МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
імені Ю.М. ПОТЕБНІ

КАФЕДРА МІСЬКОГО БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ
(повна назва кафедри)

Кваліфікаційна робота (проєкт)

магістр
(рівень вищої освіти)

на тему Можлива модернізація горизонтального стику в безкаркасному великопанельному житловому будинку з метою підвищення точності монтажу та надійної експлуатації

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1923-мбг-дн
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і назва спеціальності)
освітньої програми Міське будівництво та господарство
(назва освітньої програми)
Уардауі Салма
(ініціали та прізвище)

Керівник проф., д.т.н, Банах В.А.
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)
Рецензент доц.,к.т.н, Савін В.О.
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Запоріжжя
2025

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
імені Ю.М. ПОТЕБНІ

Кафедра міського будівництва і архітектури
Рівень вищої освіти магістр
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код та назва)
Освітня програма Міське будівництво та господарство

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
«01» 10 2024 року

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ (ПРОЄКТ) СТУДЕНТОВІ (СТУДЕНТЦІ)

Уардауі Салмі
(прізвище, ім'я, по батькові)

Тема роботи (проєкту) Можлива модернізація горизонтального стику в безкаркасному великопанельному житловому будинку з метою підвищення точності монтажу та надійної експлуатації
керівник роботи проф., д.т.н, Банах В. А.,
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
затверджені наказом ЗНУ від «30» 09 2024 року № 1486-с .

1 Строк подання студентом роботи 01.02.2025

2 Вихідні дані до роботи Актуальність обраного напрямку досліджень, значимість у сучасному житті, можливість розвинення проблематики, перспективи впровадження майбутніх досягнень, мета роботи, завдання до виконання обраних досліджень, об`єкт досліджень, предмет досліджень, передбачувані методи виконання досліджень

3 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Літературний огляд. Проведено аналіз впливу різних марок бетону замонолічування на міцність горизонтальних стеків збірних несучих панелей торцевої стіни, аналіз створення сприятливих умов роботи горизонтальних стиків стінових панелей з вимкненнями (опорними п'ятами плит перекриттів)

4 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) Презентація із результатами аналітичних обґрунтувань науково напряму досліджень. результатами експериментальних досліджень результати розрахунків із застосуванням сучасних інформаційних методів досліджень

5 Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1	Банах В. А.		
2	Банах В. А.		
3	Банах В. А.		

6 Дата видачі завдання 01.09.2024

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Приміт
1	Літературний огляд	01.10	
2	Розділ 1	01.11	
3	Розділ 2	15.11	
4	Розділ 3	01.12	
5	Розробка графічної частини	15.12	
6	Оформлення роботи	15.01	
7	Попередній захист	01.02	

Студент _____ (підпис) Уардауі Салма (ініціали та прізвище)

Керівник роботи (проєкту) _____ (підпис) Банах В. А. (ініціали та прізвище)

Нормоконтроль пройдено

Нормоконтролер _____ (підпис) Гребенюк О.В. (ініціали та прізвище)

АНОТАЦІЯ

Уардауі Салма. Можлива модернізація горизонтального стику в безкаркасному великопанельному житловому будинку з метою підвищення точності монтажу та надійної експлуатації.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник В.А. Банах. Інженерний навчально-науковий інститут імені Ю.М. Потебні ЗНУ, кафедра міського будівництва і архітектури, 2025.

В роботі встановлено, що критичне навантаження торцевої стіни лінійно залежить від податливості горизонтальних зв'язків (перекриттів). Критична навантаження при постійній по висоті стіни податливості перекриттів вище, ніж у разі, коли податливість перекриттів по висоті змінюється лінійно, від 0 вгорі до кінцевого значення К в основи. З метою отримання напруженого стану в стику використано різні обчислювальні комплекси для ПК, засновані на методі кінцевих елементів (МКЕ)

Ключові слова: СТІНОВА ПАНЕЛЬ, ГОРИЗОНТАЛЬНИЙ СТИК, ТОРЦЯВА СТІН, ВЕЛИКОПАНЕЛЬНА БУДІВЛЯ, ПЕРЕКРИТТЯ, НАВАНТАЖЕННЯ.

ABSTRACT

Wardaoui Salma. Possible Modernization of the Horizontal Joint in a Frameless Large-Panel Residential Building Aiming to Increase the Accuracy of Installation and Reliable Operation.

The work established that the critical load of the end wall linearly depends on the compliance of the horizontal connections (floors). The critical load at a constant height of the wall, the compliance of the floors is higher than in the case when the compliance of the floors varies linearly along the height, from 0 at the top to the final value of K at the base. In order to obtain the stress state in the joint,

various computational complexes for PCs based on the finite element method (FEM) were used.

Keywords: WALL PANEL, HORIZONTAL JOINT, END WALL, LARGE-PANEL BUILDING, FLOOR, LOAD.

ЗМІСТ

	ВСТУП……	7
Розділ 1	ОГЛЯД КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ ВЕЛИКОПАНЕЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ……	9
1.1	Класифікація великопанельних будівель……..	9
1.2	Безкаркасна (стінова) система……	17
1.3	Стіни каркасних будівель ……..	30
Розділ 2	СТИКОВІ З'ЄДНАННЯ У ВЕЛИКОПАНЕЛЬНОМУ ЖИТЛОВОМУ БУДІВНИЦТВІ……	35
2.1	Вертикальні стики ……	35
2.2	Монолітні стики……	38
2.3	Горизонтальні стики……	41
2.4	Поєднання внутрішніх стінових панелей…….....	42
2.4.1	Платформенний стик……	43
2.4.2	Контактний стик……..	47
2.5	Комбіновані стики……	50
2.6	Зв'язки……	54
Розділ 3	ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ГОРИЗОНТАЛЬНИХ СТИКІВ ТОРЦЕВОЇ СТІНИ…..……..	57
3.1	Умови міцності бетону стиків……..…..…..…..	57
3.2	Існуючі обчислювальні комплекси, засновані на методі кінцевих елементів……	63
3.3	Численні дослідження напружено-деформованого стану стиків……..…..…..…..…..…..…..…..…..…..…..…..…..…..….	68
ОСНОВНІ ВИСНОВКИ……		86
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ……..		88

ВСТУП

Актуальність теми. У сучасному будівництві широко застосовуються великопанельні споруди, що монтуються з індустріально виготовлених елементів конструкцій, що огороджують, і перекриттів, званих панелями.

Ці конструкції характеризуються високою швидкістю монтажу та економічністю, що робить їх привабливими для будівництва житлових та виробничих об'єктів. Великопанельні будівлі мають гарні експлуатаційні характеристики, включаючи довговічність і стійкість до різних навантажень, при цьому їх виробництво на заводах дозволяє мінімізувати витрати на матеріали та робочу силу.

