труби, заповнені бетоном.

На рисунку 1.5 наведені характерні перерізи труботетонних елементів. Із рисунка видно, що труботетонні елементи можуть бути дуже різноманітними.

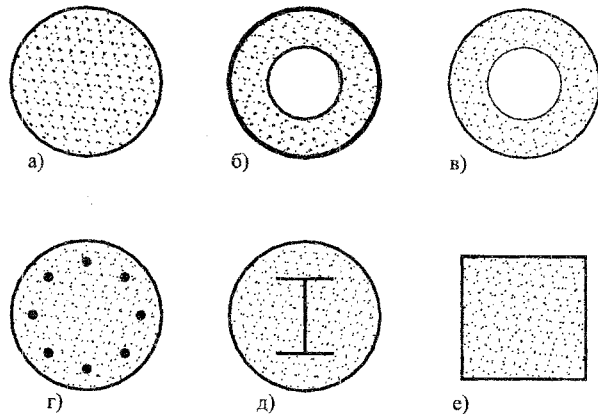


Рисунок 1.5 - Характерні перерізи труботетонних елементів:

а) труботетонний елемент суцільного перерізу; б) елемент «труба в трубі»; в) труботетонний елемент із ядром із центрифугованого бетону; г) елемент із ядром, армованим стрижневою поздовжньою арматурою; д) елемент із ядром, армованим прокатним профілем; е) елемент у вигляді труби квадратного перерізу, заповненої бетоном

У труботетонних конструкціях ефективно використовуються специфічні особливості застосованих матеріалів. Це дає змогу отримати значну економію сталі та цементу, приводить до зменшення поперечного перерізу елементів конструкцій і як наслідок - до зниження їх ваги і транспортних витрат.

Металева труба — оболонка в трубо бетоні - виконує одночасно функції як поздовжнього, так і поперечного армування. Вона сприймає зусилля за всіма напрямками й під будь-яким кутом. Боковий тиск труби протидіє інтенсивному розвитку мікротріщин розриву в бетонному осерді, яке в умовах всебічного тиску витримує напруження, що значно перевищує призову міцність. Водночас сталеві труби, заповнені бетоном, виявляється значною мірою захищеною від утрати місцевої й загальної стійкості.

Труботетонні конструкції дуже надійні в експлуатації. У граничному стані вони не втрачають несучу здатність миттєво, як залізобетонні, а досить тривалий час можуть витримувати навантаження, зазнаючи значних деформацій.

Труботетонні елементи мають усі переваги раціональних трубчастих металевих конструкцій, котрі все ширше застосовуються у практиці будівництва. Трубчастий профіль у наш час розглядається як найпрогресивіший, що потребує мінімальної кількості зварних робіт та додаткових елементів. Внутрішня поверхня труб надійно захищена від корозії бетоном, що там знаходиться.

Порівняно із залізобетонними труботетонні конструкції є індустріальнішими при виготовленні й монтажі. Вони в цілому легкі і транспортабельні, добре протистоять механічним пошкодженням, мають гарний зовнішній вигляд. При їхньому виготовленні не потрібні опалубка, арматурні каркаси і закладні деталі.

Для виготовлення труботетонних конструкцій можна використовувати існуючі заводи залізобетонних конструкцій або бетонувати їх на місці зведення споруди без застосування спеціальної опалубки. Заповнення труб бетоном не викликає технологічних труднощів. Добре ущільнення бетону забезпечується завдяки відсутності арматурних каркасів. З'єднання труботетонних елементів між собою забезпечується за допомогою електрозварювання або болтів. Із труботетонних стрижнів легко створювати просторові решітчасті системи різної конфігурації. Вузлові спряження можна здійснювати без фасонки.

Технологічні вимоги практично не обмежують галузі використання труботетону, який може працювати при складному температурно-вологісному режимі в умовах агресивного середовища, при великих прольотах та висотах будівель, в умовах значної кількості виробництва, де звичайні сталеві або залізобетонні конструкції використовувати недоцільно.

Робота труботетонних конструкцій під навантаженням значно відрізняється від роботи сталевих та залізобетонних конструкцій. Це пояснюється тим, що сталь і бетон у труботетонній конструкції знаходяться в умовах об'ємного напруженого стану. Ці особливості роботи труботетонних конструкцій потребують відповідних вимог до їх розрахунку й конструювання.

Сталезалізобетонні конструкції застосовуються в багатьох галузях будівництва. Найвигідніше використовувати сталезалізобетон в елементах, що сприймають великі навантаження. Ефективними є сталезалізобетонні колони промислових та цивільних споруд, стиснені елементи великопролітних арок і ферм, опори й пролітні будови мостів, стійки в будівлях рамної конструкції, у житлових та громадських будівлях, в опорах ЛЕП, у радіотелевізійних щоглах тощо.

Важливою перевагою сталезалізобетонних конструкцій із внутрішнім армуванням є їх підвищена несуча здатність. При застосуванні листової арматури майже завжди вдається її використовувати як опалубку. Ефективними в роботі та дешевими при будівництві є монолітні залізобетонні плити по сталевому профільному настилові.

Сталезалізобетонні конструкції мають деякі недоліки. Основний із них – нижча, порівнюючи зі звичайним залізобетоном, вогнестійкість. Іншим суттєвим недоліком є те, що зовнішню металеву поверхню доводиться захищати від корозії.

1.3. Класифікація залізобетонних конструкцій, що виготовляються в незнімній опалубці

Із аналізу існуючих видів сталезалізобетонних конструкцій слід зробити висновок, що не всі вони можуть зводитися без застосування опалубки. Так, безсумнівно, потребують опалубки несучі конструкції з внутрішнім жорстким армуванням. Відомо, що розташовувати жорстку арматуру у вигляді двотаврів чи швелерів у масиві бетону доводиться в основному з вимог вогнестійкості конструкцій. Але навіть при будівництві таких конструкцій – як стійок, так і балок – удається позбутися від застосування дорогих ріштувань.

На рисунку 1.6 подано класифікацію сталезалізобетонних конструкцій, які можуть зводитися в незнімній опалубці. Перелік цих конструкцій досить різноманітний: це стійки й колони, балки та ригелі, плити, деякі типи наскрізних та просторових конструкцій. Крім трубо бетонних, можуть будуватися стійки та колони з листовим армуванням, деякі види несучих конструкцій із жорстким армуванням. Різноманітними можуть бути балки та ригелі, що виготовляються в незнімній опалубці: із листовим та жорстким армуванням, деякі види складених балок. Особливої уваги заслуговують плити, що можуть виготовлятися в незнімній опалубці. Це, насамперед, плити по профільному настилу, що останнім часом набувають все більшого розповсюдження, та плити по сталевому ортотропному настилу. Цікавими є пропозиції щодо будівництва наскрізних та просторових конструкцій у незнімній опалубці.

