

Λ.Ι. ΣΤΟΡΟΖΕΝΚΟ
Δ.Α. ΕΡΜΟΛΕΝΚΟ
Ο.Ι. ΛΑΠΕΝΚΟ

ΤΡΥΒΟΒΕΤΟΝ

TRUBOBETON

Л.І.СТОРОЖЕНКО, Д.А.ЄРМОЛЕНКО, О.І.ЛАПЕНКО

ТРУБОБЕТОН

монографія

Полтава
ТОВ «АСМІ»
2010

УДК 693.5
ББК 38.53
С82

Рекомендовано до опублікування вченою радою Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка
(протокол № 4 від 27.11.2009 р).

Рецензенти:

Р.І.Кінаш, докт. техн. наук, професор, завідувач кафедри архітектурних конструкцій Національного університету «Львівська політехніка»;

С.В.Клименко, докт. техн. наук, професор, перший проректор, завідувач кафедри інженерно-технічних дисциплін Одеської державної академії будівництва та архітектури;

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

Стороженко Л.І., Єрмоленко Д.А., Лапенко О.І.

С82 Трубобетон [Текст]: монографія / Стороженко Л.І., Єрмоленко Д.А., Лапенко О.І.; ПолтНТУ. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2010. – 306 с., 139 іл., 39 табл., бібліогр: 129 назв.

ISBN 978-966-182-060-8

У монографії викладено відомості про трубобетонні конструкції; наведено характеристики сучасних трубобетонних конструкцій, що застосовуються в будівництві; на основі ґрунтовних експериментів розкривається сутність трубобетону, проаналізовано існуючі теорії міцності й оцінки напружено-деформованого стану з урахуванням об'ємної роботи ядра та оболонки, наведено інженерні методи розрахунку і конструювання; подано результати експериментальних досліджень трубобетону. На прикладі запроєктованих реальних трубобетонних конструкцій розкрито їх переваги та недоліки.

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

УДК 693.5
ББК 38.53

© Л.І.Стороженко, Д.А.Єрмоленко,
О.І.Лапенко, 2010
© ПолтНТУ, 2010
© ТОВ «АСМІ», оформлення, 2010

ISBN 978-966-182-060-8

Зміст

Назва	5
1 Загальні відомості про сталезалізобетон	7
1.1 Сутність сталезалізобетону	7
1.2 Класифікація сталезалізобетонних конструкцій	8
1.3 Сутність та класифікація трубобетонних конструкцій	10
1.4 Довідки застосування сталезалізобетонних конструкцій	13
2 Фізико-механічні характеристики трубобетону	27
2.1 Міцність та особливості деформування трубобетону при короткочасному навантаженні	27
2.2 Деформації трубобетону при повторних та тривалих навантаженнях	53
2.3 Особливості роботи трубобетону при дії згинальних та крутих моментів	71
2.4 Питома міцність на роботу стиснених трубобетонних елементів	80
2.5 Робота трубобетону при додатковому стрижневому армуванні	94
2.6 Трубобетон із зміцненими та центрифугованими ядрами	101
2.7 Питома концентрація напружень у місцях спряження та стиків у трубобетоні	117
2.8 Питома густина контактної взаємодії на міцність стиснутих трубобетонних елементів	141
3 Міцність трубобетону	162
3.1 Сутність теорій міцності	162
3.2 Теорія міцності стосовно трубобетону	162
3.2.1 Теорія Л.К.Лукаші	170
3.2.2 Теорія М.В.Микули	173
3.2.3 Теорія інших авторів	175
3.3 Експериментальні підтвердження теорій міцності трубобетону	178
4 Напружено-деформований стан трубобетону	180
4.1 Основні властивості математичної теорії пружності	180
4.2 Об'ємний напружено-деформований стан трубобетону	186
4.2.1 Напружено-деформований стан трубобетону при осьовому стисненні	189
4.2.2 Напружено-деформований стан при згинанні	192
4.2.3 Напружено-деформований стан при позацентровому стисненні	200
4.3 Урахування пластичних деформацій при оцінюванні напружено-деформованого стану трубобетону	214
4.4 Напружено-деформований стан при тривалій дії навантаження	216
4.5 Чисельні методи оцінювання напружено-деформованого стану трубобетону	240

4.6. Експериментальне підтвердження теорій напружено-деформованого стану трубобетону	245
5. Інженерні методи розрахунку трубобетонних конструкцій	261
5.1. Особливості проектування сталезалізобетонних конструкцій відповідно до Eurocode 4	261
5.2. Загальні основи інженерного розрахунку трубобетонних конструкцій	263
5.3. Матеріали для трубобетонних конструкцій	263
5.4. Розрахунковий опір бетону в сталевій трубі	266
5.5. Інженерні методи розрахунку трубобетонних елементів	267
5.5.1. <i>Центрально та позацентрово стиснені елементи</i>	267
5.5.2. <i>Елементи, що працюють на згин</i>	269
5.6. Підбір оптимальних перерізів трубобетонних елементів	270
5.7. Несучі конструкції із застосуванням трубобетону	272
5.7.1. <i>Колони</i>	273
5.7.2. <i>Позацентрово стиснені колони</i>	275
5.7.3. <i>Балки</i>	277
5.7.4. <i>Ферми</i>	280
5.8. Приклади розрахунку трубобетонних елементів	281
5.9. Будівництво трубобетонних конструкцій	285
Література	298

Вступ

Темпи будівництва невинно зростають, з'являються нові матеріали і конструкції, вдосконалюється технологія їх виготовлення. Сучасне будівництво характеризується збільшенням висоти будівель та прольотів перекриттів, маси технологічного обладнання. Це потребує застосування стрижнів у вигляді стійок, колон, стиснутих елементів ферм, арок, які б мали виключно високу несучу здатність при малих поперечних перерізах.

Протягом мільйонів років свого розвитку живій природі довелося пошукувати про створення лінійних елементів, які мали б високу несучу здатність. У процесі тривалої еволюції були відібрані стрижні, наближені до трубчастих, зповнені всередині менш міцним матеріалом, або, якщо елемент повинен бути легким, порожні. Прикладів таких стрижнів ми бачимо велику кількість: стовбури дерев із більш міцними зовнішніми шарами й слабкішим чдром, кістки тварин і птахів. Тому ідея отримання штучних стрижнів, які нагадували б за своєю будовою природні, привела до створення трубобетону, в якому забезпечене раціональне сполучення міцної зовнішньої сталеві об'ємки і бетонного ядра, яке працює в умовах всебічного стиску.

Поява трубобетону на рубежі дев'ятнадцятого і двадцятого століть була зумовлена стрімким розвитком чорної металургії та появою залізобетону, який з кожним роком завойовував все впевненіші позиції. І вже перші дослідні над трубобетонними елементами довели, що це дуже перспективна конструкція. Було виявлено, що секрет підвищеної здатності трубобетону полягає в отриманні бетонним ядром унікальних якостей в умовах роботи при об'ємному напружено-деформованому стані.

Ще на початку двадцятого століття було встановлено, що кількість подовжнього армування ніяк не підвищує міцність бетону. Тільки при побічному армуванні в стиснутих елементах міцність бетону зростає, особливо цей ефект проявляється в трубобетоні. При його використанні досягається висока ефективність роботи металу труби, який створює боковий реактивний тиск на бетонне ядро. Бетон при цьому знаходиться в тривісному напруженому стані, в результаті чого його міцність значно зростає.

Для успішного використання ефективних трубобетонних конструкцій у будівництві з рахуванням їх справжніх властивостей при раціональному сполученні бетону й сталі необхідна надійна теорія їх роботи в умовах об'ємного напружено-деформованого стану складових матеріалів, яка була б ґрунтована на глибокому дослідженні фізико-механічних властивостей складових матеріалів і комплексних елементів у цілому. Така теорія розроблена вітчизняними та зарубіжними вченими. В цій книзі містяться як результати досліджень авторів, так й інших учених, які присвятили свої роботи всебічному вивченню трубобетонних конструкцій. Розглянуті існуючі теорії об'ємного напружено-деформованого стану матеріалу, методики комплексного

врахування способу армування, нелінійності деформацій, рівня і характеру завантаження, повзучості й усадки бетону. Розроблені практичні методи розрахунку несучої здатності, деформацій та переміщень трубобетонних конструкцій. Наведені результати ґрунтовних експериментальних досліджень фізико-механічних властивостей трубобетону та особливостей його роботи при різних напружених станах.

Особливістю наведеної в книзі теорії об'ємно-напруженого стану трубобетону є те, що вона одночасно враховує нелінійність деформування бетону при короткочасному завантаженні, змінність його фізико-механічних властивостей при тривалій дії навантаження і вид напруженого стану.

Окремо розглянуті існуючі теорії міцності трубобетону.

При аналізі фізико-механічних властивостей трубобетону наголос робився на виявленні об'ємного напружено-деформованого стану не тільки при стисненні, але й при розтягненні, крутінні, при повторних завантаженнях, а також при дії тривалих навантажень. Провадилося порівняння параметрів, отриманих у результаті експериментів, з їх теоретичними значеннями. На основі глибоких теоретичних і експериментальних досліджень розроблені інженерні методи розрахунку трубобетонних конструкцій.

У представленій до уваги читача книзі наведені результати експериментальних і теоретичних досліджень, які виконувались авторами або під їх керівництвом протягом більше ніж сорока років. Отримані настільки широкі результати проведених досліджень, що їх неможливо було проаналізувати в обсязі одної книги. Це привело до необхідності численних посилань до матеріалів досліджень, що були оприлюднені в наших статтях та монографіях, список яких наведений в кінці книги.

Таким чином, представлена до уваги читачів книга присвячена проблемі дослідження та проектування трубобетонних конструкцій. У ній розглянуті основні види трубобетонних конструкцій, наведені результати експериментальних і теоретичних досліджень й особливості розрахунку. Розглянуті приклади застосування трубобетонних конструкцій у промисловому і цивільному будівництві та результати натурних випробувань. На прикладі запроектованих і побудованих конструкцій із застосуванням трубобетону розглядається його техніко-економічна ефективність. Доведено, що при застосуванні трубобетону вага споруди зменшується в 2-3 рази, працевитрати в 4-5 разів, вартість у 2-3 рази порівняно із залізобетонними. Порівняно з металевими конструкціями досягається зниження вартості до 40% при зменшенні витрат сталі в 2-3 рази.