Однак, незважаючи на безліч переваг, великопанельне будівництво стикається з низкою проблем, пов'язаних з якістю з'єднань між панелями, особливо в місцях стиків. Недостатня увага до точності монтажу та якості замонолічування цих стиків може призвести до зниження міцності та довговічності конструкції, що підтверджують випадки обвалення та аварій. У зв'язку з цим дослідження конструктивних рішень у галузі стиків великих панелей та їх поліпшення є важливим завданням для забезпечення надійності та безпеки будівель.

Таким чином, подальше вдосконалення технології великопанельного будівництва та увага до якості конструктивних вузлів є актуальними для підвищення надійності та довговічності таких об'єктів.

Мета і завдання дослідження. Метою дослідження є дослідження критичного вертикального навантаження, що діє у площині торцевих несучих стін, залежно від горизонтальної податливості стиків плит перекриттів зі стінами, на які вони спираються.

Об'єкт дослідження. Об'єкт дослідження – великопанельні будівлі з широким кроком.

Предмет дослідження. Предмет дослідження – дослідження перерозподілу напруг у горизонтальному стику стінових панелей.

Методи дослідження. При вирішенні поставлених завдань використовувалися узагальнення, аналіз теоретичних та практичних досліджень на тему роботи та комплексні дослідження стиків стінових панелей.

Наукова новизна одержаних результатів. Наукова новизна дослідження полягає в тому, що запропоновано розрахункову схему торцевої стіни при деформуванні її вертикальними навантаженнями, що найбільш адекватно відповідає реальним умовою їй закріплення.

Практичне значення одержаних результатів. Практична значимість роботи полягає полягає в тому, що результати дослідження стійкості торцевої стіни та міцності горизонтальних стиків несучих панелей цієї стіни дозволяють підвищити надійність стиків та несучої системи великопанельних будівель з широким кроком.

Особистий вклад дослідника. Особиста участь автора в організації та проведенні дослідження полягає у перегляді доступної літератури, публікацій, що оповідають про генетичну нелінійність, створення розрахункової моделі для обчислень, проведення аналізу отриманих під час розрахунку результатів.

Структура та обсяг магістерської роботи. Магістерська робота складається з вступу, трьох розділів, основних висновків, списку використаних джерел, містить 92 сторінки, 60 рисунків, 2 таблиць, 59 список використаних джерел.

РОЗДІЛ 1
ОГЛЯД КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ ВЕЛИКОПАНЕЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ

1.1 Класифікація великопанельних будівель

Великопанельними називають будівлі, що монтуються із заздалегідь виготовлених великорозмірних площинних елементів стін, перекриттів, покриттів та інших конструкцій.

Збірні конструкції мають підвищену заводську готовність - оброблені зовнішні та внутрішні поверхні, вмонтовані вікна та двері.



Рисунок 1.1 - Зведення великопанельних будівель

За конструктивною схемою будівлі бувають: безкаркасні, з поздовжніми та поперечними несучими стінами та каркасні. Будівництво будівель із великих панелей дозволяє суттєво підвищити ступінь індустріальності будівництва та продуктивності праці, знизити вартість будівництва та

скоротити терміни зведення будівель.

Великопанельні житлові будинки, у яких зовнішні та внутрішні стіни, перекриття та перегородки виконані зі збірних укрупнених елементів, мають різні конструктивні схеми: безкаркасні та з внутрішнім каркасом.



Рисунок 1.2 – Види великопанельних будівель

У великопанельних будинках нині санітарні вузли монтуються як готових кабін, обладнаних всіма приладами. Виготовляють санітарні кабіни на заводах збірного домобудівництва та у підготовленому до монтажу вигляді доставляють на будівельні майданчики.

Покрівельні покриття у великопанельних житлових та громадських будинках влаштовуються, як правило, у вигляді поєднаних безгорищних дахів. Будинки, в яких просторово-незмінні осередки (приміщення) утворені

панелями стін та перекриттів, називають безкаркасними.

Безкаркасні будівлі складаються з меншої кількості збірних елементів, відрізняються простотою монтажу та мають переважне застосування у масовому житловому будівництві. У цих будинках зовнішні та внутрішні степи сприймають всі діючі навантаження.

Безкаркасні великопанельні будинки будують із трьома поздовжніми несучими стінами; з поперечними несучими перегородками, що встановлюються з малим кроком один від одного; з поперечними несучими стінами-перегородками, що встановлюються з великим кроком.

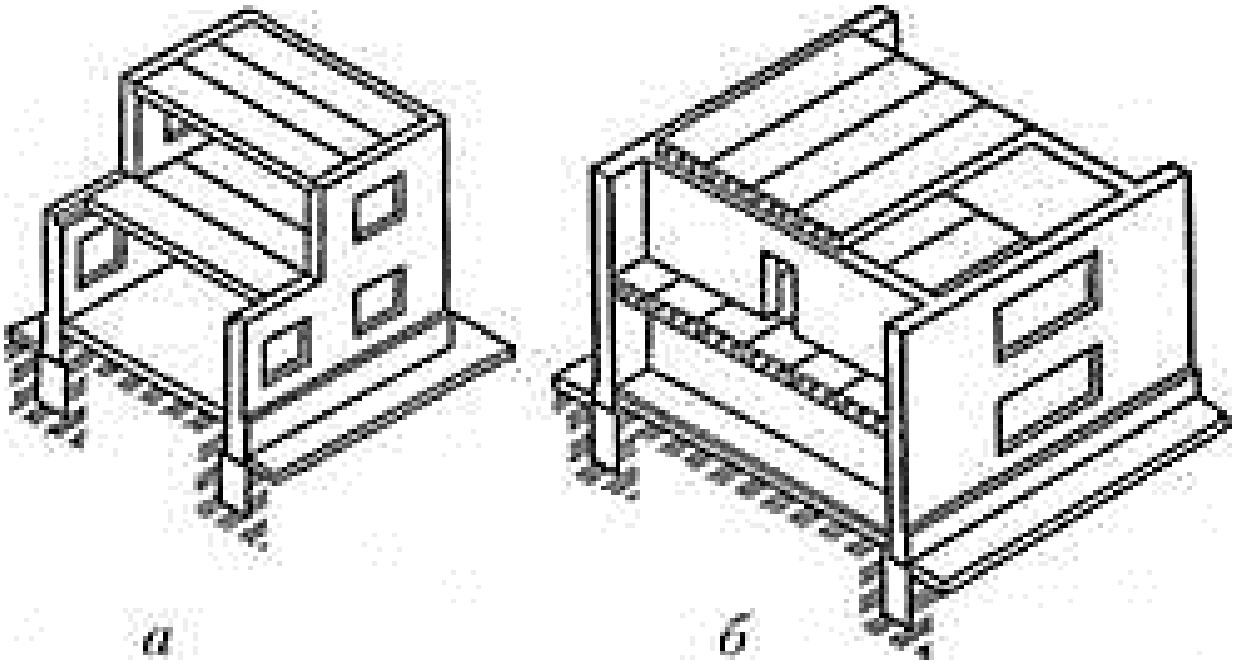


Рисунок 1.3 - Безкаркасна будівля з поздовжнім (а) та поперечним (б) опиранням плит перекриття