Як видно з рисунку 1.6, залізобетонні конструкції в незнімній опалубці дуже різноманітні. За технологією виготовлення конструкцій у незнімній опалубці можуть будуватися колони для промислових та цивільних будівель під будь-які навантаження, конструкції покриттів (балки ферми, плити) будь-яких прольотів, конструкції перекриттів промислових та цивільних будівель, у тому числі при великих навантаженнях, спеціальні та інженерні споруди. На нинішній час накопичена значний за обсягом матеріал із результатами експериментальних та теоретичних досліджень сталезалізобетонних конструкцій, що можуть виготовлятися в незнімній опалубці, та набуто досвід їх проектування та будівництва.

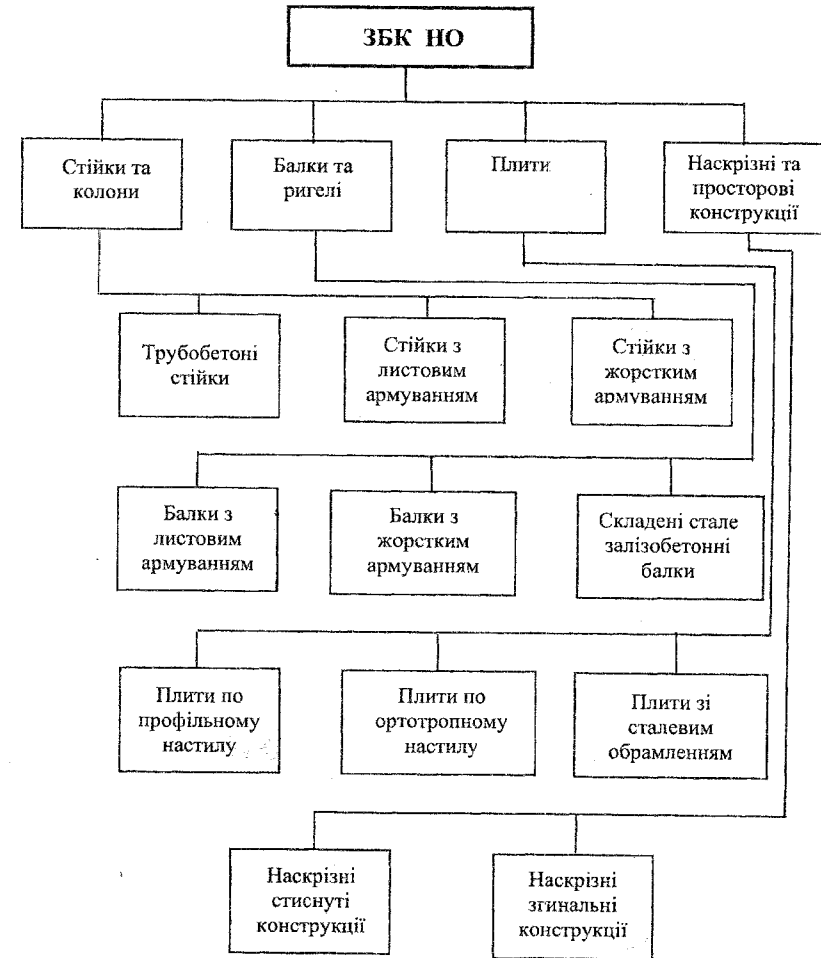


Рисунок 1.6 – Класифікація залізобетонних конструкцій, що виготовляються в незнімній опалубці (ЗБК НО)

2. Залізобетонні стійки та колони в незнімній опалубці

2.1. Труробетонні стійки та колони

2.1.1. Особливості роботи труробетонних елементів

Сталезалізобетонні несучі елементи, і зокрема сталобетонні і труробетонні, завдяки включенню бетону в сталеву трубу будь-якого поперечного перерізу являють собою особливу сполуку бетону і сталі. У такому комплексному елементі при дії зовнішнього навантаження труба відіграє роль оболонки, завдяки чому в елементі виникає складний напружено-деформований стан і тим самим створюються сприятливі умови для підвищення несучої здатності сталезалізобетонного елемента.

Уже давно відомо, що спільна робота бетонного ядра і труби-оболонки, яка сприяє виникненню так званого ефекту обійми, дає змогу підвищити несучу здатність сталезалізобетонних елементів у 1,5-2 рази порівняно із залізобетонними. На сьогоднішній день у багатьох країнах світу проведені значні експериментальні й теоретичні дослідження несучої здатності і напружено-деформованого стану сталезалізобетонних елементів з урахуванням експлуатаційних та граничних навантажень, а також тривалих процесів, що відбуваються під час експлуатації конструкцій [87]. Набуто певного досвіду розрахунку, проектування та монтажу конструкцій з елементами із сталезалізобетону; також відомо, що протягом багатьох років несучі конструкції з елементами із сталезалізобетону успішно експлуатуються в спорудах різного призначення [101].

а)



б)



Рисунок 2.1 - Характер руйнування центрально стиснутих труробетонних зразків:

а) тонкостінний з утворенням поздовжньої тріщини; б) товстостінний з утворенням гофрів

Застосування сталезалізобетонних конструкцій не обумовлюється вимогами технології виробництва, агресивністю, температурним і вологісним режимом навколишнього середовища і т. ін. Конструктивна особливість з'єднань сталезалізобетонних елементів дає змогу утворювати з них гратчасті системи різних форм і розмірів.

Проте набутий матеріал із досліджень сталезалізобетону ще раз стверджує складну роботу таких елементів під навантаженням, і це вимагає особливого підходу до їх досліджень.

Насамперед, особливість досліджень, особливо експериментальних, стосується визначення несучої здатності елементів. Досліди показують, що руйнування сталезалізобетонних елементів супроводжується великими пластичними деформаціями і відбувається або крихко, "з хрустом", унаслідок розриву стінки труби в поздовжньому напрямку, якщо остання тонкостінна, або "м'яко", але з великими деформаціями, що відбувається при значній товщині стінки труби (рисунок 2.1).

У зв'язку з цим при проведенні досліджень з'являється необхідність застосування особливої додаткової умови для визначення граничного стану сталезалізобетонних елементів, що працюють на стиск. Експериментальними дослідженнями доведено, що граничний стан першої групи для стиснутих сталезалізобетонних елементів настає внаслідок значних поздовжніх деформацій. Експериментально визначено, що граничні поздовжні деформації сталезалізобетонних елементів при короточасній дії стискуючого навантаження досягають відносної величини $\varepsilon_{shl} = 0,002 \dots 0,0025$, а при тривалій дії навантаження — $\varepsilon_l = 0,0025 \dots 0,003$. Отже, умовою-параметром визначення граничного стану коротких сталезалізобетонних елементів повинна бути гранична величина відносної деформації, що призначається з умов експлуатації. Для гнучких елементів ($l_0/d_e > 5$) граничний стан обумовлюється критичною силою.