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

1. Загальні відомості про сталезалізобетон

1.1. Сутність сталезалізобетону

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 в будівництві згинальних і стиснутих конструкцій, плит, їх використовують при зведенні різноманітних споруд. Сталезалізобетонні конструкції мають багато переваг, але, на нашу думку, основна з них – це можливість виробляти й будувати залізобетонні конструкції без встановлення опалубки, тому що її функції може успішно виконувати арматура й сталеві профілі.

Після значного розповсюдження набули залізобетонні конструкції, які армують стрижневою арматурою. У цих конструкціях бетон й 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 з 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 тріщиностійкості. У збірному залізобетоні гостро стоїть питання стиків, що пов'язане із застосуванням великої кількості шкільних деталей.

Відомі недоліки сталевих конструкцій. Серед них – неефективна робота при стисненні через втрату загальної та місцевої стійкості, надзвичайно низька вогнестійкість та необхідність захисту від корозії.

Сталезалізобетонними називають комплексні конструкції, в яких сумісно працюють і сталеві, й залізобетонні елементи. При цьому залізобетон використовується в основному для сприйняття зусиль стиску, а сталь – для сприйняття зусиль розтягу. Враховуючи ефективну роботу 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 ставляться завдання позбавитися недоліків сталевих і залізобетонних конструкцій. Треба намагатися, 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 вирізнятимуться підвищеною металоємністю. А відомо, що вимога щодо економії витрат металу завжди буде актуальною.

В основу нових типів сталезалізобетонних конструкцій покладена концепція синтезу кращих зразків сталевих і залізобетонних конструкцій, котрі враховували б їх суттєві переваги. При цьому використовуються ідеї розділення функцій елементів конструкцій за матеріалами для їх раціональної роботи в споруді.

Тепер сталезалізобетонні конструкції дістали широке розповсюдження в усьому світі. Доведено, що їх раціонально застосовувати у вигляді згинальних конструкцій для перекриття великих прольотів, а також стійок, які сприймають великі навантаження (колони громадських та промислових будівель), в інженерних спорудах. Поперечні перерізи таких конструкцій можуть бути найрізноманітнішими. При використанні сталезалізобетонних конструкцій значно зменшується їх маса, дуже часто можна обійтися без улаштування опалубки й закладних деталей.

У нашій країні накопичено значний досвід дослідження та впровадження сталезалізобетонних конструкцій. Побудовано несучі конструкції різних будівель і споруд із застосуванням трубобетону, балки та ригелі зі стрічковим армуванням, брускові конструкції, залізобетонні плити по профільному настилу. Є багато наукових публікацій у цій галузі. У західних країнах уже більше від десяти років діє нормативний документ щодо проектування сталезалізобетонних конструкцій "Eurocode 4" [129]. В нашій країні відповідний нормативний документ ще тільки розробляється, що значно стримує використання сталезалізобетону в будівництві.

Створення ефективних сталезалізобетонних конструкцій стало можливим завдяки прогресу будівельної механіки, розвитку чисельних методів розрахунку, розширенню можливостей обчислювальної техніки та програмного забезпечення, розрахунку складних комбінованих конструкцій з урахуванням дійсних властивостей матеріалів при їх сумісній роботі. Все це дозволило розробити методи розрахунків, що враховують реальні умови роботи сталезалізобетонних конструкцій.

1.2. Класифікація сталезалізобетонних конструкцій

Існуючі сталезалізобетонні конструкції можна розподілити на три великі групи:

- конструкції, в яких сталеві й залізобетонні складові об'єднані в одне ціле та при навантаженні працюють сумісно;
- комплексні конструкції, які складаються зі сталевих і залізобетонних елементів, що працюють у просторовій системі;
- сталеві конструкції, котрі використовуються при зведенні залізобетонних споруд та залишаються працювати по закінченні їх будівництва (наприклад опалубка, що не знімається).

Сталезалізобетонні конструкції дуже різноманітні. Їх можна класифікувати за призначенням, за видом використаного матеріалу, за способом шпеклення. На сьогодні у будівництві застосовують такі основні типи сталезалізобетону:

1. Балки та ригелі:
 - із внутрішнім жорстким армуванням;
 - із зовнішнім армуванням (стрічкове армування листами, поздовжня арматура й кутиків, складені балки з використанням замкнутих профілів, наповнених бетоном і т.п.).
2. Центральні та позацентрово стиснені колони й стійки:
 - із жорстким внутрішнім армуванням;
 - із зовнішнім армуванням (трубобетонні, коробчасті, з листами впоперек граней і кутиками впоперек ребер);
 - у вигляді сталевих профілів із забетонованими міжпоясними порожнинами;
 - складені колони із сталезалізобетонних гілок.
3. Монолітні та збірні плити:
 - по сталевому профільному настилові;
 - по сталевій ортотропній плиті.
4. Ферми:
 - із залізобетонною плитою, що включена в роботу;
 - із сталезалізобетонних поясів і розкосів;
 - із залізобетонними стиснуто-зігнутими кроквами та гнучкими розтягненими сталевими елементами.
5. Каркаси багатопверхових 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 дуже різноманітні. Це й залізобетонні плити, які об'єднані зі сталевими балками, трубобетонні плити, які об'єднані зі сталевими листами, конструкції зі збірних залізобетонних плит, поєднаних зі сталевими фермами чи балками. Вони можуть бути плоскими та просторовими. До просторових конструкцій належать сталезалізобетонні оболонки, зокрема залізобетонні положисті оболонки з металевими контурними фермами, короткі циліндричні оболонки при включенні в роботу залізобетонних плит, котрі вкладаються по сталевих фермах.

Особливе місце серед просторових конструкцій посідають структурні металеві покриття, в яких верхні пояси замінені залізобетонними плитами [110]. Перевага цих конструкцій у тому, що є можливість зекономити метал при рахунок розміщення в стиснутій зоні елементів із залізобетону. При цьому зберігаються всі позитивні якості структурної металеві конструкції.

Ефективним варіантом конструкції є такий, коли в ній суміщаються несучі та огорожувальні функції. Така конструкція, як правило, є

просторовою. В цьому випадку вдається добитися 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 і 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 наступних:

- збірні елементи конструкції повинні мати такі розміри, щоб їх можна було перевозити;
- кількість типів збірних елементів у конструкції має бути мінімальною;
- повинні бути витримані відповідні габарити збірного елемента конструкції;
- елементи конструкції належить виготовляти за технологією, характерною для існуючої будівельної індустрії;
- елемент конструкції повинен бути універсальним та підходити для зведення як промислових, так і цивільних будівель.

Усім цим вимогам відповідає трубобетон.

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. Сутність та класифікація трубобетонних конструкцій

Сучасне будівництво прикметне тим, що збільшуються висоти будівель і прольоти перекриттів, зростають кранові навантаження та збільшується вага технологічного обладнання. Все це вимагає використання стрижнів у вигляді стійок, колон, стиснутих елементів ферм, арок, які б мали винятково високу несучу здатність при малих поперечних перерізах. Цим вимогам повністю відповідає трубобетон, що являє собою сталеві труби, котрі заповнені бетоном.

На рисунку 1.1 наведені характерні перерізи трубобетонних елементів. Із рисунка видно, що трубобетонні елементи можуть бути дуже різноманітними.

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

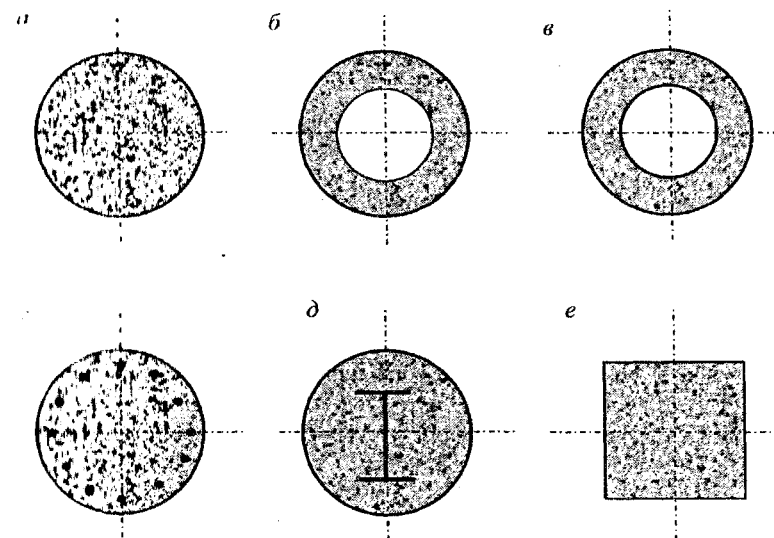


Рисунок 1.1 - Характерні перерізи трубобетонних елементів:
 а - трубобетонний елемент суцільного перерізу; б - елемент «труба в трубі»;
 в - трубобетонний елемент із ядром із центрифугованого бетону; г - елемент із ядром, армованим стрижневою поздовжньою арматурою; д - елемент із ядром, армованим профілем; е - елемент у вигляді труби квадратного перерізу, заповненої бетоном.

Металева труба-оболонка в трубобетоні 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 перевищують призмову міцність. Одночасно сталеві труби, котрі заповнені бетоном, виявляються значною мірою захищеною від втрати місцевої та загальної стійкості.

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

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

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

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

Технологічні вимоги практично не обмежують галузі використання трубобетону, 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 трубобетонних конструкцій під навантаженням значно відрізняється від роботи сталевих та залізобетонних конструкцій. Це пояснюється тим, що сталь і бетон у трубобетонній конструкції знаходяться в умовах об'ємного напруженого стану. Ці особливості роботи трубобетонних конструкцій потребують відповідних вимог до їх розрахунку й конструювання.

У трубобетонних конструкціях ефективно використовуються специфічні особливості матеріалів, що застосовуються. Це дозволяє отримати значну економію сталі та цементу, призводить до зменшення поперечного перетину елементів конструкцій і як наслідок до зниження їхньої ваги і транспортних витрат.