Безкаркасні будівлі складаються з меншої кількості збірних елементів і відрізняються простотою монтажу та мають переважне застосування у масовому житловому будівництві. У цих будинках зовнішні та внутрішні стіни сприймають всі навантаження, що діють на будинок. Просторова жорсткість та стійкість забезпечується взаємним зв'язком між панелями стін та

перекриттів.

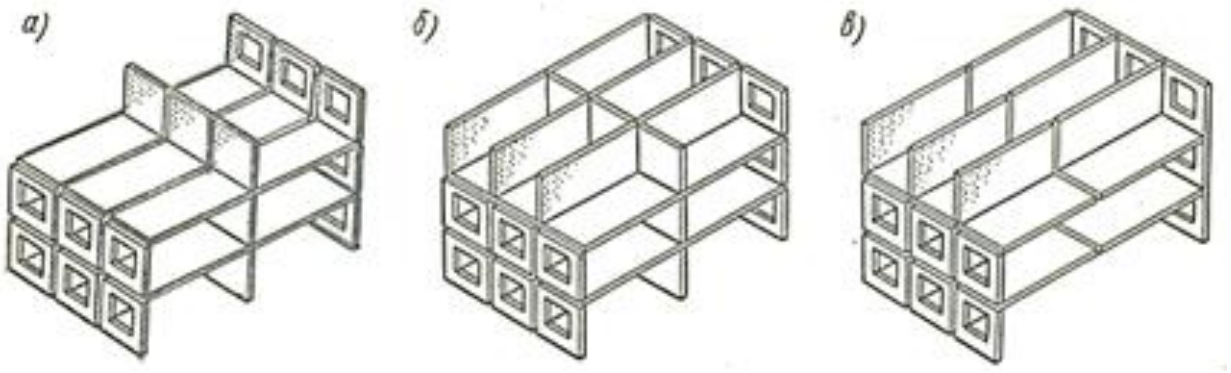


Рисунок 1.4 - Конструктивні схеми безкаркасних великопанельних будівель: а - з трьома поздовжніми стінами, що несуть; б – з поздовжніми та поперечними несучими стінами; в - з поперечними несучими перегородками

Каркасно-панельні будівлі на відміну від великопанельних, крім панелей стін та перегородок, сходових маршів, балконів та плит перекриттів, мають ще елементи каркасу, що сприймає зусилля, що діють на будівлю. Каркас утворюється колонами і ригелями, що спираються на них в рівні перекриттів, по яких укладаються настили або панелі перекриттів.

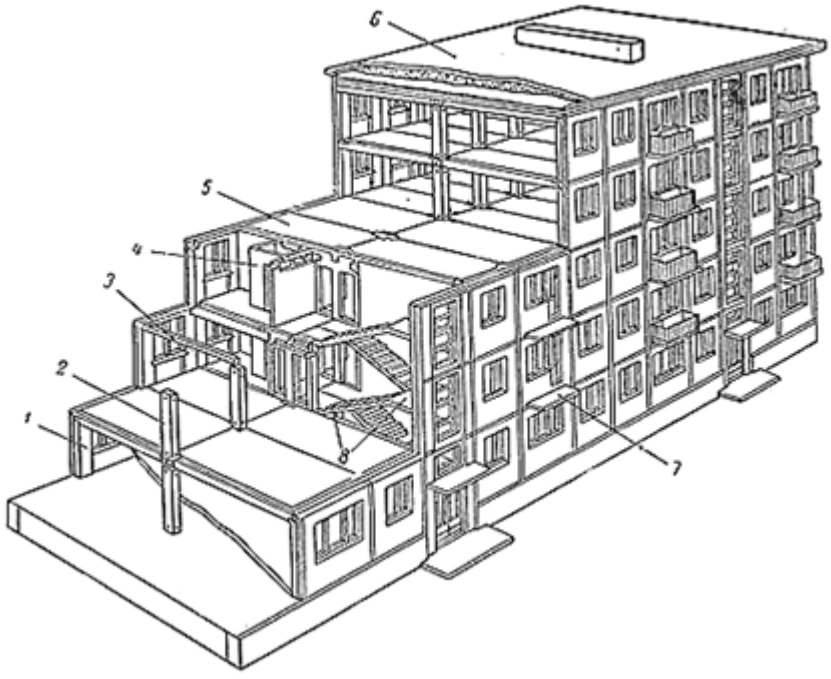


Рисунок 1.5 - Конструктивна схема будівлі з неповним каркасом: 1 - несуча стінова панель, 2 - колона, 3 - ригель, 4 - санітарно-технічна кабіна, 5 -

панель перекриття, 6 - дах, суміщений з горищним перекриттям, 7 - балконна плита, 8 - сходи

Будівля може мати неповний каркас, коли колони розташовуються лише з внутрішніх осях, а ригелі укладають як між колонами, а й між колонами і зовнішніми стінами. При повному каркасі панелі зовнішніх стін служать лише як огородження, тому що елементи каркасу на них не спираються. Можливе також влаштування каркасу і без ригелів. Тоді панелі перекриттів спираються безпосередньо на колони.