Численний матеріал досліджень сталезалізобетонних елементів підтверджує необхідність урахування особливостей, що пов'язані з фізико-механічними властивостями бетону і сталі при їх спільній роботі в сталезалізобетонному елементі. Встановлено, що міцність бетону в трубі-оболонці має коефіцієнт мінливості $v_b = 0,05 \dots 0,1$, значення якого вдвічі менше, ніж для бетону, що використовується у звичайних залізобетонних конструкціях.

Крім того, умови твердіння бетону в сталезалізобетонному елементі певним чином впливають на напружено-деформований стан елемента ще до дії зовнішнього навантаження. Завдяки особливим умовам твердіння бетону в замкнутому середовищі, що створює сталеву трубу, відбувається не усадка, а набухання бетону. При цьому міцність бетону підвищується приблизно на 10-15% порівняно з бетоном, що твердіє у звичайних умовах [92]. Це пояснюється тим, що бічний тиск, який існує в сталезалізобетоні між бетонним ядром і трубою-оболонкою, перешкоджає інтенсивному розвитку мікротріщин розриву в бетонній серцевині, яка в умовах усебічного стиску витримує напругу, що значно перевищує призову міцність.

Водночас існує можливість, що при певних умовах незв'язана вода в бетоні буде випаровуватися, і в цьому випадку може статися усадка бетону, що є небажаною для сталезалізобетону.

Особливість досліджень сталезалізобетонну виявляється ще в тому, що міцність бетону в сталезалізобетонному елементі залежить не тільки від класу бетону за міцністю на стиск, а насамперед від геометричних характеристик поперечного перерізу елемента і, в основному, від коефіцієнта армування μ_{pb} . Враховуючи сприятливі умови твердіння бетону в замкненому середовищі, його міцність слід визначати добутком призмової міцності і коефіцієнта умови роботи бетону в трубі, величина якого більша за одиницю.

Наявність бетону в сталезалізобетонному елементі передбачає врахування впливу на роботу елементів реологічних факторів [87, 119]. Проведеними дослідями встановлено, що вплив тривалої дії навантаження, а також експлуатаційних факторів на несучу здатність і деформативність сталезалізобетонних конструкцій дещо інший, ніж на залізобетонні конструкції. Деформації повзучості сталезалізобетонних елементів менші, ніж залізобетонних. Повзучість бетону, що відбувається в трубі, меншою мірою впливає на мінливість модуля деформацій залежно від часу дії навантаження. При цьому величина деформацій повзучості значною мірою залежить від геометричних характеристик поперечного перерізу елемента (розмірів бетонного ядра, товщини стінки труби) та бічного тиску між бетонним ядром і трубою.

Вплив тривалої дії навантаження на несучу здатність сталезалізобетонних елементів враховується показником повзучості й усадки (розбухання) бетону в трубі, а також зміною в часі модуля пружної деформації бетону. Експериментально доведено, що внаслідок тривалих процесів у сталезалізобетонних елементах відбувається безперервний перерозподіл напруги між бетоном і трубою. Напруга в бетонному ядрі з плином часу зменшується, а в трубі – збільшується. Цей перерозподіл триває довгий час.

У сталезалізобетонних елементах початковий коефіцієнт поперечних деформацій (коефіцієнт Пуассона) дорівнює 0,2, а його граничне значення досягає величини 0,5...0,7.

Досліди показали, що характер напруги в бетонному ядрі та труби-оболонці сталезалізобетонних елементів істотно відрізняється від аналогічної напруги, що діє у залізобетонних елементах. При проведенні експериментальних досліджень сталезалізобетонних елементів значну роль відіграє врахування усіх фізичних явищ, що пов'язані з процесом руйнування, а особливо наявність бічного тиску між бетонним ядром і трубою-оболонкою будь-якого поперечного перерізу.

При визначенні бічного тиску, що виникає між бетонним ядром і трубою (рисунок 2.3), при проведенні досліджень дотримуються таких передумов:

– вважається, що поздовжні і поперечні деформації бетонного ядра і труби за умови їх спільної роботи однакові;

– бетонне ядро завдяки всебічному стисненню, перебуває в умовах триосьового напруженого стану;

– труба-оболонка, яка утримує натиск бетонного ядра, також перебуває в умовах об'ємного стану (стиск, розтяг, стиск);

– у граничному стані бетонне ядро і труба-оболонка перебувають на пластичній стадії роботи (або в пластичній стадії в умовах руйнування).

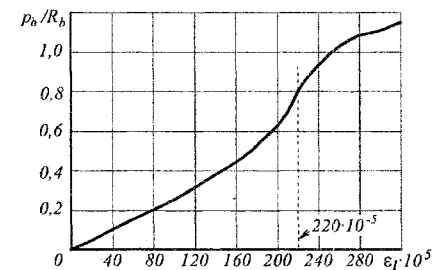


Рисунок 2.3 - Зміна відносного значення бічного тиску в бетонному ядрі p_b/R_b зі збільшенням поздовжніх деформацій ϵ_l при завантаженні труботбетону

Неоднорідність бетону виразно виявляється при великих деформаціях: бетонне ядро втрачає первісну (круглу або прямокутну) форму поперечного перерізу не тільки внаслідок великого розтягу елемента посередині висоти, але й у наслідок утворення місцевих бугрів та западин (гофрів). При завантаженні сталезалізобетонних зразків на початку дослідження спостерігається зменшення об'єму, а в кінці – об'єм зразка починає збільшуватися, навіть перевищуючи первісний.

На рисунку 2.4 наведено приклад зміни об'єму тонкостінного сталезалізобетонного зразка круглої форми поперечного перерізу $v_\epsilon = (\epsilon_z + 2\epsilon_r)/3$.

Дослідженнями позацентрово стиснутих сталезалізобетонних елементів різних розмірів і форм поперечного перерізу з різною товщиною стінки труби при різних ексцентриситетах встановлено, що їх несуча здатність може бути вичерпана через досягнення межі текучості стиснутої зони труби. При цьому в розтягнутій зоні бетонного ядра утворюються тріщини, у наслідок чого бетонне ядро в поздовжньому напрямку виключається з роботи елемента.

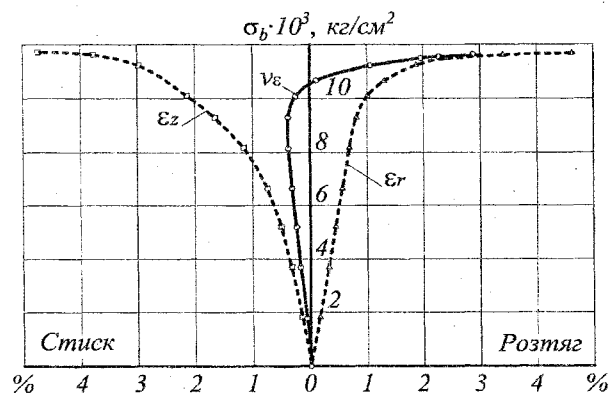


Рисунок 2.4 - Залежність поздовжніх ε_z і поперечних деформацій ε_r та зміни об'єму ν_s від напруги в бетонному ядрі σ_b

У процесі експериментальних досліджень напружено-деформованого стану зігнутих сталезалізобетонних елементів отримані численні дані, які свідчать, що у граничному стані бетон в розтягнутій зоні не працює, а напруги в трубі досягають межі текучості. У стиснутій зоні напруга в бетоні перевищує призмову міцність майже на 15%. Оцінюючи несучу здатність позacentровано стиснутих сталезалізобетонних елементів залежно від параметра $l_0/d_c > 5$, необхідно враховувати прогин у площині вигину, який є функцією зведеної гнучкості λ_{red} та зведеного ексцентриситету e_{red} .