Металева труба-оболонка в трубобетоні - виконує одночасно функції як поздовжнього, так і поперечного армування. Вона сприймає зусилля за всіма напрямками під будь-яким кутком. Боковий тиск труби опирається інтенсивному розвитку мікротріщин розриву в бетонному осерді, яке в умовах всебічного тиску витримує напруження, що значно перевищують призмову міцність. Одночасно сталева труба, що заповнена бетоном, виявляється значною мірою захищеною від утрати як місцевої, так і загальної стійкості.

Трубобетонні конструкції дуже надійні в експлуатації. В граничному стані вони не втрачають несучу здатність миттєво, як залізобетонні, а досить довгий час можуть витримувати навантаження, отримуючи значні деформації.

Трубобетонні елементи мають усі переваги раціональних трубчастих металевих конструкцій, що все ширше застосовуються у практиці будівництва. Трубчастий профіль у наш час розглядається як найпрогресивніший, що потребує мінімальної кількості зварних робіт та

додаткових елементів. Внутрішня поверхня труб надійно захищена від корозії бетоном, що там знаходиться.

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

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

Технологічні вимоги практично не обмежують галузі використання трубобетону, 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 трубобетонних конструкцій під навантаженням значно відрізняється від роботи сталевих і залізобетонних конструкцій. Це пояснюється тим, що сталь та бетон в трубобетонній конструкції знаходяться в умовах об'ємного напруженого стану. Ці особливості роботи трубобетонних конструкцій потребують відповідних вимог до їх розрахунку й конструювання.

1.4. Досвід застосування сталезалізобетонних конструкцій

Зарубіжний досвід застосування трубобетонних конструкцій проаналізовано в [108].

У сучасному будівництві Німеччини сталезалізобетонні й трубобетонні конструкції, які об'єднуються одним загальним терміном "сталобетонні конструкції" (Verbundstützen), здобули широке розповсюдження. Елементи сталобетонних конструкцій виконуються із зовнішнім або внутрішнім армуванням прокатними профілями, мають прямокутну чи круглу форму поперечного перерізу та обов'язково з бетонним заповненням. Вони можуть бути додатково армовані стрижневою арматурою (рисунком 1.2).

У ФРН розрахунок сталобетонних конструкцій виконується за нормами "DIN 18800-5 Verbundbau", які є розвиненням європейських норм Eurocode 4 і розповсюджуються на проектування сталобетонних елементів будь-якого типу і форми поперечного перерізу, звантажених поздовжніми силами та згинаючими моментами. Розрахунок стиснутих сталобетонних елементів виконується за граничними станами [129].

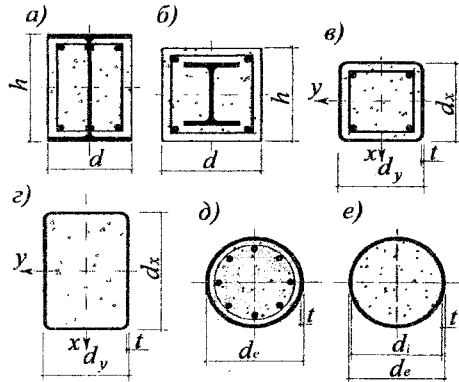


Рисунок 1.2 - Основні типи поперечних перерізів сталобетонних елементів.

Розглядаються такі види розрахунків:

1. За несучою спроможністю. При цьому залежно від конструктивних факторів, що зважаються при проектуванні, розрахунок провадиться:

а) з урахуванням початкових недосконалостей, за так звану теорію 2-го порядку. Такий розрахунок виконується у випадку, якщо частка зусиль від дії згинаючого моменту M у поперечному перерізі перевищує 10 %;

б) з урахуванням усадки і повзучості бетону, коли зусилля від згинаючого моменту M становлять більше ніж 10 % від загальних зусиль усього навантаження;

в) за критичними напругами з урахуванням поздовжнього згину.

2. На міцність стиків.

3. На взаємодію під навантаженням по поверхні контакту між сталевим профілем (трубою) і бетонним заповнювачем.

4. На міцність елемента по зсувному зусиллю від дії граничної поперечної сили.

Положення норм Е DIN 18800-5 розповсюджуються на всі види сталобетонних конструкцій. Загальновідомо, що між несучими елементами, поперечний переріз яких складається із сталевго профілю, арматури і бетону, не існує чіткого розмежування, до якого типу конструкцій вони належать. Це тому, що один тип може плавно переходити в інший. Тому німецькі норми характеризують сталобетонні конструкції як такі, у котрих частка площі перерізу сталевго профілю незначна порівняно із загальною площею поперечного перерізу всього елемента.

Для чіткого і якісного визначення елементів, які належать до сталобетонних, встановлена область сталобетонних конструкцій. Для цього впроваджено спеціальний параметр поперечного перерізу, так званий коефіцієнт ефективності поперечного перерізу δ . Цей коефіцієнт описує відношення несучої спроможності окремо взятого сталевго профілю (труби), як самостійного елемента (без участі бетону), до несучої здатності

сталобетонного елемента. Коефіцієнт ефективності поперечного перерізу є показовою характеристикою й визначається за формулою

$$\delta = \frac{R_s A_{sp}}{N_{pb}}, \quad (1.1)$$

де R_s - розрахунковий опір сталевго профілю;

A_{sp} - площа поперечного перерізу сталевго профілю;

N_{pb} - міцність сталобетонного елемента без урахування гнучкості.

Отже, елементи, що працюють на стиск, розраховуються як сталобетонні, якщо дотримується умова

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9. \quad (1.2)$$

При $\delta > 0,9$ стиснутий елемент розраховується як елемент металевої конструкції, а при $\delta < 0,2$ - як елемент залізобетонної конструкції.

При проектуванні сталобетонних конструкцій додержуються встановлені нормами граничні співвідношення розмірів поперечного перерізу елементів до товщини полиці (стілки) сталевго прокатного профілю. Так, для сталобетонних елементів (перерізи типу а, рисунок 1.2) норми рекомендують приймати $d/t_f \leq 44 \sqrt{240/R_s}$, де t_f - товщина полиці двотавра, для прямокутних (перерізи типу з рисунок 1.2) - $d_e/t \leq 52 \sqrt{240/R_s}$, а для трубобетонних перерізів (перерізи типу е, рисунок 1.2) - $d_e/t \leq 90 \sqrt{240/R_s}$.

Відповідно до норм, що розглядаються, розрахунок сталобетонних елементів виконується двома способами: точним та наближеним. Точний метод розрахунку (розрахунок за теорією 2-го порядку) виконується за деформованою схемою, яка враховує можливі початкові геометричні й структурні недосконалості конструкції, місцеву нестійкість та утворення тріщин, а також усі особливості, котрі виникають під час виготовлення, транспортування, монтажу і т. ін. Зростання міцності бетону при цьому можна не враховувати, але обов'язково враховується вплив тріщин на жорсткість конструкції. Такі розрахунки виконуються за спеціальними програмами для ПК. При цьому в нормах наведена спеціальна таблиця, в якій регламентується весь хід розрахунку.

Спрощений метод розрахунку розповсюджується на елементи із симетричною формою поперечного перерізу. При розрахунку за спрощеним методом відношення сторін повинно задовольняти умову $0,2 \leq h/b \leq 5,0$.

Якщо відкриті торці сталобетонних елементів повністю забетоновані й мають товщину захисного шару бетону не менше ніж 40 мм і не менше ніж 1/6 розміру меншої сторони поперечного перерізу торця елемента, то вплив відкритих торців на роботу елемента не враховується.

Захисний шар бетону враховується в роботі сталобетонних елементів, якщо дотримується умова $a_{x,max} \geq 0,3 h$ і відповідно $a_{y,max} \geq 0,4 b$, де $a_{x,max}$ та $a_{y,max}$

– максимальна товщина захисного шару бетону меншої сторони перерізу (вздовж осі x) і більшої сторони перерізу (вздовж осі y).

За наявності в сталобетонному елементі поздовжньої арматури її максимальна площа поперечного перерізу приймається у розмірі 6 % від площі поперечного перерізу бетону. Величина граничних значень напруг у бетоні сталобетонного елемента приймається αR_b , де α – відношення міцності бетону при завантаженні $R_{b,sh}$ до міцності бетону з урахуванням тривалих процесів R_{bt} .

Вплив поперечних сил враховується у випадку, коли величина поперечного зусилля, яка сприймається прокатним профілем (трубою), становить більше від половини значення розрахункового опору металу. В цьому випадкові поперечне зусилля розподіляється між сталевим профілем і бетоном пропорційно моментам опору їх поперечних перерізів.

При розрахунках сталобетонних елементів з урахуванням поздовжнього згину величина жорсткості елемента приймається залежно від способу розрахунку. В обох випадках жорсткість сталобетонного елемента являє собою суму жорсткостей окремих його складових: сталевго профілю, бетону й арматури.

Жорсткість сталобетонного елемента у разі звичайного способу розрахунку визначається формулою

$$(EI)_{wk} = E_p I_p + 0,6 E_b I_b + E_s I_s. \quad (1.3)$$

Жорсткість сталобетонного елемента при розрахунку за деформованою схемою (за теорією 2-го порядку) дорівнює

$$(EI)_{wd} = 0,9(E_p I_p + 0,5 E_b I_b + E_s I_s). \quad (1.4)$$

В останніх двох формулах (1.3) і (1.4): $E_p I_p$, $E_b I_b$ та $E_s I_s$ – відповідно жорсткості сталевго профілю (труби-оболонки), бетону та арматури. Модуль пружності бетону E_b визначається згідно з нормами DIN 1045-1. Утворення тріщин у бетонному заповнювачі сталобетонного елемента при розрахунку за теорією 2-го порядку враховується коефіцієнтом 0,5.