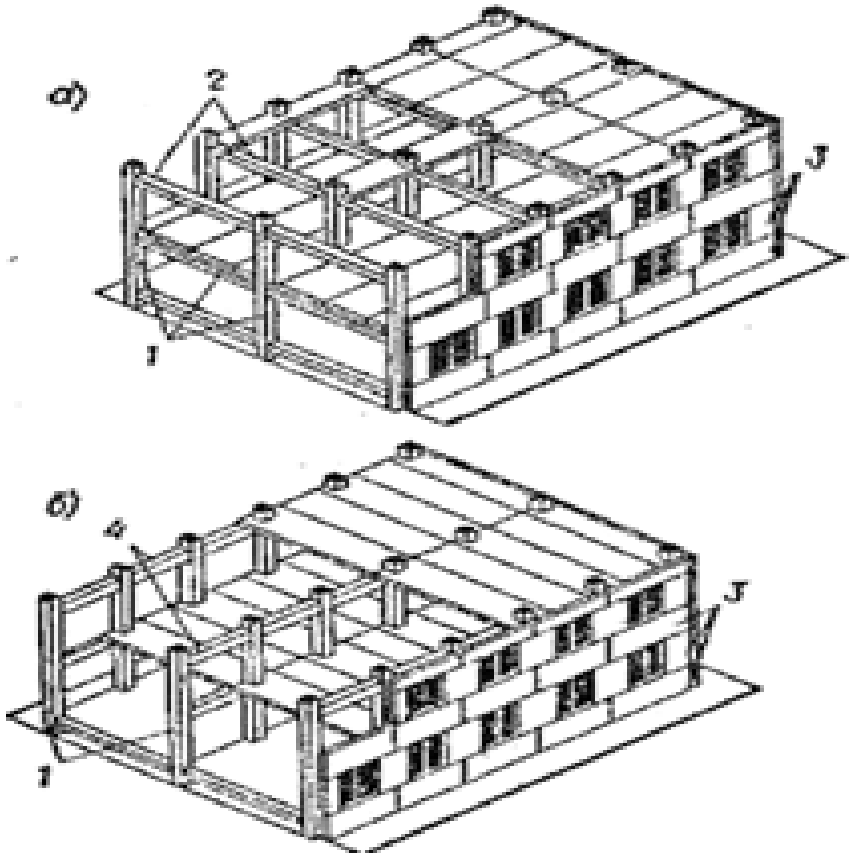


Рисунок 1.6 - Конструктивні схеми каркасно-панельних будівель:

а – з поперечним розташуванням ригелів; б - з поздовжнім розташуванням ригелів; 1 – 1 – колони; 2 – ригелі, покладені впоперек будівлі; 3 – панелі навісної стіни; 4 – ригелі, покладені вздовж будівлі

У каркасно-панельних будинках чітко розмежовані функції між несучими та огороджувальними елементами. Це дозволяє для будівель будь-якої поверховості використовувати легкі панелі. Для таких будівель найбільш поширеною та характерною є конструктивна схема з поперечним розташуванням ригелів. Стінами каркасних будівель є панелі з легких або пористих бетонів завтовшки 250 – 300 мм.

Стіни таких панелей по статичній роботі є навісними і мають дворядну розрізку. За місцем розташування в стіні розрізняють панелі: Поясні (цокольні, міжповерхові, парапетні) довжиною 3 – 6 м та висотою 0,9 – 2,1 м.; Простінні шириною 0,3 - 1,8 м і висотою 1,2 - 2,7 м; Кутові для зовнішніх та внутрішніх кутів. Каркас таких будівель є багатоярусною рамою, здатною сприймати вертикальні і горизонтальні навантаження. Сучасні каркасно-панельні будівлі статичної роботи відносять до зв'язкових. Колони і ригелі у яких сприймають лише вертикальні навантаження, а зв'язку – горизонтальні (вітрові) навантаження.

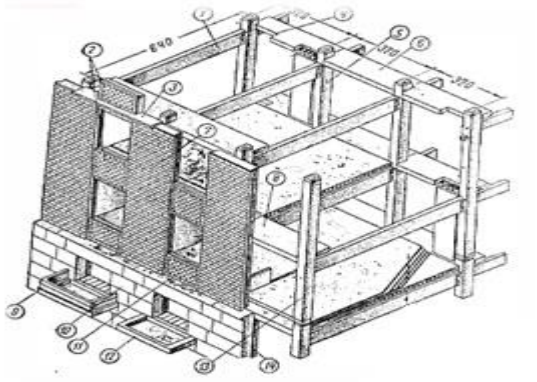


Рисунок 1.7 - Конструктивна схема каркасно-панельного будинку: 1 – залізобетонний ригель каркасу; 2 – міжвіконні панелі-вставки; 3 – проміжний пояс; 4 – виріз для вентиляційних блоків; 5 – внутрішня двоповерхова залізобетонна колона; 6 – залізобетонна плита перекриття; 7 - простінкова панель; 8 – пристінна плита перекриття; 9 - залізобетонне кільце приямка; 10 – бетонний стіновий блок; 11 - залізобетонна цокольна обв'язка; 12 - залізобетонна нижня плита приямка; 13 – зовнішня двоповерхова залізобетонна колона; 14 – шлакобетонні блоки

Просторова жорсткість забезпечується:

- Жорстким поєднанням елементів каркаса у вузлах;
- Установкою (на рівні кожного поверху) стінок жорсткості, пов'язаних з колонами та перекриттями;
- Укладання зв'язкових і пристінних плит між колонами будівлі;
- Закладенням швів між плитами міжповерхового перекриття;
- Влаштуванням зв'язків стін сходових клітин та ліфтових шахт з каркасом будівлі.

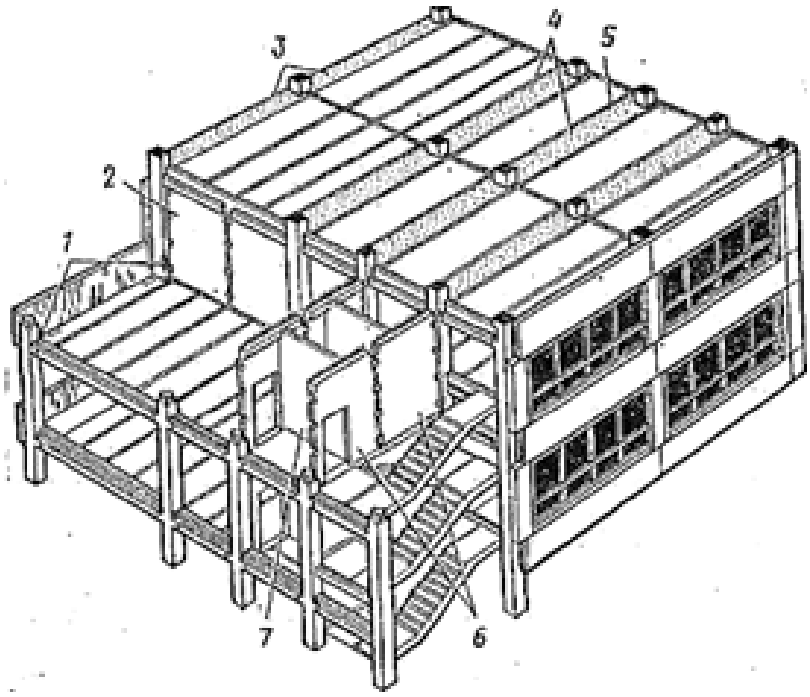


Рисунок 1.8 - Елементи, що забезпечують просторову жорсткість каркасно-панельного будинку: 1 – жорстке сполучення вузлів; 2 – стінки жорсткості; 3 – пристінні плити; 4 – зв'язкові плити; 5 – замонолічені шви; 6 – стіни сходової клітки; 7 – стіни ліфтової шахти