Отже, результати досліджень показують, що сталезалізобетон унаслідок специфічних властивостей є ефективним конструктивним матеріалом при роботі як при центральному, так і при позacentровому стиску, а також при згині і розтязі.

2.1.2. Надійність трубобетонних елементів

Як відомо, розрахунок несучої здатності будь-яких конструкцій має ймовірнісні аспекти, які полягають у недосконалому та певною мірою в невизначеності знань про вихідні дані розрахунку. Навантаження, що діють на конструкцію, ніколи не відомі достеменно точно і тому мають певну невизначеність. Деякі геометричні та фізико-механічні характеристики матеріалів, із яких виготовляються конструкції, теж мають свою невизначеність. Невизначеність вхідних параметрів при розрахунках конструкцій тим чи іншим чином передається вихідним параметрам. Тому ймовірнісний розрахунок конструкцій полягає у визначенні ймовірнісних

властивостей вихідних даних за випадковими властивостями вхідних даних, які повинні мати нормативну базу.

Аналіз останніх досліджень і публікацій, у яких започатковано розв'язання проблеми необхідності нормативних документів з розрахунку трубобетонних конструкцій, свідчать про неможливість нормування розрахунку трубобетонних елементів без ймовірнісного аналізу їх надійності.

Створення нормативної методики розрахунку трубобетонних елементів, яка забезпечувала б достатній рівень їх надійності (що неможливо без урахування стохастичної природи всіх факторів, які впливають на несучу здатність елемента), є на сьогоднішній день невирішеною частиною загальної проблеми розрахунку і проектування трубобетонних конструкцій.

Це зумовлює мету експериментально-теоретичного дослідження – визначити фактори, що впливають на надійність трубобетонних елементів, – яке здійснила О.П. Воскобійник [21].

На сьогодні відповідно до чинних нормативних документів, проектування залізобетонних конструкцій (до яких можна віднести й трубобетонні як залізобетонні елементи із зовнішнім кільцевим армуванням) виконується за методом граничних станів, який спирається на статистичне вивчення значень навантажень, механічних властивостей матеріалів та умов роботи конструкцій і є за своєю формою напівймовірнісним. Розрахунок ведеться в детерміністичній формі, а необхідний рівень надійності при такому підході визначається нормуванням значень навантажень та міцності матеріалів, а також введенням диференційованих коефіцієнтів надійності, що враховують умови роботи конструкції та інші фактори.

Але в ДБН В.1.2-97 „Загальні принципи забезпечення надійності та безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ” (Київ, 1997 р.) передбачається і застосування ймовірнісних методів розрахунку будівельних конструкцій, що дасть змогу більш точно визначити їх надійність та забезпечити достатній рівень безвідмовності. Для виконання ймовірнісного розрахунку перш за все необхідно мати точну статистичну інформацію про властивості трубобетонних елементів.

Відомо, що визначення ймовірності базується на понятті подій, які є якісним чи кількісним результатом дослідження. Теорія надійності будівельних конструкцій та споруд у цілому має значні відмінності від теорії надійності інших технічних об'єктів. Основною властивістю, що визначає надійність будівельних конструкцій, будівель і споруд загалом, є безвідмовність їхньої роботи – властивість зберігати задані експлуатаційні якості протягом певного терміну служби. Як кількісні характеристики безвідмовності конструкцій часто використовується ймовірність безвідмовної роботи, ймовірність та інтенсивність відмов.

Як відомо, трубобетонні елементи мають комплексний переріз з не менше ніж із двома складовими: сталеву труба-оболонку та бетонне ядро (також можливе додаткове армування трубобетонного елемента поздовжньою стрижневою арматурою).

Отже, трубобетонний елемент можна розглядати як систему з двох послідовно з'єднаних елементів – бетону та сталеві труби, а відмова будь-якого з них призведе до відмови всієї системи. Тому на надійність трубобетонного елемента в цілому впливає мінливість геометричних розмірів та міцнісних характеристик як бетонного ядра, так і сталеві труби, а також їх взаємодія.

Матеріали, з яких складається трубобетон, особливо бетон, мають значну мінливість. За результатами досліджень коефіцієнта варіації міцності бетону за даними заводів ЗБВ його фактичне значення досягає 20-25 % (при тому, що нормативний коефіцієнт варіації міцності бетону, прийнятий у СНиП 2.03.01-84*, складає 13,5%). Однією з найважливіших причин мінливості властивостей бетону є мінливість його компонентів, розкиди при підборі складу, випадкові впливи в процесі перемішування, транспортування та твердіння, а також різниця в системі контролю якості та методів випробування.

Загальновідомо, що сприятливі умови твердіння в об'ємі значно покращують фізико-механічні властивості бетону. Так, за результатами експериментальних досліджень, проведених Р.С. Санжаровським [74], коефіцієнт варіації міцності бетону в трубобетоні складає 3-10%. Подібні значення отримав О.В. Семко [80] при експериментальних дослідженнях трубобетонних елементів.

Підвищенням однорідності бетону та сприятливими умовами його роботи в об'ємі пояснюється незначна мінливість фізико-механічних властивостей трубобетонних зразків, що отримана в дослідженні О.В. Семко [80]. При випробуванні серії трубобетонних зразків-близюків (загальною кількістю 33 штуки) коефіцієнт варіації міцності склав 3%.

Призмове міцність σ_b є однією з основних характеристик бетону. Нормативне R_{bn} та розрахункове R_b значення призмової міцності регламентується в нормах проектування бетонних та залізобетонних конструкцій (СНиП 2.03.01-84). Але експериментальне визначення σ_b , як відомо, пов'язано з певними труднощами (випробування призм вимагає більших витрат бетону, ретельного центрування зразків за приладами та застосування випробувальних машин великих габаритів). Тому у виробничих умовах контроль якості бетону здійснюється шляхом випробування стандартних бетонних кубів (згідно з ГОСТ 10180-90).

Для переходу від нормативної міцності кубів R_n до нормативної міцності призм у нормах використовується коефіцієнт призмової міцності k_b , який дорівнює:

$$k_b = \frac{R_{bn}}{R_n} = 0,77 - 0,001\bar{R} \geq 0,72, \quad (2.1)$$

де \bar{R} – середнє значення кубикової міцності бетону, МПа.