Вплив тривалих процесів (усадки та повзучості бетону) на несучу здатність сталобетонних елементів урахується тільки в елементах з незначним ексцентриситетом прикладення зовнішнього навантаження ($e/d < 2$) та у випадку, якщо їх гнучкість не перевищує гранично встановленого значення $\bar{\lambda}_r$. Граничне значення гнучкості приймається:

– для елементів, поперечний переріз яких складається з прокатних профілів або являє собою переріз із зовнішнім армуванням $\lambda_r = 0,8$ при незмінній конструктивній схемі та $\lambda_r = 0,5$ при змінній конструктивній схемі;

– для трубобетонних елементів $\lambda_r = 0,8/(1 - \delta)$ і відповідно $\lambda_r = 0,5/(1 - \delta)$.

Вплив тривалих процесів (усадки і повзучості бетону) можна враховувати більш спрощено, тобто зниженням величини обчисленого модуля пружності бетону. В цьому випадку вважається, що частина напруг перерозподіляється на

сталевий профіль. Модуль пружності бетону з урахуванням усадки й повзучості бетону в цьому випадку визначається за виразом

$$E_{bt} = E_b [1 - 0,5(N_g/N_{tot})], \quad (1.5)$$

де N_{tot} – поздовжнє зусилля від усього навантаження;

N_g – постійна частина навантаження.

У випадку постійної дії тривалого навантаження модуль пружності бетону E_b скорочується вдвічі.

Для практичних інженерних розрахунків сталобетонних елементів на осьовий стиск при тривалій дії навантаження німецькі норми, що розширюються, рекомендують спрощений спосіб визначення розмірів поперечного перерізу, за якого розрахунок виконується ручним способом. Цей спосіб урахує також вплив усадки і повзучості бетону та добре поєднується з сучасними критеріями визначення критичних станів. Спрощений спосіб розповсюджується на розрахунок центрально стиснутих сталобетонних елементів, у яких поперечний переріз подвійної симетричної форми і є подібним за висотою елемента. При цьому особливо підкреслюється недопустимість недотримання указаних конструктивних вимог. Крім того, спрощений спосіб припускає наявність достатньої товщини захисного шару бетону.

Положення норм поширюється на елементи з малою відносною гнучкістю ($\bar{\lambda} \leq 0,2$) або з незначним відносним поздовжнім зусиллям ($N_{tot}/N_l \leq 0,1$).

Тут $\bar{\lambda}$ – відносна зведена гнучкість елемента;

N_{tot} – сумарне поздовжнє зусилля від усього навантаження;

N_l – зусилля від тривалої дії частки навантаження.

Відносна зведена гнучкість сталобетонних елементів визначається за формулою

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{ph,t}}{N_{cr}}}, \quad (1.6)$$

де $N_{ph,t}$ – несуча здатність сталобетонного елемента з урахуванням тривалих процесів;

N_{cr} – умовна критична сила за Ейлером, яка дорівнює

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{wk}}{l^2}, \quad (1.7)$$

де $(EI)_{wk}$ – фактична жорсткість елемента з урахуванням початкових недосконалостей;

l – довжина елемента.

Отже, несуча здатність сталобетонних елементів при осьовому стиску з урахуванням тривалих процесів $N_{ph,t}$ згідно з німецькими нормами визначається за формулою

$$N_{ph,l} = R_{sp} A_p + \alpha_l R_b A_b + R_s A_s, \quad (1.8)$$

де R_{sp} , R_b та R_s – відповідно розрахункові опори сталевго профілю, бетону та арматури;

A_p , A_b та A_s – площі поперечного перерізу сталевго профілю, бетону та арматури відповідно;

α – коефіцієнт, який урахує тривалі процеси, приймається таким, що дорівнює 0,85.

Розрахунок сталобетонних елементів з урахуванням поздовжнього згину (при $\bar{\lambda} \leq 0,2$) виконується відповідно до норм DIN 18800-2, які також погоджуються із європейським підходом до визначення критичних напруг ев граничному стані. Розрахунок за міцністю з урахуванням поздовжнього згину виконується у разі, коли для обох головних осей поперечного перерізу дотримується умова

$$\frac{N_{tot}}{\chi N_{ph}} \leq 1,0, \quad (1.9)$$

де χ – відносна несуча спроможність сталобетонного елемента, відношення несучої спроможності з урахуванням гнучкості N_{Rd} до розрахункової несучої спроможності без урахування гнучкості $N_{pl,Rd}$, $\chi = N_{Rd}/N_{pl,Rd}$.

На рисунку 1.3 показані криві, що характеризують залежність відносної несучої спроможності з урахуванням поздовжнього згину від відносної гнучкості для стиснутих сталобетонних елементів з різною формою поперечного перерізу.

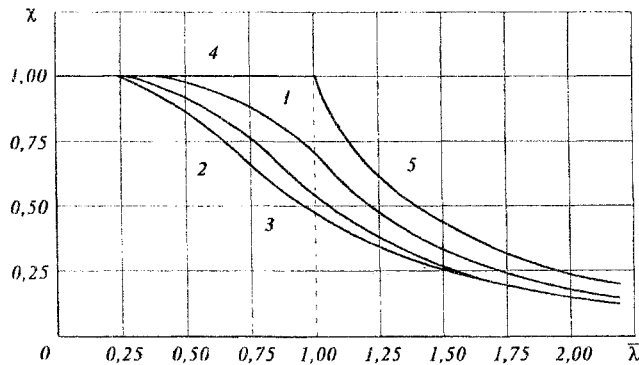


Рисунок 1.3 - Залежність між відносною несучою здатністю стиснутих сталобетонних елементів χ і відносною гнучкістю $\bar{\lambda}$:

- 1 – елементи прямокутного або круглого перерізу (перерізи типів *a...e*, рисунок 1.2);
- 2 – елементи, що повністю або частково забетоновані (перерізи типів *a* і *b*, рисунок 1.2) при згині вздовж більшої грані поперечного перерізу; 3 – те саме, при згині вздовж меншої грані поперечного перерізу; 4 – пряма руйнівного навантаження негнучких елементів (Quet-schlast);
- 5 – крива руйнівного навантаження гнучких елементів (ideale Knicklast).

Підбір поперечного перерізу стиснутих сталобетонних стояків круглого перерізу (трубобетонних елементів) з урахуванням поздовжнього згину можна виконувати за допомогою спеціальних графіків, приклад одного із них наведено на рисунку 1.4. Наявність таких графіків надає суттєву допомогу у виборі потрібного діаметра і товщини стінки труби $d_e \times t_s$ для заданої несучої спроможності N_{Rd} (Tragfähigkeit) та довжини елемента l .

Звичайно, наведений спосіб розрахунку стиснутих сталобетонних елементів за нормами DIN18800-5 достатньо простий і випробуваний роками. У той же час він має суттєві недоліки, які можна звести до таких:

При розрахунку стиснутих сталобетонних елементів зі зведеною гнучкістю $\lambda \leq 5,0$ та при незначних ексцентриситетах має місце значна переінтратра бетону й сталі, тому що для таких елементів коефіцієнт ефактивності роботи бетону досягає 3,0 і більше, а в німецьких нормах він приймає повсякчас, що дорівнює 1,0.

Розрахунок гнучких сталобетонних елементів при дії тривалого навантаження дуже спрощений та обмежений. І це, незважаючи на давновідомі дослідження української й особливо Криворізької школи з розрахунку несучої здатності трубобетонних елементів з урахуванням впливу реологічних факторів. Досліджені залежності урахування впливу тривалих процесів описуються певними достовірними математичними виразами, які, враховуючи підвищений рівень електронно-обчислювальної техніки, можна закласти у програми і значно поширити галузь застосування сталобетонних конструкцій.

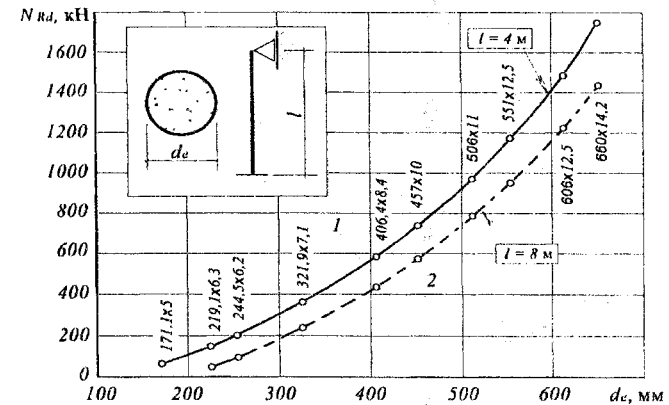


Рисунок 1.4 - Несуча здатність стиснутих трубобетонних елементів N_{Rd} залежно від зовнішнього діаметра d_e :

- 1 – стояки завдовжки 4 м; 2 – стояки завдовжки 8 м.
- (Точками на кривих позначено стандартні діаметри труб і товщини стінок).

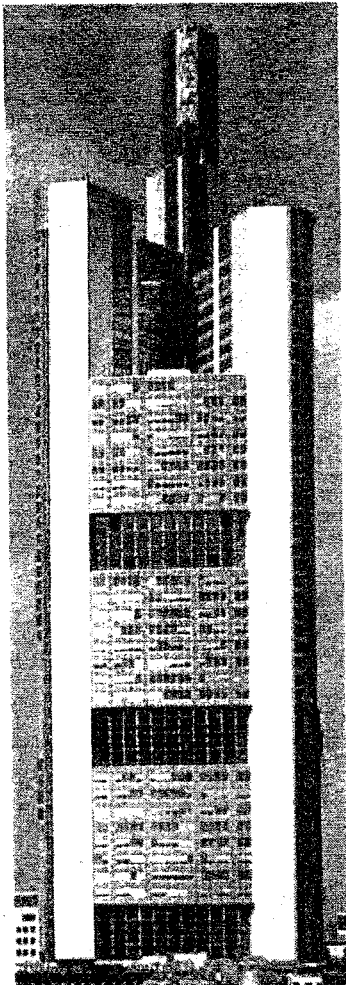
У німецьких нормах практично відсутні розділи, які були би присвячені можливості варіаційного проектування із застосуванням методів оптимізації й надійності. Це також зменшує можливість більш широкого застосування сталобетону в будівництві.