Довговічність сталевих деталей (зв'язків), що з'єднують елементи повнозбірних будівель залежить від їхньої корозійної стійкості, яка забезпечується: Розміщенням елементів кріплення у внутрішній частині стіни, менш схильною до промерзання та зволоження; Застосування захисних покриттів (полімерне, лакофарбове, напилене) зварних швів; Герметизацією, утепленням та замонолічуванням стиків, що виключають протікання,

утворення конденсату та інших впливів, що викликають корозію;

Каркасно-панельні будівлі широко використовуються при будівництві громадських будівель. Їх характерні дві конструктивні схеми — з поперечним і поздовжнім розташуванням ригелів.

У каркасних панельних будинках навантаження, що діють на них, сприймають ригелі і стійки каркаса, а панелі виконують найчастіше лише огороджувальні функції.

Розрізняють такі конструктивні схеми: з повним поперечним каркасом; з повним поздовжнім каркасом; із просторовим каркасом; з неповним поперечним каркасом і зовнішніми стінами, що несуть; з опиранням плит перекриття по чотирьох кутах безпосередньо на колони; з опиранням плит на зовнішні панелі та на дві стійки по внутрішньому ряду. Ці схеми є особливо ефективними для громадських будівель. У каркасних панельних будинках навантаження, що діють на них, сприймають ригелі і стійки каркаса, а панелі виконують найчастіше лише огороджувальні функції.

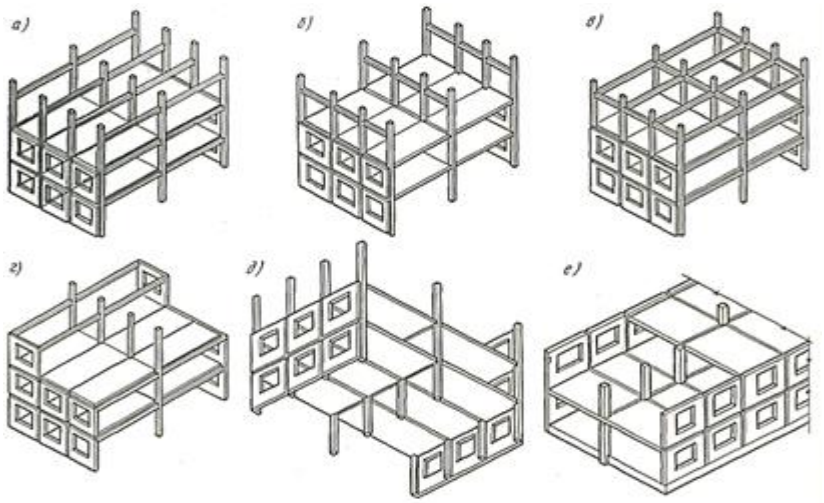


Рисунок 1.9 -Конструктивні схеми каркасно-панельних будівель: а – з повним поперечним каркасом; б - з повним поздовжнім каркасом; в - з просторовим каркасом; г - з неповним поперечним каркасом і зовнішніми стінами, що несуть; д - з опиранням плит перекриття по чотирьох кутах безпосередньо на колони (безригельний варіант); е – з опиранням панелей на зовнішні панелі та на дві стійки по внутрішньому ряду безригельна система з неповним каркасом

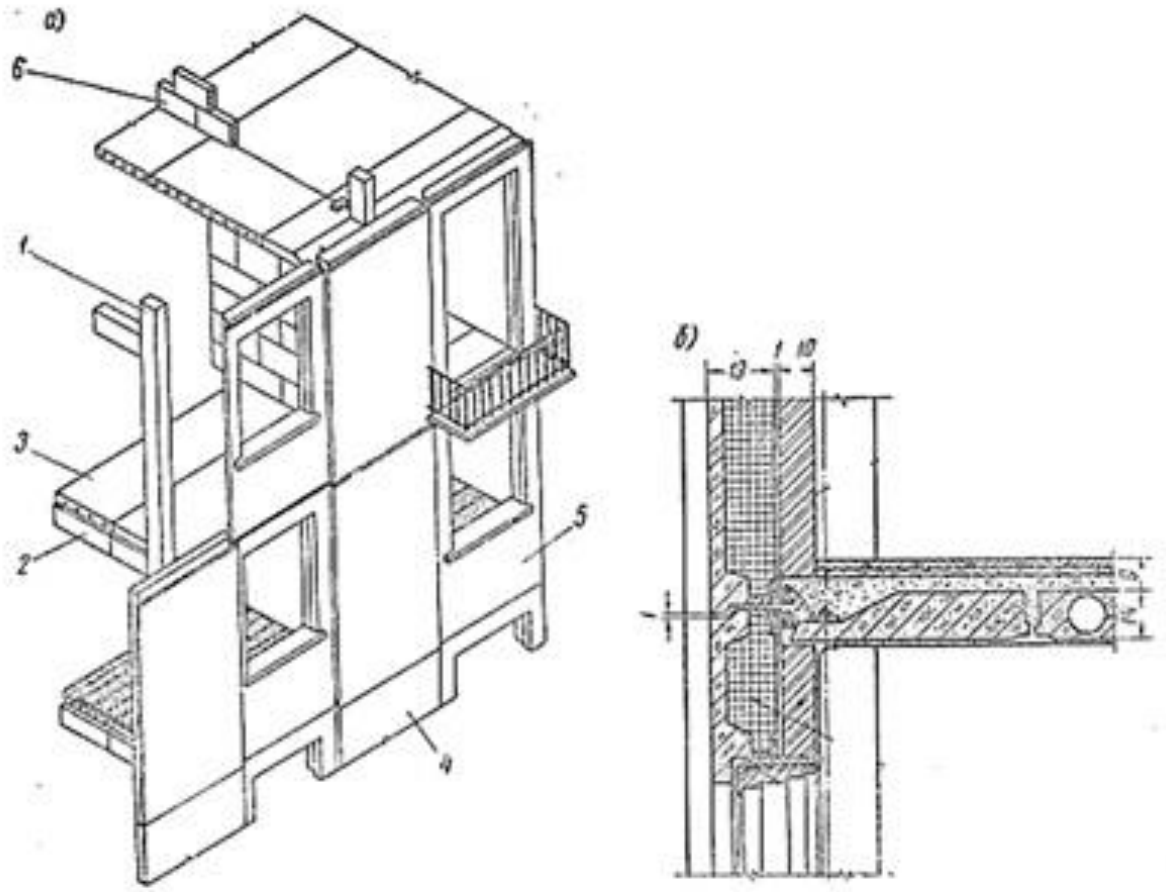


Рисунок 1.10 - Конструктивна схема каркасно-панельного будинку: а – загальна схема; 1 - стійка; 2 - ригель; 3 – панель перекриття; 4 - простінкова панель; 5 – віконна панель; 6 - гіпсопилкові панелі перегородок; б- деталь кріплення зовнішніх стінових панелей до перекриття