Проте дослідні значення коефіцієнта k_b при однакових поперечних розмірах відрізняються значною мінливістю, найчастіше в межах від 0,6 до 0,9. Велике розсіювання цих значень звичайно пояснюють недосконалістю випробувань кубів (на значення кубикової міцності значним чином впливає якість форм, умови ущільнення, твердіння та випробування бетону, кількість випробуваних зразків, точність випробувальних машин) та особливо невизначеністю умов тертя на поверхнях, що підлягають випробувальним навантаженням. За даними досліджень коефіцієнт варіації k_b для різних класів бетону становить від 7% (високоміцні бетони) до 13% (для бетонів звичайної міцності).

Інша, не менш важлива, характеристика бетону – початковий модуль пружності E_b . Значення E_b , що прийняті в СНиП 2.03.01-84, є середніми (із забезпеченістю 0,5). Відхилення від цих значень за даними різних авторів сягають $\pm 25\%$. Сталь є більш однорідним матеріалом порівняно з бетоном (значення нормативного коефіцієнта варіації міцності сталі становить від 5 до 9% для різних марок сталі та типів прокату).

При розрахунках комплексних конструкцій (до яких належать і трубобетонні) за діючими державними нормами проектування несуча здатність різних елементів має значення надійності, які різко відрізняються одне від одного та змінюються від мінімальних значень, що дорівнюють забезпеченості розрахункових опорів матеріалів, до одиниці [21]. Тому в розрахунках доречно враховувати невелику ймовірність сполучення несприятливих властивостей бетону та сталі, що дасть змогу проектувати конструкції більш економічно.

Щодо геометричних розмірів, то на даний час не існує загальноприйнятої думки про закон їх розподілу, але більшість дослідників вважають, що розподіл геометричних параметрів конструкцій відповідає нормальному або близький до нього.

Мінливість геометричних розмірів трубобетонних елементів визначається допусками сталевих прокату, що регламентуються ГОСТ 10707-80, згідно з яким при виготовленні сталевих труб контролюються відхилення розмірів зовнішнього діаметра та товщини стінки:

- зовнішній діаметр $\Delta d_e: \pm 1,25\%$;
- товщина стінки $\Delta t_s: +12,5\%; -15\%$.

Відповідно до цих значень нормативних допусків прокату розмах варіювання W геометричних параметрів трубобетонних елементів дорівнює:

$$W_A = A_{s,\max} - A_{s,\min} = \pi(0,3t_s d_e - 0,28t_s); \quad (2.2)$$

$$W_A = A_{b,\max} - A_{b,\min} = \frac{\pi}{4}(0,05d_e^2 + d_t^2 - 2,17t_s^2), \quad (2.3)$$

при цьому $A_{s,max}$ отримується при $\Delta d_e \rightarrow max$ та $\Delta t_s \rightarrow max$, $A_{s,min}$ – при $\Delta d_e \rightarrow min$ та $\Delta t_s \rightarrow min$; а $A_{b,max}$ отримується при $\Delta d_e \rightarrow min$ та $\Delta t_s \rightarrow max$, $A_{b,min}$ – при $\Delta d_e \rightarrow max$ та $\Delta t_s \rightarrow min$.

При використанні отриманих значень розмаху варіювання та визнанні розподіл геометричних розмірів нормальним можна знайти мінливість $V_{A_s} = 5\%$ та $V_{A_b} = 8\%$.

За даними проведених експериментальних досліджень трубобетонні елементи мають незначну мінливість геометричних розмірів. Так, коефіцієнт варіації площі бетонного ядра складає лише 0,2%, а коефіцієнт варіації площі сталеві оболонки – 0,3%.

Технологія виготовлення будівельних конструкцій та виконання будівельних робіт має суттєвий вплив на їх надійність. Найбільш важливим фактором, що характеризує культуру виготовлення залізобетонних (у тому числі й трубобетонних) конструкцій є мінливість міцнісних та деформативних властивостей бетону.

Дослідження властивостей бетону як у заводських виробках, так і в монолітних конструкціях відмічають значну (до 40%) мінливість його міцності в межах одного виробу. На мінливість міцності впливає як технологія виготовлення (якість заповнювача і цементу, склад бетонної суміші, дозування, перемішування та ущільнення бетонної суміші, догляд за бетоном), так і випадкові фактори, що впливають на міцнісні властивості по довжині елемента.

Експериментальні дослідження О.П. Воскобійник [21] також свідчать про наявність мінливості міцнісних характеристик у межах одного трубобетонного елемента. Так, при дослідженні зміни міцності трубобетонних елементів по висоті при бетонуванні у вертикальному положенні було виявлено неоднорідність фізико-механічних властивостей бетонного ядра. Найменшу несучу здатність мали ділянки, розташовані в середині та нижній третині довгого зразка. Цей ефект можна пояснити складністю укладання та ущільнення бетонної суміші в довгих зразках, наслідком чого є зниження міцності бетону та утворення внутрішніх дефектів. Бетон, який знаходився в нижній частині зразка, незважаючи на найнесприятливіші умови бетонування, мав більшу порівняно з ділянками, розташованими вище, міцність унаслідок твердіння в умовах обтиску, створеного навантаженням від власної ваги бетону, що підвищує міцність приблизно на 6%. Верхні ж ділянки довгого зразка мали більшу міцність унаслідок кращих умов бетонування. Ця тенденція більш яскраво виражена стосовно бетонних зразків, тому що несуча здатність трубобетонного зразка в цілому характеризується не лише міцністю бетону, а й фізико-механічними властивостями сталі, які є більш однорідними.

Отже, з аналізу наведених вище прикладів зроблено висновок, що мінливість міцності бетону навіть в одному виробі може досягати таких значень, які слід було б урахувати при розрахунках. На практиці це здійснюється шляхом уведення відповідних коефіцієнтів надійності за

матеріалом, але таке рішення не здатне врахувати фактичний розподіл σ , виявлений експериментальними методами в існуючих конструкціях та дослідних зразках.

У результаті проведених досліджень зроблено висновок, що при ймовірнісному розрахунку трубобетонних елементів необхідно враховувати фактичні значення мінливості всіх параметрів, що визначають їх несучу здатність, а саме: мінливість фізико-механічних властивостей матеріалів та їх геометричних розмірів, а також фактичний розподіл міцності матеріалів у конструкції.

Проектування будівельних конструкцій на підставі ймовірнісного опису процесу їхньої експлуатації полягає у визначенні розрахункових параметрів, які з економічно обґрунтованою надійністю можуть забезпечити умови нормальної експлуатації конструкції за весь термін служби. Цього можна досягти, мінімізуючи середньоочікувані витрати на будівництво та експлуатацію конструкцій.

Але підвищення надійності пов'язане з подорожчанням конструкцій, і, навпаки, здешевлення конструкцій тягне за собою зниження надійності. Такий антагонізм тривалий час розв'язувався на користь утворення інтуїтивних запасів міцності. Проектування конструкцій, які б поєднували достатню надійність з економічно виправданими витратами матеріальних ресурсів, можливе при використанні методу ймовірнісної оптимізації будівельних конструкцій.