У дослідженні відзначається, що сталезалізобетонні конструкції, в яких ефективно сполучено сталевий профіль з бетоном, у Німеччині відомі давно. Ще на початку 30-их років минулого століття німецькі інженери провели експериментальні дослідження міцності стиснутих сталевих труб, заповнених бетоном, які знайшли подальший розвиток у відомих роботах К. Клепеля та В. Годера. Дослідження сталобетонних конструкцій продовжуються і в наш час.

Що стосується практичного застосування сталобетонних конструкцій у будівництві Німеччини, то тут наводиться безліч прикладів. Звичайно, особливий інтерес викликає збудована у Франкфурті 62-поверхова будівля комерційного банку – Commerzbank (рисунок 1.5). Ця будівля є найбільш високою в Європі (її висота становить 252,7 м, корисна площа – 70 тис.м², будівельний об'єм – 250 тис.м³).

Рисунок 1.5 -
Комерційний банк,
м. Франкфурт

Основу каркаса будівлі комерційного банку становить жорстке ядро із трьох зі зовнішнім армуванням сталобетонних колон трикутного поперечного перерізу. Розмір грані таких колон 1,4 м, колони виготовлені із сталі St-460 і заповнені бетоном класу B65. У ядро жорсткості входять також три сталобетонні мегapidпори розміром 7,8×1,2 м. Для цих підпор застосована сталь St-52, високоміцний бетон класу B65, а також біля 200 арматурних стрижнів Ø28 Bst-500 S. Безумовно, ця споруда є унікальною як за конструктивним вирішенням, так і за терміном виконання, який був усього 3 роки.



Заслуговує на увагу зведена в Берліні виробнича будівля відомої німецької фірми Зіменс (Der Neubau der Siemens AG Vehrkehrstechnr in Berlin-Treptow).

Ця будівля висотою майже 22 м, сітка колон – 14,4 м, корисне навантаження на перекриття – до 30 кН/м². Основу каркаса становлять несучі сталобетонні колони із труб діаметром 910 мм і товщиною стінки 12,5 мм, виготовлених із сталі St 37-2 та заповнених бетоном класу B45.

Ригелі каркаса виготовлені із сталевих профілів HEA 300, 600 з бетоном у стиснутій зоні. Будівництво цієї будови показано на рисунку 1.6. Особливо вдало тут вирішена конструкція вузлів з'єднання круглих трубобетонних колон з двотавровими ригелями.

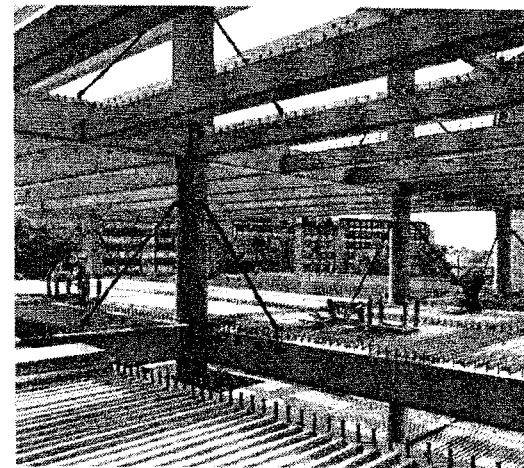


Рисунок 1.6 -Сталобетонний каркас багатоповерхової
виробничої будівлі фірми Зіменс у Берліні

Для здійснення вузлового з'єднання колон з ригелями використана вставка із труби квадратного перерізу, що заповнена бетоном (рисунок 1.7). Така на перший погляд проста конструкція дозволяє без особливих проблем виконувати це досить складне з'єднання.

Рисунок 1.7 - Вузли з'єднання
сталобетонних колон з ригелями



На рисунках 1.8 та 1.9 показано будівництво багатоповерхових виробничих будівель зі сталобетонними колонами квадратного і круглого перерізів.

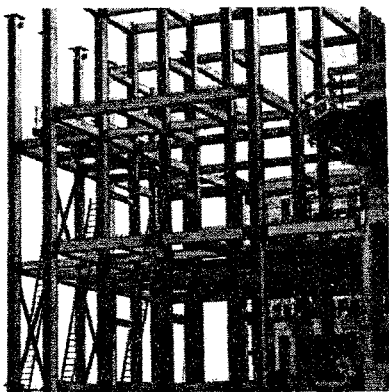


Рисунок 1.8 – Сталобетонні колони квадратного перерізу

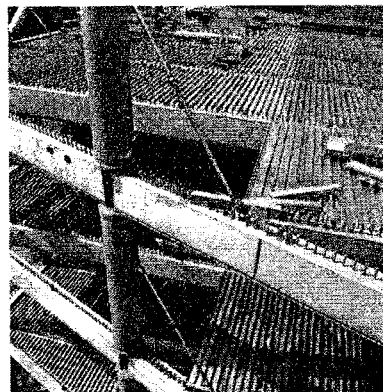


Рисунок 1.9 – Каркас із трубобетонних колон

Особливе місце належить використанню в Німеччині сталобетонних конструкцій у мостобудуванні. Наприклад, загальновідомий міст через річку Ельбу прольотом 178 м, арковий міст через автобан А-96 Мюнхен-Ліндау прольотом 70,2 м, а також ціла низка мостів у Гамбурзі, в яких з успіхом протягом тривалого часу експлуатуються сталезалізобетонні конструкції.

Сталезалізобетонні конструкції з великим успіхом застосовуються і в інших країнах світу, наприклад, у Туреччині (рисунки 1.10, 11).

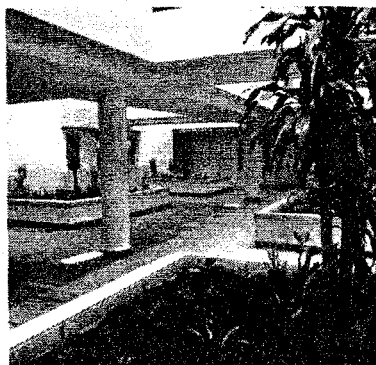


Рисунок 1.10 – Готель "Ла Бланш", Бодрум, Туреччина



Рисунок 1.11 – Готель "Фантазія де Люкс", Анталія, Туреччина.

Відомо, що в багатьох розвинутих країнах уже давно утворено нормативні документи з розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. Тому це викликає не абиякий інтерес до методів розрахунку сталезалізобетонних елементів, що діють у Японії.

У Японії вперше норми розрахунку сталезалізобетонних конструкцій було видано японським інститутом архітектури у 1958 р. Ці норми постійно переглядаються. В останній редакції цього нормативного документа розглядаються шість видів поперечних перерізів сталезалізобетонних елементів (рисунок 1.12). Основні положення, що містить цей документ, зводяться до наступного:

– галузь застосування: норматив використовується для розрахунків власне сталезалізобетонних елементів, а також і змішаних конструкцій, наприклад, з'єднання сталезалізобетонних несучих стояків із сталевими балками;

– розрахунок конструкцій провадиться за розрахунковими напругами, що допускаються, та за граничними напругами. Розрахунок за граничними напругами регламентується вимогами нормативу із сейсмічності для всіх будівель заввишки більше ніж 31 м від рівня землі та для споруд, нерозмірних з планом, якщо їх висота нижче ніж 31 м.

Відношення діаметра поперечного перерізу (для круглих перерізів) або довжини сторони (для прямокутних перерізів) до товщини сталевий оболонки (рисунок 1.12) обмежується нерівністю:

$$- \text{ для круглих перерізів } \frac{d_e}{t} \leq 1,5 \frac{240}{F};$$

$$- \text{ для прямокутних перерізів } \frac{b}{t} \leq 1,5 \frac{74}{\sqrt{F}};$$

де d_e – зовнішній діаметр поперечного перерізу;

b – довжина меншої сторони прямокутного перерізу;

t – товщина стінки прокатного профілю;

F – нормативна міцність сталі за допустимими напругами.

Відношення максимальної розрахункової довжини стиснутих елементів до діаметра поперечного перерізу та балок-колон лімітується залежністю:

$$- \text{ для стиснутих елементів } \frac{l_k}{d} \leq 50;$$

$$- \text{ для балок-колон } \frac{l_k}{d} \leq 30,$$

де l_k – розрахункова довжина елемента;

d – мінімальний діаметр поперечного перерізу.

Колони та стояки, для яких $l_k/d \leq 12$ розраховуються на міцність як короткі, без урахування гнучкості. Розрахунок міцності за розрахунковими напругами, що допускаються, коротких колон у випадку осьового стиснення виконується за формулою

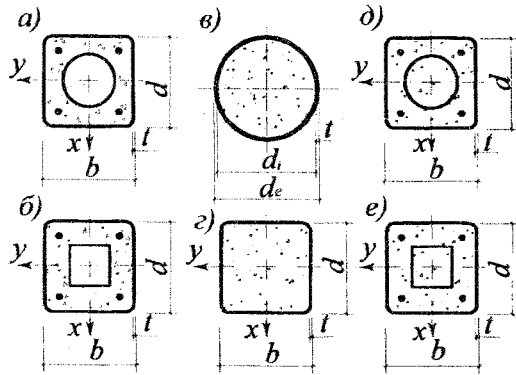


Рисунок 1.12 - Типи перерізів сталезалізобетонних елементів, прийнятих до розрахунку:

а, б – прямокутний з незаповненою внутрішньою додатковою трубою круглого або прямокутного перерізу; в, г – круглий і прямокутний з суцільним бетонним ядром; д, е – прямокутний з суцільним бетонним ядром і додатковою внутрішньою трубою круглого або квадратного перерізу.

$$N_u = N_{cu} + N_{su} = A_c f_{cc} + A_s f_{sc}, \quad (1.10)$$

де N_u – несуча здатність стиснутого елемента;

N_{cu} – допустима стискаюча міцність бетонного ядра;

N_{su} – допустима стискаюча міцність сталеві оболонки;

A_c – площа поперечного перерізу бетонного ядра;

A_s – площа поперечного перерізу сталеві оболонки;

f_{cc} – допустимі стискаючі напруги бетону;

f_{sc} – допустимі стискаючі напруги сталеві оболонки.