1.2 Безкаркасна (стінова) система

Основне призначення несучого кістяка - конструктивної основи будівлі - полягає у сприйнятті навантажень, що діють на будинок, роботі на зусилля від цих навантажень із забезпеченням конструкцій необхідних експлуатаційних якостей протягом усього терміну їхньої служби.

Конструктивна система є взаємопов'язаною сукупністю вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій будівлі, які спільно забезпечують його міцність, жорсткість і стійкість. Горизонтальні конструкції — перекриття і

покриття будівлі сприймають вертикальні і горизонтальні навантаження і впливи, що припадають на них, передаючи їх поверхово на вертикальні несучі конструкції. Останні, у свою чергу, передають ці навантаження та впливи через фундаменти основи. Вибір конструктивних систем — одне з основних питань, які вирішуються під час проектування будинків.



Рисунок 1.11 - Конструктивна схема безкаркасної багатоповерхової будівлі 1 - фундамент, 2 - підлога підвалу; З - перекриття над підвалом; 4 - гідроізоляція; 5 - зовнішні стіни; 6 - міжповерхові перекриття; 7 - внутрішні стіни; 8 - перегородки; 9 - горищне перекриття; 10 - горище; 11 - дах; 12 - сходи; 13 - парапет; 14 - вікна; 15 – вимощення

Безкаркасна система (з несучими стінами) є жорсткою, стійкою коробкою з взаємопов'язаних зовнішніх і внутрішніх стін і перекриттів. Зовнішні та внутрішні стіни сприймають навантаження від міжповерхових перекриттів. Цей тип будівель, у свою чергу, підрозділяється на будівлі з поздовжніми несучими стінами (плити перекриттів лежать упоперек будівлі), з поперечними несучими стінами (плити перекриттів лежать уздовж будівлі) і перехресні з поздовжніми і поперечними несучими стінами (плити перекриттів з розмірами в плані, спираються за контуром).

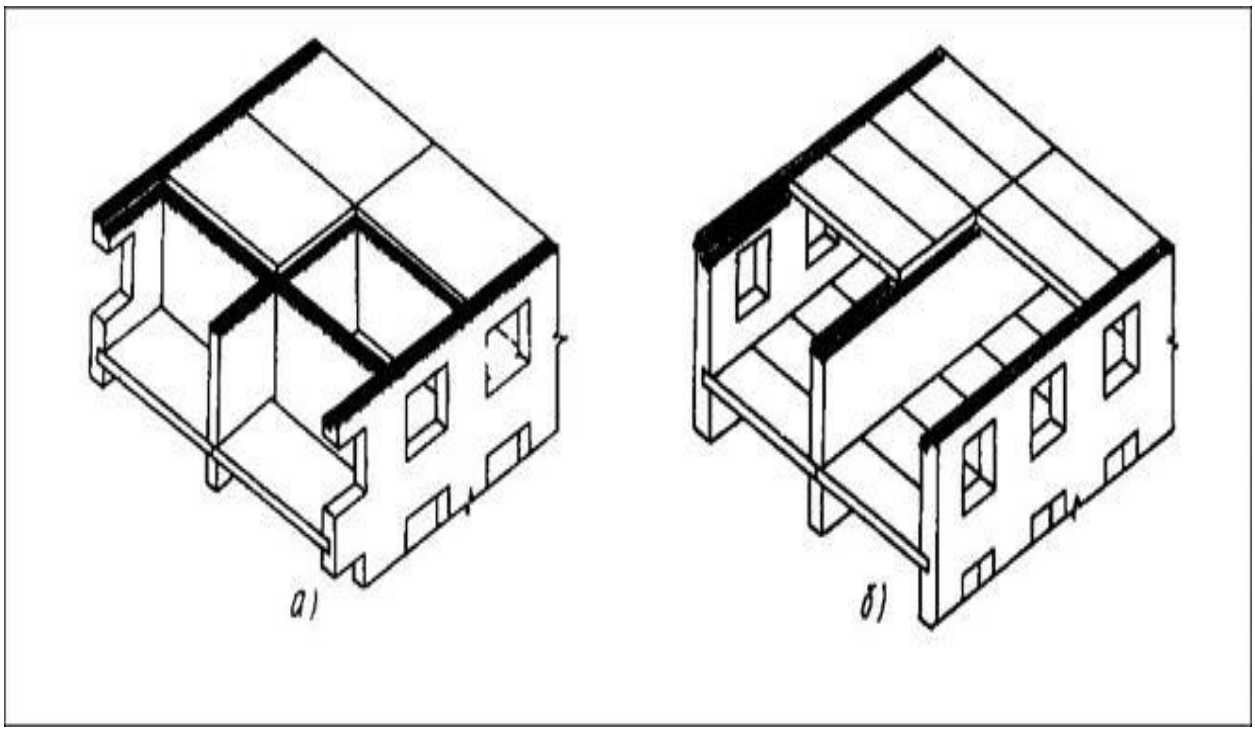


Рисунок 1.12 - Конструктивні схеми безкаркасних будівель: а – з поздовжніми та поперечними несучими стінами; б – з поздовжніми несучими стінами

Безкаркасна (стінова) система – основа проектування житлових будинків різної поверховості та призначення (квартирні будинки, гуртожитки, готелі, пансіонати та ін.) та для різних інженерно-геологічних умов. Вибір цієї системи пов'язаний із відносною стабільністю об'ємно-планувальних рішень житлових будівель та з її техніко-економічними перевагами.

Завдяки цьому розширюється застосування безкаркасної системи та для масових типів громадських будівель (шкіл, дитячих дошкільних закладів, поліклінік та ін.). Як зазначалося, основний конструктивної характеристикою безкаркасної (стінної) системи будівель є спирання горизонтальних елементів суцільні стіни – поздовжні чи поперечні.