Найбільш поширеним показником надійності є ймовірність безвідмовної роботи конструкції протягом заданого терміну служби.

У загальній теорії надійності будівельних конструкцій поняття відмови уточнюється за таким формулюванням. Якщо за основний принцип проектування взято принцип максимальної економічності, тобто проектування прийнято при мінімальних витратах на будівництво й експлуатацію за розрахунковий час служби, тоді поняття "втрата якості" розуміється як втрата вартості. У цьому випадку відмова визначається як подія, що веде до деяких витрат.

Витрати, які враховуються при проектуванні, включають у себе вартість будівництва й ремонту будівель і споруд, так і втрати від порушення нормального функціонування розташованих у них виробництв та пов'язаних із цими виробництвами загальним технологічним процесом інших виробництв. Крім того, можливі втрати, що не мають грошової оцінки (соціальні втрати).

Таким чином, якщо всі втрати, які виникають унаслідок відмов, мають вартісний вираз, то виникає ймовірнісно-оптимізаційна задача, при якій мінімум цільової функції визначається за виразом

$$B = B_0 + \sum_{j=1}^m \int_0^T e^{-\alpha t} u_j(t) dt = B_0 + \sum_{j=1}^m L_j \rightarrow \min, \quad (2.4)$$

де B – сумарні очікувані витрати на будівництво споруди й на відновлення втрат від можливих пошкоджень;

B_0 – очікувані значення одноразових витрат;

m – кількість різних видів відмов;

$u_j(t)$ – очікувана швидкість накопичення втрат у результаті відмови j -го виду;

e – коефіцієнт, що враховує віддаленість витрат, $e = \ln(1 + E_m)$;

E_m – коефіцієнт зведення різночасових витрат, $E_m = 0,07 \dots 0,10$;

t – час від моменту виготовлення конструкції;

T – час служби споруди.

У всіх випадках проблема вибору оптимального рівня надійності конструкції і споруди в цілому зводиться до мінімізації параметра вибору проектного рішення, яким може бути ймовірність безвідмовної роботи, розрахункове значення навантаження, розрахункове значення міцності матеріалів, площі перерізу і т.д., що являє собою дуже трудомістку операцію.

Труبوبетонні конструкції, для яких крихке руйнування майже відсутнє, у цьому сенсі є досить перспективними для мінімізації втрат. Для труبوبетонних конструкцій розрахунок максимальної економічності виконується як для споруд з економічною відповідальністю, а ймовірність появи відмов зі змішаними та нееконічними наслідками вважається набагато меншою або зовсім відсутньою.

Багатий матеріал експериментальних та теоретичних досліджень у галузі труبوبетонних конструкцій дає змогу оцінити несучу здатність різних видів труبوبетонних елементів у детермінованій постановці, що певною мірою відповідає чинним нормативним актам для розрахунку залізобетонних та металевих конструкцій.

У наш час, коли більшість капіталовкладень у галузі будівництва в основному призначаються на реконструкцію та технічне переозброєння підприємств, уже на етапі проектування будівельних конструкцій, не кажучи про той етап, коли вони перебувають в експлуатації, треба вміти правильно оцінити надійність конструкцій та прогнозувати їх залежність від розмірів поперечного перерізу несучих елементів, витрат бетону та сталі.

На даному етапі розвитку теорії труبوبетонних конструкцій є можливість у першому наближенні розробити достатньо надійну методику їх розрахунку як складної системи – із стиснених та гнучких елементів, оцінити їх проектну та експлуатаційну надійність, спрогнозувати оптимальну довговічність на кожному етапі експлуатації конструкції.

При оптимізації параметрів труبوبетонних елементів йдеться про взаємовідношення між основними геометричними (d_i – діаметр бетонного ядра або внутрішній діаметр труби-оболонки, t_0 – початкова товщина стінки труби-оболонки) та міцнісними характеристиками (міцність бетону і сталі в стисненому труبوبетонному елементі) тощо.

Для вибору оптимальних параметрів труبوبетонних елементів з урахуванням надійності, економічності та довговічності слід використати дослідження Р.С. Санжаровського та В.М. Сурдіна [42, 119] в галузі тривалої міцності труبوبетонних елементів, де наявність бетону в труبوبетонному елементі передбачає врахування впливу реологічних факторів (повзучості та усадки), а наявність металеві труби-оболонки сприяє негативному впливу зовнішньої корозії на загальну несучу здатність елемента. Необхідно також використати сучасні методи розв'язування багатокритеріальних задач, приклади яких наведено в роботах В.М. Кебенка, М.М. Фрідмана, Ю.М. Почтмана [116], а також Я.М. Ліхтарнікова.

Для визначення оптимальної надійності та довговічності труبوبетонних конструкцій розглянуто найпростіший випадок – розв'язання поставленої задачі на прикладі центрально стиснутого труبوبетонного елемента (без урахування гнучкості).

Тривала міцність труبوبетонного елемента $N_{t,tot}$, стиснутого осьовим навантаженням, визначається з умови:

$$N_{t,tot} = \sigma_{bt} A_b + \sigma_{st} A_{st}, \quad (2.5)$$

де $N_{t,tot}$ – осьове зусилля в труبوبетонному елементі від дії короткочасного і тривалого навантаження;

A_b – площа перерізу бетонного ядра;

A_{st} – площа перерізу сталеві труби-оболонки з урахуванням корозійних процесів;

σ_{bt} та σ_{st} – відповідно напруги в бетонному ядрі та в сталеві оболонці за тривалої дії навантаження.

Остаточний вираз тривалої міцності стиснутого труبوبетонного елемента, поданий у залежності від геометричних і міцнісних параметрів, має вигляд:

$$N_{t,tot} = 0,785 d_i^2 R_b + a_1 t_0 d_i R_b - a_2 t_0^{0,94} d_i^{1,06} R_s - a_3 t_0^{1,94} R_s + a_4 t_0^{0,94} d_i^{1,06} R_s, \dots (2.6)$$

де $a_1 = 50,58 e^{-h\tau} \beta$;

$a_2 = 1,784 \alpha_s a_5 [e^{-h\tau} - e^{-(0,04+h)}]$;

$a_3 = 1,784 \alpha_s a_5 [e^{-2h\tau} - e^{-(0,04+h)}]$;

$a_4 = 2,23 \alpha_s a_5 e^{-h\tau}$;

$a_5 = (4e^{-h\tau})^{-0,06}$.

Тут h – коефіцієнт, який залежить від умови експлуатації;

α_s – коефіцієнт, який залежить від марки сталі.