Допустимі стискаючі напруги в бетоні та сталеві оболонці визначаються за формулами:

$$f_{cc} = \frac{F_c}{v_c}; \quad f_{sc} = \frac{F_s}{v_s}, \quad (1.11)$$

де F_c та F_s – розрахункова нормативна або циліндрична міцність бетону і розрахункова нормативна міцність сталеві оболонки відповідно;

v_c та v_s – коефіцієнти безпеки для бетону й сталі відповідно.

При розрахунках сталезалізобетонних елементів на дію довготривалого навантаження $v_c = 3,0$; $v_s = 1,5$; при дії короткотривалого навантаження $v_c = 1,5$; $v_s = 1,0$.

Розрахунок міцності за граничними напругами коротких елементів (колон) N_u при осьовому прикладенні навантаження виконується за формулою

$$N_u = N_{cu} + N_{su} = A_c r_{cu} F_c + A_s F_s, \quad (1.12)$$

де N_{cu} – гранична міцність на стиск бетонного ядра;

N_{su} – гранична міцність на стиск сталеві оболонки;

r_{cu} – коефіцієнт запасу розрахункової міцності бетону, $r_{cu} = 0,85$.

Розрахунок сталезалізобетонних елементів на стиск з урахуванням гнучкості ($\lambda = l_k/d > 12$) за допустимими напругами проводиться залежно від площини величини гнучкості

$$\Lambda = \pi \sqrt{\frac{E_s}{0,6F}}. \quad (1.13)$$

Якщо $\lambda \leq \Lambda$, то $f_{sc} = \frac{\left[1 - 0,4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2\right] F}{v_{sk}};$

якщо $\lambda > \Lambda$, то $f_{sc} = \frac{0,6F}{\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2 v_{sk}};$

де λ – коефіцієнт гнучкості сталеві елемента, що визначається за формулою

$$\lambda = \frac{l_k}{\sqrt{I_s / A_s}}; \quad (\text{тут } I_s \text{ – момент інерції сталеві оболонки});$$

v_{sk} – коефіцієнт безпеки для зігнутого сталеві елемента, визначається залежно від гнучкості елемента.

Коефіцієнт безпеки зігнутого елемента визначається:

– при $\lambda \leq \Lambda$ $v_{sk} = \frac{3}{4} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2;$

– при $\lambda > \Lambda$ $v_{sk} = 13/6.$

Розрахунок гнучких колон за граничними напругами виконується також залежно від величини їх гнучкості. Гранична стискаюча міцність сталеві оболонки, як гнучкої колони, $N_{s,cr}$ приймається за нормами розрахунку сталевих конструкцій:

– при $\bar{\lambda} \leq 0,3$ $N_{s,cr} = N_{sy};$

– при $0,3 < \bar{\lambda} \leq 1,3$ $N_{s,cr} = [1 - 0,545(\bar{\lambda} - 0,3)]N_{sy};$

при $\bar{\lambda} > 1,3$ $N_{s,cr} = N_{sy} / 1,3 \bar{\lambda}^2.$

Тут $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{F}{E_s}} = \sqrt{\frac{N_{sy}}{N_{sk}}}$.

де $N_{sy} = A_s F_s$;

N_{sk} – міцність на згин сталеві оболонки, $N_{sk} = \pi^2 E_s (I_s / l_k^2)$.

Тут E_s – модуль пластичності сталеві оболонки; I_s – момент інерції сталеві оболонки.

У японських нормах також подано розрахунок граничного значення розрахункового стискаючого зусилля, розрахунок на зріз, а також розрахунок з'єднання сталевих балок перекриття із сталезалізобетонними колонами. Наприклад, таке з'єднання розраховується з умови

$$2f_s \beta_j V_c + V_s f_{ss} \geq \frac{h'}{h} (M_{b1} + M_{b2}), \quad (1.14)$$

де f_s, f_{ss} – допустимі напруги зрізу для бетону і сталі;

$V_c = A_c d_{sb}$;

$V_s = 0,5 A_s d_{sb}$;

$\beta_j = 2d_{es} / d_{sb} < 4$ (для круглого перерізу);

$\beta_j = 2,5d_{es} / d_{sb} < 4$ (для прямокутного перерізу);

M_{b1}, M_{b2} – розрахункові моменти в опорному перерізі балок перекриття;

h, h' – висота поверху та чиста довжина колони відповідно.

У цих виразах: A_c, A_s – відповідно площі перерізу бетонного ядра та сталеві труби; d_{es} – зовнішній діаметр труби; d_{sb} – відстань між осями нижчих і вищих поясів сталевих балок перекриття.

Загалом, при порівнянні японських норм розрахунку сталезалізобетонних конструкцій з європейським стандартом (Eurocode 4), зробимо висновок, що в цьому нормативі також не стільки дається апарат для розрахунку конструкцій, скільки містяться рекомендації до оптимального конструювання та розрахунку несучої здатності комплексних конструкцій із сталі й бетону.

2 Фізико-механічні характеристики трубобетону

2.1 Міцність та особливості деформування трубобетону при короткочасному навантаженні

Трубобетонні елементи, завдяки включенню бетону в сталеву трубу будь-якого поперечного перерізу, являють собою особливу сполуку бетону й сталі. В такому комплексному елементі при дії зовнішнього навантаження труба виконує 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 спричиняє виникнення так званого ефекту обойми, дає змогу підвищити несучу здатність сталезалізобетонних елементів у 1,5...2 рази порівняно із звичайними. На сьогодні в багатьох країнах світу проведені значні експериментальні й теоретичні дослідження несучої здатності та напружено-деформованого стану сталезалізобетонних елементів з урахуванням експлуатаційних і граничних навантажень, а також тривалих процесів, що відбуваються під час експлуатації конструкцій. 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.

Використання трубобетонних конструкцій не обумовлюється вимогами технології виробництва, агресивністю, температурним і вологісним режимом навколишнього середовища й т.ін. Конструктивна особливість з'єднань трубобетонних елементів дозволяє утворювати з них ґратчасті системи різних форм та розмірів.

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

Насамперед особливість досліджень, зокрема експериментальних, стосується визначення несучої здатності елементів. Досліди показують, що руйнуванням сталезалізобетонних елементів супроводжується великими пластичними деформаціями і відбувається або крихко, "з хрустом" унаслідок розриву стінки труби у поздовжньому напрямі, якщо остання тонкостінна, або "м'яко", але з досягненням великих деформацій, що відбувається при значній товщині стінки труби (рисунк 2.1).

У зв'язку з цим, при проведенні досліджень з'являється необхідність використання особливої додаткової умови для визначення граничного стану сталезалізобетонних елементів, що працюють на стиск.

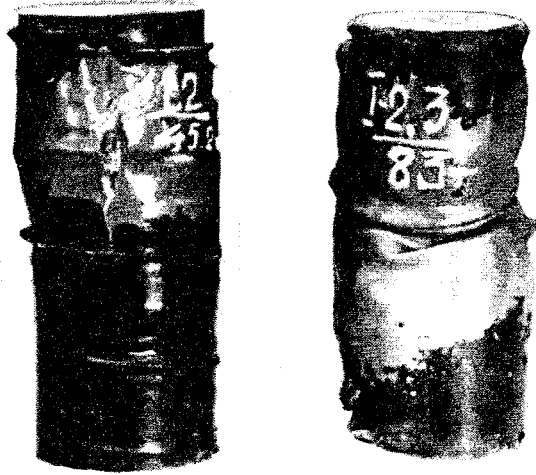


Рисунок 2.1 – “Крихке” та “м’яке” руйнування трубобетонних зразків

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 короткочасній дії стискуючого навантаження досягають відносної величини $\varepsilon_{\text{пл}} = 0,002 \dots 0,0025$, а при тривалій дії навантаження – $\varepsilon_t = 0,0025 \dots 0,003$. 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 зумовлюється критичною силою.

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

Крім того, умови твердіння бетону в трубобетонному елементі певним чином впливають на напружено-деформований стан елемента ще до прикладення зовнішнього навантаження. Завдяки особливим умовам твердіння бетону в замкнутому середовищі, що створює сталева труба, відбувається не усадка, а набухання бетону. При цьому міцність бетону підвищується приблизно на 10...15% порівняно з бетоном, котрий твердіє в звичайних умовах. Це пояснюється тим, що бічний тиск, який існує в трубобетоні між бетонним ядром і трубою-оболонкою, перешкоджає інтенсивному розвитку

мікроміриши розриву в бетонній серцевині, яка в умовах усебічного стиску витіснює напрути, котрі значно перевищують призмову міцність.

Повинна існує можливість, що при певних умовах незв’язана вода в бетонній масі випаровується і в цьому випадку може статися усадка бетону, яка є не бажаною для сталезалізобетону.

Особливість досліджень сталезалізобетонну виявляється ще у тім, що міцність бетону в сталезалізобетонному елементі залежить не тільки від класу бетону та міцністю на стиск, а насамперед від геометричних характеристик поперечного перерізу елемента і в основному від коефіцієнта армування $\mu_{\text{рб}}$. Ураховуючи сприятливі умови твердіння бетону в замкненому середовищі, його міцність визначається множенням призмової міцності на коефіцієнт умови роботи бетону в трубі, величина якого більша за одиницю.

Повинна бетону в трубобетонному елементі передбачає врахування впливу на роботу елементів реологічних факторів [101]. Проведеними дослідженнями 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 трубобетонних елементів менші, ніж залізобетонних. Повзучість бетону, що відбувається в трубі, меншою мірою впливає на міцність 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 урахується показником повзучості й усадки (розбухання) бетону в трубі, а також зміною у часі модуля пружної деформації бетону. Експериментально доведено, що внаслідок тривалих процесів у сталезалізобетонних елементах відбувається безперервний процес перерозподілу напруг між бетоном і трубою. Напруги в бетонному ядрі з плином часу зменшуються, а в трубі – збільшуються. Цей перерозподіл триває довгий час.