Якщо елементи перекриттів спираються на поперечні несучі стіни, поздовжні стіни, як правило, приймаються самонесучими, виконуючи лише функції, що захищають.



Рисунок 1.13 - Безкаркасна (стінова) конструктивна система: 1 – зовнішня несуча стіна; 2 – внутрішня несуча стіна; 3 – збірний настил перекриття

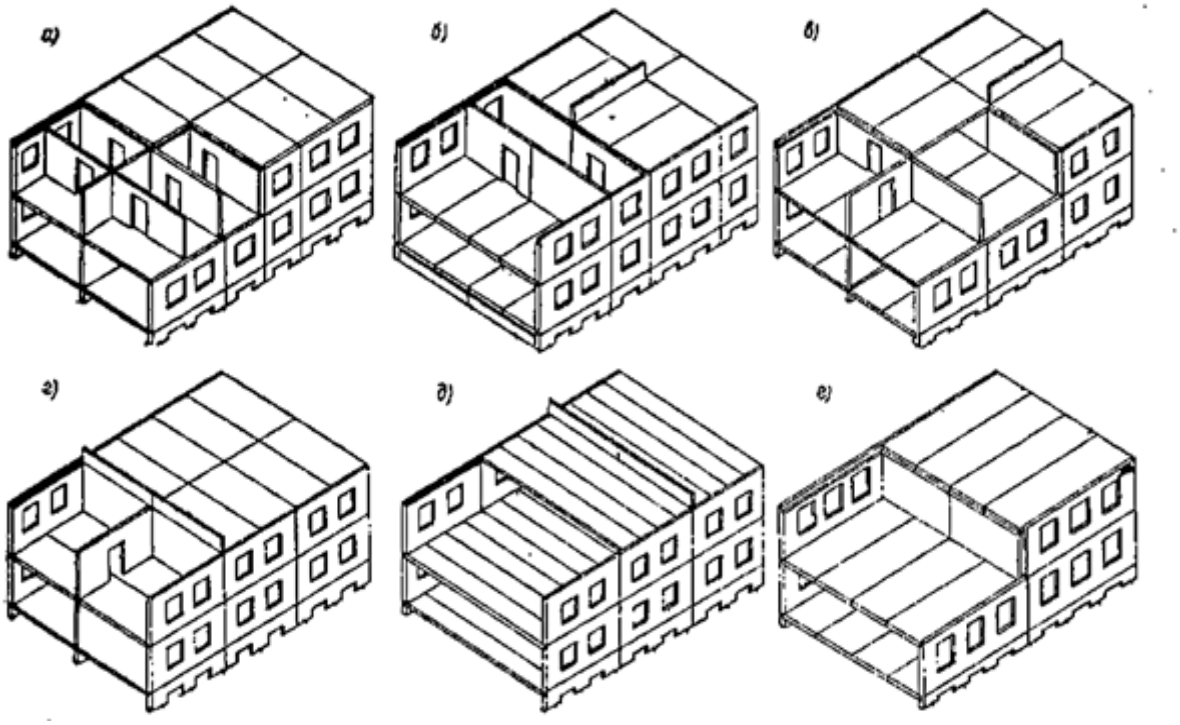


Рисунок 1.14- Варіанти безкаркасної конструктивної системи: а – перехресно-стінова з малим кроком стін; б – поперечно-стінова зі змішаним кроком стін; в - поперечно-стінова з великим кроком стін; г-подовжньо-стінова («трьохстінок»); д - поздовжньо-стінова («двостінок»); е – поперечно-стінова зі збільшеним кроком стін

Основною геометричною ознакою таких систем є крок несучих стін. Вирізняють стінові системи:

- з великим кроком несучих стін (2,4 ÷ 4,5 м);
- з вузьким кроком несучих стін (6,0 ÷ 7,2 м);
- зі змішаним кроком.

Найбільш застосовуваними в безкаркасній (стіновій) конструктивній системі варіантами поєднання вертикальних та горизонтальних конструкцій, виходячи з основних геометричних ознак, є:

- I – поздовжньо-стінова;
- II – поперечно-стінова;
- III – перехресно-стінова.

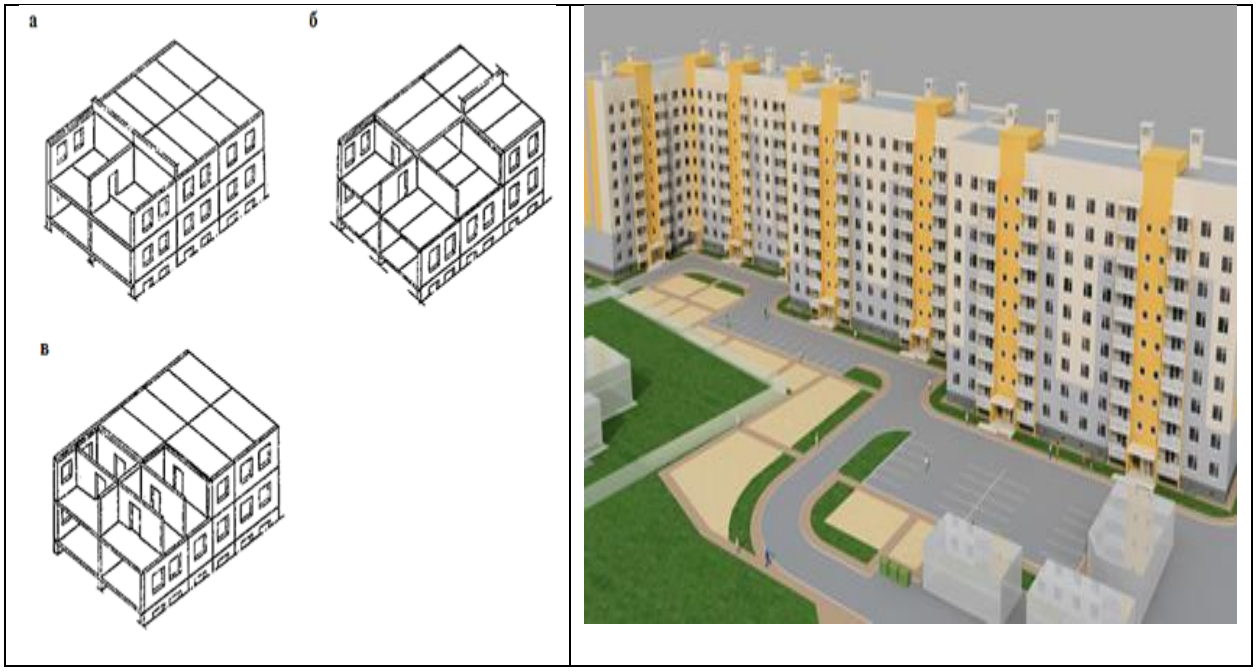


Рисунок 1.15 - Конструктивні схеми безкаркасних будівель: а – поздовжньо-стінова; б – поперечно-стінова; в – перехресно-стінова