Аналіз виразу тривалої міцності показує, що міцність стиснутого трубобетонного елемента є фіксованим випадковим значенням, яке залежить від геометричних та міцнісних параметрів елемента. Відомо, що випадкові значення міцності бетону і сталі, а також геометричні параметри їх поперечного перерізу підпорядковуються нормальному закону розподілення. У такому випадку тривала міцність стиснутого трубобетонного елемента $N_{t,tot}$ також підпорядковується закону Гауса. Надійність стиснутого трубобетонного елемента за період експлуатації τ років при дії зовнішнього навантаження S можна визначити з умови:

$$P_i = \int_{s+a_i}^{\infty} \frac{1}{2\pi\sigma_0} \exp\left[-\frac{(N_0 - \bar{V}_0)^2}{2\sigma_0^2}\right] dN_0, \quad (2.7)$$

де N_0 – початкова міцність трубобетонного елемента;

a_i – зменшення міцності стиснутого трубобетонного елемента за час експлуатації t ;

\bar{V}_0 – математичне очікування початкової міцності трубобетонного елемента;

σ_0^2 – дисперсія міцності трубобетонного елемента.

$$N_0 = N_i + a_i, \quad (2.8)$$

де $a_i = f(R_b, R_s, t_0, d_b, \tau)$;

$$\bar{V}_0 = 0,785d_i^2 R_b + 50,58\beta t_0 d_i R_b + 2,05\alpha_s t_0^{-0,094} d_i^{-1,06} R_s; \quad (2.9)$$

$$\sigma_0^2 = \left(\frac{\partial N_0}{\partial R_b}\right)^2 \sigma_b^2 + \left(\frac{\partial N_0}{\partial R_s}\right)^2 \sigma_s^2 + \left(\frac{\partial N_0}{\partial t_0}\right)^2 \sigma_t^2 + \left(\frac{\partial N_0}{\partial d_i}\right)^2 \sigma_d^2. \quad (2.10)$$

Тут σ_b^2 , σ_s^2 , σ_t^2 , σ_d^2 – дисперсія відповідно міцності бетону, сталі, товщини стінки труби та діаметра бетонного ядра.

Крім надійності, на стадії проектування виконується ще ряд конструктивних обмежень, які приймаються за результатами досліджень і експлуатації трубобетонних конструкцій, а саме :

– діаметр бетонного ядра трубобетонного елемента d_b , який дорівнює внутрішньому діаметру труби-оболонки d_e , приймається в межах $250 \text{ мм} < d_e < 800 \text{ мм}$;

– міцність бетону на стиснення R_b приймається в межах 15-50 МПа;

– міцність сталі труби R_s повинна бути 220-500 МПа;

– мінімальна товщина стінки труби-оболонки t_s має бути не менше 3 мм.

Для розв'язання поставленої задачі оптимізації вибираються найбільш віддалі для кожного випадку критерії оптимальності, у даному випадку це є: надійність елемента P_i , собівартість конструкції C , витрати сталі, що визначаються через коефіцієнт армування $\mu_{pb} = 4t_0 e^{-ht}/d_i$. Така задача оптимізації належить до класу багатокритеріальних, вона розв'язується із застосуванням теорії непарних множин. Математичний аспект цієї теорії дає змогу ефективно оцінити ступінь належності різних варіантів трубобетонних елементів із відповідними значеннями (P_i , C_b , μ_{pbi}) до множини, яка розглядається. Для кількісної оцінки приймаються характеристичні функції, значення яких змінюються в інтервалі 0 - 1. Отже, для прийнятих належностей існує такий характер зміни характеристичних функцій:

якщо $P_i < 0,99$;

$0,99 < P_i < 0,999$;

$P_i > 0,999$,

$$\chi(k, P) = \begin{cases} 1 & \left(\frac{P_i - P_{\min}}{P_{\max} - P_{\min}}\right)^2 \\ 0 & \end{cases}; \quad (2.11)$$

якщо $C \leq C_{opt}$;

$C_{opt} < C < C_{max}$;

$C \geq C_{max}$.

$$\chi(k, C) = \begin{cases} 1 & \frac{1}{2} \frac{1}{2} \sin \frac{\pi}{C_{\max} - C_{\min}} \left(C - \frac{C_{opt} + C_{max}}{2}\right) \\ 0 & \end{cases}; \quad (2.12)$$

якщо $\mu_{pb} = \mu_{pb,opt} = 0,025$;

$\mu_{opt} < \mu_{pb} < \mu_{max}$;

$\mu \geq \mu_{max}$.

$$\gamma(k, \mu_{opt}) = \begin{cases} 1 & \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin \frac{\pi}{\mu_{max} - \mu_{opt}} \left(\mu - \frac{\mu_{opt} + \mu_{max}}{2} \right) \end{cases} \quad (2.13)$$

Головна мета поставленої задачі полягає у визначенні $max_k \{min [\gamma(k, P), \gamma(k, C), \gamma(k, \mu_{opt})]$, тобто такого значення вектора параметрів поперечного перерізу стиснутого трубобетонного елемента X_{opt} (із безлічі), за якого мінімальні значення характеристичних функцій будуть оптимальними.

Доведено, що найбільш універсальний критерій за собівартістю на стадії проектування дає можливість одержати великі межі оптимальних параметрів, але невідомо, який варіант найкращий. Тому пропонується на другому етапі оптимізації новий, більш ефективніший критерій – коефіцієнт ефективності трубобетону m_{pb} , який визначається як відношення несучої здатності стиснутого трубобетонного елемента N_{pb} до несучої здатності бетонного ядра N_b та труби-оболонки N_s , взятих окремо, тобто без впливу ефекту обойми.

Коефіцієнт ефективності трубобетону визначається за формулою:

$$m_{pb} = \frac{N_{pb}}{N_b + N_s} = \frac{1 + 16,1 \mu_{pb} \beta + l_s \mu_{pb} \frac{R_s}{R_b}}{1 + \mu_{pb} \frac{R_s}{R_b}} \quad (2.14)$$

Визначено, що коефіцієнт m_{pb} змінюється в досить великих межах – 1,1-1,8, тому важливо знайти інтервал зміни механіко-геометричного параметра ($m_{pb} R_s / R_b$), де $m_{pb} \rightarrow max$. У першому наближенні ці межі визначаються нерівністю:

$$0,9 \leq m_{pb} R_s / R_b \leq 2,6. \quad (2.15)$$

Якщо необхідно, можна провести третій етап оптимізації, на якому приймається новий критерій – мінімум маси елемента M_e , або витрати сталі A_s :

$$M_e = 1,96 d_i^2 (\pi m_{pb} + 1); \quad A_s = \pi t (d_i + t). \quad (2.16)$$

Таким чином, на всіх етапах оптимізації задіяні чотири головних параметри, які мають такі межі зміни в першому наближенні:

$$\begin{aligned} 0,025 &\leq m_{pb} \leq 0,125; \\ 15 \text{ МПа} &< R_{b,pb} < 60 \text{ МПа}; \\ 3 \text{ мм} &\leq l_s \leq 7 \text{ мм}; \\ 210 \text{ МПа} &< R_s < 380 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

За головне обмеження при розв'язанні поставленої задачі оптимізації прийнята нерівність методу граничного стану для стиснутих трубобетонних елементів:

$$N_l = \frac{\pi d_i^2 W (0,4191 g d_i - 0,1) l g N_{pb}}{27,6 l g l_0 l g e_0} [R_b + \mu_{pb} (16,1 R_b + l_s R_s)]. \quad (2.17)$$

Незважаючи на наявність великої кількості варіюючих параметрів, для зафіксованих l_0 та e_0 методом невизначених множників Лагранжа знайдено оптимальні рішення для багатопараметричних залежностей, що характерні для трубобетонних елементів. Розв'язок цієї задачі для різних сполучень бетону і сталі отримано за допомогою спеціальної програми на ПК.