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

Досліди показали, що характер напруг у бетонному ядрі та трубі-оболонці сталезалізобетонних елементів істотно відрізняється від аналогічних напруг, що діють у залізобетонних елементах. При проведенні експериментальних досліджень трубобетонних елементів немаловажну роль грає врахування всіх 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 2.2), при проведенні досліджень дотримуються таких передумов:

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

- бетонне ядро, завдяки всебічному стисненню, перебуває в умовах трьохосового напруженого стану;
- труба-оболонка, яка утримує натиск бетонного ядра, також перебуває в умовах об'ємного стану (стиск, розтяг, стиск);
- у граничному стані бетонне ядро та труба-оболонка знаходяться в пластичній стадії роботи (або в пластичній стадії в умовах руйнування).

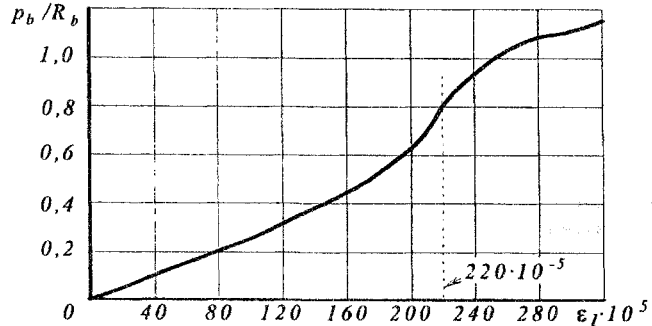


Рисунок 2.2 - Зміна відносного значення бічного тиску в бетонному ядрі p_b/R_b зі збільшенням поздовжніх деформацій ϵ_l при завантаженні труби бетону.

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

На рисунку 2.3 показано класичний приклад зміни об'єму тонкостінного сталезалізобетонного зразка круглої форми поперечного перерізу $v_e = (\epsilon_z + 2\epsilon_r)/3$ із зростанням поздовжнього зусилля, запозичений з відомої основоположної роботи О.О. Гвоздева [20].

Дослідженнями [20] позациентрово стиснутих трубобетонних елементів різних розмірів і форм поперечного перерізу, з різною товщиною стінки труби при різних ексцентриситетах установлено, що їх несуча здатність може бути вичерпана через досягнення межі текучості стиснутої зони труби. При цьому в розтягнутій зоні бетонного ядра утворюються тріщини, внаслідок чого бетонне ядро в поздовжньому напрямі виключається із роботи елемента.

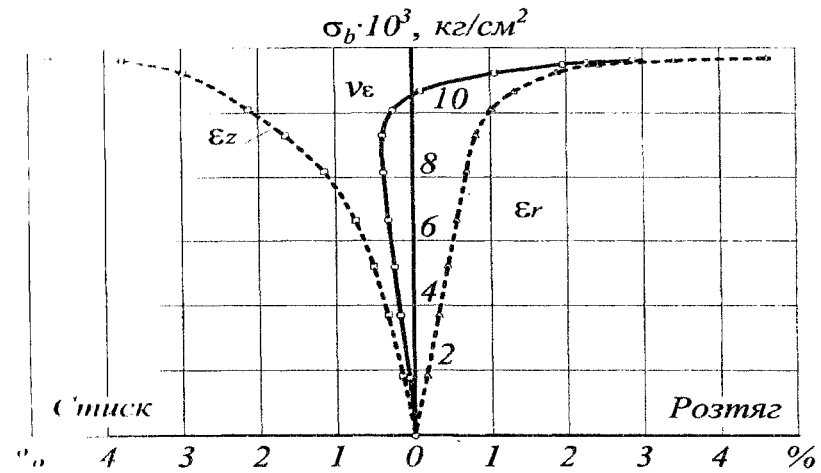


Рисунок 2.3 - Залежність поздовжніх ϵ_z , і поперечних деформацій ϵ_r та зміни об'єму v_e від напруги в бетонному ядрі σ_b .

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

Отже, результати досліджень показують, що трубобетон унаслідок специфічних властивостей є ефективним конструктивним матеріалом при роботі як при центральному, так і при позациентровому стиску, а також при вигині й розтязі.

Грунтовні експериментальні дослідження трубобетонних елементів були виконані в Криворізькому технічному університеті в 1965-1985 роках [101, 113]. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану та міцності трубобетонних елементів при короткочасній дії осевого навантаження були спрямовані на розв'язання таких основних питань:

- на основі експериментальних досліджень отримати вірогідне уявлення про дійсний напружено-деформований стан трубобетонних елементів при осевому стиску залежно від низки факторів: міцності бетонного заповнення, товщини стінки труби (коефіцієнта армування), способу прикладення та величини осевого навантаження й інших чинників;

– на основі детального вивчення дійсної роботи трубобетонних елементів при осьовому стиску дати рекомендації до визначення їх граничної несучої здатності;

– перевірити справедливість прийнятих теоретичних передумов шляхом зіставлення і аналізу теоретичних та експериментальних даних.

При проведенні однієї з груп експериментальних досліджень, результати яких наведені в [101], було випробувано 24 серії трубобетонних зразків, кожна з яких складалася з трьох близнюків. Крім того, провадилися випробування пустих труб, бетонних і залізобетонних циліндрів. Для визначення фізико-механічних характеристик металу труб, арматури й бетону випробувалися стандартні зразки із цих матеріалів. Усього під час експериментальних досліджень на короткочасну дію навантаження було випробувано 200 зразків. Трубобетонні зразки були виготовлені із сталевих безшовних гарячедеформованих труб загального призначення (ГОСТ 8732-78) із зовнішнім діаметром 113 і 133 мм та товщиною стінки 1, 2, 3 і 4 мм. Усі дослідні зразки основної партії мали висоту, яка дорівнювала $3d_e$, тобто були заввишки 400 мм, окрім зразків серії ТБ-ІІ-9, довжина яких дорівнювала 2100 мм (таблиця 2.1).

Труби для зразків відбиралися за механічними характеристиками металу з різницею показників не більше ніж 3%. Труби розрізалися механічним способом, причому особлива увага приділялась якості обробки торців труб і їх перпендикулярності до поздовжньої осі. Обточуванням труб на токарному верстаті була отримана потрібна товщина стінок дослідних зразків. Фактичний діаметр та товщина стінок труб визначались за допомогою замірівань і зважування. Частина трубобетонних зразків, призначених для випробування з відсутнім зчепленням між бетонним ядром та трубою (зразки з індексом "і" у позначенні серій), бетонувалась після створення ізоляційного шару на внутрішній поверхні труб.

Механічні характеристики труб, прийнятих для виготовлення дослідних зразків, одержано випробуванням пустих труб на стиск і стандартних смуг із них на розтяг: тимчасовий опір $\sigma_u = 456 \text{ МПа}$, границя текучості $\sigma_y = 305 \text{ МПа}$, модуль пружності $E_s = 2,08 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Бетон для всіх зразків був з одного замісу промислового виготовлення на цементному в'язучому марки 500. Для отримання різної міцності бетонного заповнення трубобетонних зразків під час їх випробування здійснювалося у 7-денному (зразки серії І), 28-денному (зразки серії ІІ) та 60-денному віці бетону (зразки серії ІІІ). Додаткова партія зразків (серії ІV і V) була виготовлена з бетону низької міцності. Основні фізико-механічні характеристики бетону дослідних зразків визначались випробуванням кубиків, призм і циліндрів (таблиця 2.2).

Таблиця 2.1 - Геометричні характеристики дослідних зразків

Серія	Розміри, мм			Характеристика перерізу		Площа поперечного перерізу, см ²	
	d_e	d_i	t_s	t_s/d_i	μ_{pb}	A_b	A_s
ТБ-І-1	132,3	124,9	1,18	0,0095	0,038	122,6	4,77
ТБ-І-2	134,2	130,0	2,13	0,0164	0,070	122,6	8,58
ТБ-І-3	132,8	125,0	3,89	0,0311	0,129	122,6	15,81
ТБ-ІІ-1	127,8	125,1	1,37	0,0110	0,044	122,9	5,47
ТБ-ІІ-2	129,2	125,7	1,76	0,0140	0,057	122,8	7,06
ТБ-ІІ-3	132,6	125,0	3,80	0,0304	0,125	122,7	15,40
ТБ-ІІ-4	132,4	124,7	3,85	0,0309	0,128	122,6	15,65
ТБ-ІІ-5	132,8	125,1	3,83	0,0306	0,127	123,0	15,56
ТБ-ІІ-6	133,1	125,2	3,95	0,0315	0,130	123,2	16,05
БВТ-ІІ-7	132,8	124,9	3,97	0,0318	0,132	122,5	16,17
БВТ-ІІ-8	132,9	125,2	3,87	0,0310	0,128	123,0	15,75
ТБ-ІІ-9	132,7	124,9	3,91	0,0313	0,131	122,5	16,02
ТБ-ІІІ-1	126,4	124,9	0,79	0,0063	0,027	122,7	3,29
ТБ-ІІІ-2	128,8	125,1	1,88	0,0150	0,059	122,8	6,86
ТБ-ІІІ-3	132,9	125,2	3,85	0,0308	0,127	123,0	15,66
ТБ-ІV-1	111,1	107,0	2,03	0,0190	0,078	89,87	7,02
ТБ-V-2	110,7	105,0	2,83	0,0270	0,112	86,55	9,65
ТБ-V-3	113,7	106,3	3,67	0,0345	0,143	88,75	12,73
ТЗБ-ІV-1	112,9	106,7	3,13	0,0294	0,120	89,32	10,74
ТЗБ-V-2	112,3	105,0	3,13	0,0298	0,144	86,55	12,45
ТЗБ-V-3	113,8	106,3	3,73	0,0351	0,146	88,75	12,91
БВТ-ІV-1	111,1	107,0	2,03	0,0190	0,077	89,87	6,95
БВТ-V-2	111,3	105,0	3,13	0,0298	0,124	86,55	10,69
БВТ-V-3	114,3	107,0	3,67	0,0342	0,141	89,87	12,69

Випробування зразків здійснювалось на гідравлічних пресах ПММ-100 та ПММ-250. Навантаження прикладалося ступенями, які дорівнювали приблизно 10% руйнівного значення. Під час випробування вимірювались поздовжні й поперечні деформації. В зразках типу ТЗБ і БВТ вимірювались також поздовжні деформації бетонного ядра. База вимірювання поздовжніх деформацій була 200 мм, поперечних – 20 мм (по периметру зразка) та діаметр зразка при вимірюванні по діаметру. Для вимірювання деформацій використовувались електротензорезистори, звичайні індикатори годинникового типу, а також розроблені авторами дослідження важливо-індикаторні тензотри підвищеної точності (рисунок 2.4).

Таблиця 2.2 - Фізико-механічні характеристики бетону

Серія	Міцність, МПа			Модуль пружності $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа
	кубикова R_m	призмова R_b	циліндрична R_c	
I	13,8	11,5	10,2	2,30
II	23,6	16,7	14,0	2,85
III	28,5	18,7	16,2	3,05
IV	4,5	3,8	3,2	2,15
V	12,6	6,3	5,3	3,85

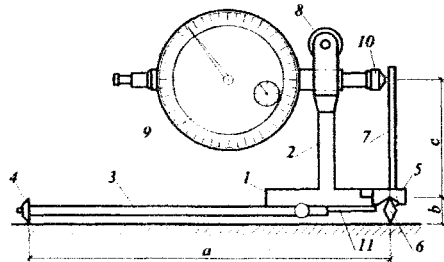


Рисунок 2.4 - Важільно-індикаторний тензометр для вимірювання деформацій:
 a – база вимірювання; b і c – плечі важеля.

Для вимірювання деформацій бетонного ядра індикатори годинникового типу кріпились до закладених у бетонне ядро металевих стрижнів, які проходили крізь ізольовані отвори в стінках труби. При випробуванні зразків типу БВТ додатково вимірювались деформації між опорними плитами на базі 400 мм – деформації бетонного ядра.

Важільно-індикаторний тензометр, спеціально розроблений для цих досліджень (рисунок 2.4), має станину, яка складається із нижньої (1) і верхньої (2) частин. До нижньої частини за допомогою полозів (11) прикріплюється здовжувальна планка (3) з опорним ножем (4) на кінці. З другого кінця нижня станина приладу закінчується вилкою (5) з упорними площинами для рухомої призми (6), яка з'єднана з пером (7). Верхня частина станини закінчується вилкою, в яку вставляється індикатор годинникового типу (9) та закріплюється гвинтом (8). Шарнірним наконечником (10) рухомий стрижень індикатора впирається в перо (7).

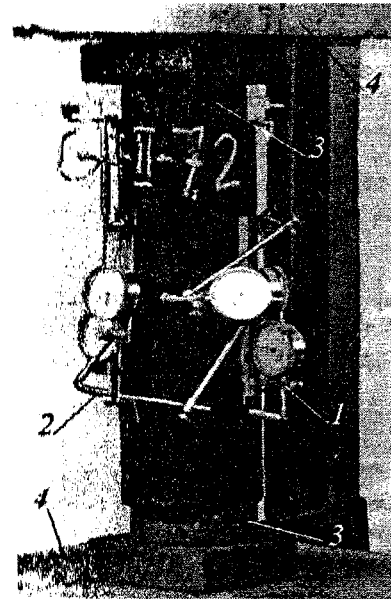


Рисунок 2.5 - Трубетонний зразок типу БВТ перед випробуванням:

- 1 – важільно-індикаторний тензометр;
- 2 – трубка;
- 3 – металеві прокладки;
- 4 – плити преса.

Важільно-індикаторний тензометр обпирається на поверхню зразка, що досліджується, вістрям ножа (4) і ребром призми (6). Два прилади, що розміщуються з двох протилежних сторін зразка, деформації якого вимірюються, прикріплюються трубиною. Під час роботи приладу вигинувальна пружина, котра розміщена в індикаторній коробці, притискує стрижень з наконечником (10) до верхнього кінця пера (7), переміщення якого вимірюється індикатором. Збільшення точності вимірювання досягається за рахунок різної довжини пліч важеля (6 і 7). При відношенні b/c , прийнятому в приладі 1/5, при використанні індикатора годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм ціна поділки важільно-індикаторного тензометра дорівнює 0,002 мм. Втрата часу на установку важільно-індикаторного тензометра перед випробуванням та зніманням із зразка перед його руйнуванням становить ≈ 10 секунд. На рисунку 2.2 показано трубетонний зразок типу БВТ з вимірювальними приладами, підготовлений до випробування.

Досліджувалися три способи передачі короткочасного осьового навантаження на трубетонний елемент. Передача навантаження здійснювалася через спеціальні металеві прокладки, обладнані сферичними шарнірами.

За основну мету експериментальних досліджень трубетонних елементів при короткочасній дії статичного навантаження поставлено вивчення впливу міцності бетонного заповнення, товщини стінки труби (процента армування),

способу передачі навантаження, наявності або відсутності зчеплення між бетоном і трубою, довжини елемента й інших факторів на несучу здатність та напружено-деформований стан трубобетонних елементів.

Теоретичні дослідження [101] показали, що гранична деформація трубобетонних елементів є головною, яка визначає граничний стан при осьовому стиску, а несуча здатність слід підбирати за цією деформацією. Тому головною особливістю цього дослідження було визначення граничного навантаження на трубобетонний зразок при досягненні поздовжніми деформаціями допустимого значення. За допустиму прийнята відносна поздовжня деформація трубобетонного зразка, що дорівнює $\varepsilon_l = 220 \cdot 10^{-5}$. Величина цієї деформації відповідає початку текучості сталі труби та інтенсивному розвитку мікрозоривів у бетонному ядрі. Дослідні значення граничних навантажень підбирались за графіками “ $N-\varepsilon$ ”, отриманими в результаті випробування.

Визначення несучої здатності за деформацією (таблиця 2.3) дало змогу порівняти міцнісні властивості трубобетонних елементів залежно від різних діючих факторів. З аналізу залежності “ $N-\varepsilon$ ”, яка є типовою для всіх випробуваних трубобетонних зразків, встановлено, що поздовжні й поперечні деформації трубобетонних елементів навіть при малих навантаженнях (на початку завантаження) мають криволінійний характер, що пояснюється особливістю деформування бетону в трубі. Поперечні деформації зразків, розвиваючись дуже повільно в початковий період завантаження, з наближенням до граничного стану дуже зростають. Ця обставина свідчить про те, що зі збільшенням поздовжнього стискуючого навантаження в трубобетонному зразку виникають напруги в поперечному напрямі, які з наближенням до граничного стану збільшуються. Під час проведення випробувань трубобетонних зразків фіксувалася величина навантаження, котра відповідала трьом напружено-деформованим станам (таблиця 2.3):

– дослідні навантаження N_ε , що відповідали відносним поздовжнім деформаціям $\varepsilon_l = 220 \cdot 10^{-5}$;

– дослідні навантаження N_p , що відповідали моменту початку інтенсивного зростання деформацій – початку текучості металу труб (появі на поверхні труб ліній Чернова-Людерса;

– максимальні значення навантаження N_u , які були досягнені при випробуванні. Величина цього навантаження не характеризує граничного стану, а залежить від витривалості навантаження під час випробування (рисунок 2.6).

Як видно з рисунка 2.6, на якому показано сфотографовані після випробування осьовим навантаженням три тонкостінні трубобетонні зразки-близнюки серії ТБ-І-2, руйнування відбулося через розрив стінки труби в поздовжньому напрямі. Проте навіть після утворення розриву (при навантаженні 620 кН) зразки були ще спроможні витримувати навантаження. Так, навантаження на зразок ТБ-І-2.2 (середній на фото) було доведено до 690 кН, а на зразок ТБ-І-2.3 (крайній праворуч) – до 830 кН, і це не було краєм.

Слід відмітити, що поздовжні й поперечні деформації зразків були при цьому штото великі.

Таблиця 2.3 - Несуча здатність і деформативність дослідних трубобетонних зразків

Серія	Навантаження, кН			Деформація $\varepsilon_p \cdot 10^5$ при N_p
	N_ε	N_p	N_u	
ТБ-І-1	386,7	390,7	465	256
ТБ-І-2	535,0	576,3	830	300
ТБ-І-3	840,0	908,3	1320	268
ТБ-ІІ-1	488,0	491,7	622	230
ТБ-ІІ-2	547,6	566,7	804	233
ТБ-ІІ-3	905,0	960,0	1750	260
ТБ-ІІ-4	872,7	950,0	1520	275
ТЗБ-ІІ-5	572,7	561,7	1155	210
ТЗБ-ІІ-6	578,3	560,0	750	205
БВТ-ІІ-7	883,0	893,3	1200	230
БВТ-ІІ-8	830,0	860,0	1155	280
ТБ-ІІ-9	837,5	843,3	875	290
ТБ-ІІІ-1	457,3	533,3	590	340
ТБ-ІІІ-2	590,3	620,0	660	270
ТБ-ІІІ-3	960,0	980,0	1375	245
ТБ-ІV-1	315,0	320,3	421	232
ТБ-V-2	437,3	412,5	650	218
ТБ-V-3	565,0	569,4	685	246
ТЗБ-ІV-1	264,3	270,3	375	230
ТЗБ-V-2	353,3	363,2	465	228
ТЗБ-V-3	371,3	380,4	602	240
БВТ-ІV-1	380,0	395,1	590	250
БВТ-V-2	438,3	441,3	684	245
БВТ-V-3	505,0	522,2	586	230

На рисунку 2.7 представлені графіки залежності відносних поздовжніх деформацій трубобетонних елементів від навантаження при випробуванні зразків серії ТБ-ІІ діаметром $d_e = 125$ мм, які мали різну товщину стінки труби t_n (1,37; 1,76 і 3,80 мм), але однакову міцність бетонного ядра.

Навантаження відбувалося комплексно на весь переріз зразків. Дослідженням виявлено, що в усіх випадках зі збільшенням товщини стінки труби (коефіцієнта армування) деформативність трубобетонних зразків зменшувалась, а несуча здатність, при однаковій поздовжній деформації, збільшувалась. Це пояснюється тим, що збільшення товщини стінки труби створює більш інтенсивніший поперечний стиск на бетонне ядро, підвищуючи його поздовжню несучу здатність, а тим самим і всього трубобетонного елемента.