2.1.3. Вплив різних факторів на роботу трубобетонних конструкцій

Застосування трубобетону в несучих конструкціях, як показують результати експериментальних досліджень та практика впровадження, дуже ефективно і відповідає всім вимогам економічності. Роботу трубобетонних елементів при місцевій передачі навантаження на бетонне ядро дослідив В.Ф. Пенц у Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка [66]. Відомо, що при передачі навантаження на трубобетонний елемент найбільш вразливим місцем є оголовок. Тому для підвищення несучої здатності оголовків при проведенні експерименту було зроблено їх підсилення.

В елементах із трубобетону бетонне ядро працює разом із трубою-оболонкою. При цьому з ростом рівня напружень виникає об'ємно-напружений стан. Було поставлено завдання дослідити напружений стан роботи оголовків трубобетонних стояків.

Під час проведення експериментальних досліджень для врахування можливих методів підвищення несучої здатності оголовків трубобетонних елементів було досліджено групи зразків із таким підсиленням оголовка:

- підсилення оголовка привареною до торця труби пластиною;
- підсилення оголовка привареною до торця труби пластиною і поздовжніми ребрами;
- підсилення бетонного ядра оголовка арматурними сітками;
- підсилення оголовка трубою-оболонкою із труби.

Окрім дослідження перелічених вище зразків для порівняння результатів експерименту були також випробувані звичайні зразки без підсилення оголовків. Випробування всіх зразків проводилося тільки на центральний стиск при комплексному навантаженні.

У результаті експериментальних досліджень виявлено, що робота трубобетонного елемента в зоні оголовка, яка залежить від ряду факторів

(різних способів підсилення і різних схем прикладення навантаження), значно відрізняється від роботи елемента в середній частині. Встановлено, що при передачі навантаження на комплексний переріз у зразках без підсилення розвиток деформацій інтенсивніше протікає в зоні оголовка, першочергова поява ліній Чернова і втрата несучої здатності зразка також проходить у ділянці оголовка.

При підсиленні оголовка вищеописаними способами, при передачі навантаження на комплексний переріз поперечні деформації в ділянці оголовка протікають менш активно, ніж у середній частині зразка.

Для оцінки напружено-деформованого стану підсилених оголовків була прийнята передумова, що бокова поверхня складеного трубобетонного елемента вільна від зовнішніх напружень, відсутні об'ємні сили, а до основи елемента прикладені задані зовнішні зусилля, які задовольняють умови рівноваги в перерізі, що знаходиться на деякій відстані від торця труби. Експериментальними даними було доведено, що зоною оголовка вважається ділянка завдовжки один діаметр від торця трубобетонного елемента.

Із аналізу отриманих експериментальних результатів при передачі навантаження на комплексний переріз для зразків, які підсилені в зоні оголовка, виявлено характер розподілу поперечних деформацій по висоті елемента. У результаті статистичної обробки експериментальних величин поперечних деформацій було визначено їх вірогідні значення, за якими побудовано схему розподілу поперечних деформацій, а за схемою розподілу шляхом апроксимації знайдено значення коефіцієнта поперечних деформацій v_h , який для зони оголовка описується рівнянням:

$$v_h = \frac{z^{1,2}}{A + Bz^{1,2}}, \quad (2.18)$$

де A і B – постійні величини, які в результаті статистичної обробки експериментальних даних мають такі значення: $A = 0,35$, $B = 1,52$.

Залежність коефіцієнта поперечної деформації v_h визначається відстанню z від торця зразка, яка дорівнює зовнішньому діаметру зразка d_e .

Зміна коефіцієнта поперечної деформації v_h по висоті оголовка характеризується коефіцієнтом

$$\xi = \frac{v_h}{v_m}, \quad (2.19)$$

де v_h – коефіцієнт поперечної деформації в зоні оголовка;

v_m – коефіцієнт поперечної деформації в середній частині зразка, який визначається за відомими формулами роботи [95].

Таким чином, визначивши значення коефіцієнта поперечних деформацій у зоні оголовка, можна також за відомими формулами [95] визначити напружено-деформований стан підсилених оголовків при комплексному навантаженні.

За результатами експериментальних даних встановлено, що найбільш ефективними виявилися трубобетонні зразки, у яких у зоні оголовка бетонне ядро підсилене арматурними сітками, а також зразки, у яких підсилення лівової труби здійснене за допомогою труби-оболонки.

Отримані результати за методикою СНиП [84] при розрахунку міцності стиснутих елементів за наявності в них подовжньої і побічної арматури при стиску та при армуванні поперечними сітками дають значні відхилення з експериментальними даними і завищують результати. Ця методика не дозволяє врахувати об'ємно-напружений стан у трубобетонному елементі і всі особливості роботи трубобетону при визначенні його несучої здатності.

У результаті проведення експерименту встановлено, що для зразків із посиленням оголовка бетонного ядра арматурними сітками і без посилення місцевій передачі навантаження істотної різниці стосовно несучої здатності при зусиллі N_1 не спостерігалось. Також встановлено, що головну функцію при місцевій передачі навантаження виконує труба-оболонка. Тому при місцевій передачі навантаження на бетонне ядро через круглий штамп розрахунок на місцевий стиск (зім'яття) елементів без поперечного армування бетонного ядра і при армуванні оголовка бетонного ядра арматурними сітками несучу здатність пропонується визначати за формулою:

$$N_{pb} = R_{b,loc} A_{loc2} + R_b A_b, \quad (2.20)$$

де $R_{b,loc}$ – розрахунковий опір бетону змианню, що обчислюється за формулою:

$$R_{b,loc} = \alpha \phi_b \eta R_b, \quad (2.21)$$

у якій α і ϕ_b приймаються відповідно до рекомендацій СНиП [84]:

$$\alpha \phi_b \geq 1,0;$$

$$\alpha = 1,0 \text{ для бетону класу нижче B25;}$$

$$\alpha = 13,5 R_{bt} / R_b \text{ для бетону класів B25 і вище;}$$

$$\phi_b = \sqrt[3]{A_{loc2} / A_{loc1}};$$

A_{loc1} – площа зім'яття;

A_{loc2} – розрахункова площа зім'яття;

η – коефіцієнт ефективності роботи ядра трубобетонного елемента в зоні оголовка при місцевій передачі навантаження при зусиллі N_1 , що залежить