Поздовжньо-стінова конструктивна схема традиційна в проектуванні будівель малої, середньої та підвищеної поверховості. Рідкісне розташування поперечних стін-діафрагм жорсткості (через 25 – 40 м) забезпечує свободу планувальних рішень у будівлях, тому цю схему застосовують при

проектуванні житлових та громадських будівель різного призначення. Поперечно-стінова конструктивна схема менш гнучка в планувальному відношенні, ніж поздовжньо-стінова схема. Тому найчастіше її застосовують під час будівництва житлових будівель, рідше – масових типів громадських будівель (дитячих установ, шкіл тощо).

Поперечно-стінова схема (особливо з великим кроком поперечних несучих стін) допускає можливість часткового перепланування внутрішнього об'єму будівель у процесі експлуатації, а також розміщення невеликих вбудованих нежитлових приміщень на перших поверхах житлових будинків. Перехресно-стіновій системі притаманні малі розміри конструктивно-планувальних осередків (близько 20 м^2), що обмежує сферу її застосування лише житловими будинками. Часте розташування поперечних стін робить важкоздійсненну трансформацію планів будівель. Розмаїттю планувальних рішень у проектуванні будинків на основі цієї схеми сприяє використання декількох розмірів кроків поперечних стін (наприклад, 3,0; 3,6 та 4,2 м) у різних поєднаннях. Завдяки високій просторовій жорсткості перехресно-стінова схема широко поширена у проектуванні багатоповерхових будівель, а також будівель, що будуються у складних геологічних умовах, а також у сейсмічно небезпечних районах.

Безкаркасні будівлі з цегли, дрібних каменів і блоків зводять зазвичай з поздовжніми зовнішніми і внутрішніми стінами, що несуть.

Поперечні стіни в таких будинках влаштовують переважно в сходових клітинах, у місцях, де проходять димові та вентиляційні канали, а також у проміжках між ними для надання більшої стійкості поздовжнім стінам та будинкам в цілому. У будинках з поперечними несучими стінами - поздовжні зовнішні стіни є самонесучими, а перекриття спираються на поперечні стіни. Зводяться також безкаркасні будівлі, у яких несуть як поперечні, так і поздовжні стіни. Набагато рідше в таких будинках панелі перекриттів розміром на кімнату спираються всіма чотирма сторонами на поперечні та поздовжні стіни.



Рисунок 1.16 - Безкаркасна система будівель з цегли, дрібного каміння і блоків: а — з поздовжнім розташуванням несучих стін; б-з поперечним розташуванням несучих стін; в - перехресна; 1 - зовнішні та внутрішні несучі стіни; 2 - плити міжповерхових перекриттів; 3 - зовнішні самонесучі стіни; 4 - торцева несуча стіна; 5 - поздовжні та поперечні несучі стіни; 6 - плити перекриття, оперті за контуром

Безкаркасні великоблочні будівлі зі стінами з бетонних та інших блоків мають конструктивні схеми з поперечними та поздовжніми несучими стінами. Громадські багатоповерхові будинки частіше зводять із поздовжніми несучими стінами. При цьому залежно від ширини будівлі може бути не одна, а дві внутрішні поздовжні стіни.

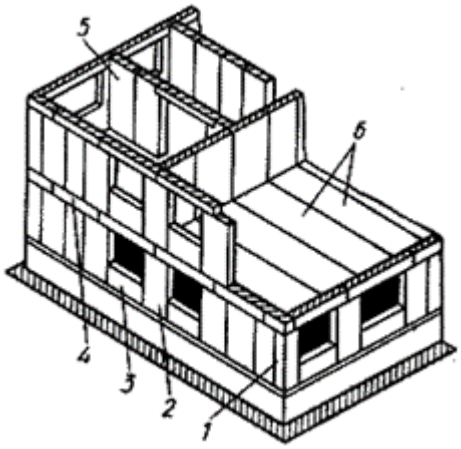




Рисунок 1.17 - Конструктивна схема великоблочної будівлі з поперечними та поздовжніми несучими стінами: 1 - кутовий блок; 2 - простінковий; З - підвіконний; 4 - перемичковий; 5 - блок внутрішньої стіни; 6 - панелі перекриття

Безкаркасні великоблочні будівлі зі стінами з бетонних та інших блоків зводять з поздовжніми та поперечними зовнішніми та внутрішніми стінами, що несуть. У будівлях з поперечними несучими стінами поздовжні зовнішні самонесучі стіни, а плити (панелі) перекриття спираються на поперечні стіни.

Будинки, у яких несуть як поперечні, так і поздовжні стіни, зазвичай мають панелі перекриттів розміром на кімнату, що спираються всіма чотирма сторонами на поперечні і поздовжні стіни. Громадські багатоповерхові будинки частіше зводять із поздовжніми несучими стінами. Залежно від ширини будівлі може бути не одна, а дві внутрішні поздовжні стіни. Поперечні стіни в таких будинках влаштовують переважно в сходових клітках, в місцях, де повинні проходити димові та вентиляційні канали, а також в інших місцях, де за розрахунками вони потрібні для забезпечення жорсткості будівлі або відділення однієї частини будівлі від іншої стінами, що не згорають.

Такі стіни виводять вище покрівельного покриття (даху) будівлі та їх називають брандмауерними. Зовнішні стіни великоблочних будівель -

дворядної розрізки по висоті поверху на блоки - монтують з наступних типових основних блоків: простінкових, що утворюють простінки між вікнами, товщиною 400 ... 600 і шириною 990 ... 1390 мм і рядових такої ж конструкції, як і простінкові, але їх; підвіконних шириною 790 ... 1490 мм з нішами для приладів опалення, що встановлюються між простінними; перемичних з чвертю для спирання плит міжповерхового перекриття, що перекривають віконний отвір; поясних, такої ж форми, як перемичні, що встановлюються на глухих ділянках стін по верху рядових блоків.

Внутрішні стіни монтують із блоків однорядної розрізки товщиною 300 мм. Їхня ширина залежить від можливостей виробництва конструкцій та конструктивної схеми стін. Окрім перелічених при будівництві великоблочних будівель застосовують стінні кутові, карнизні, цокольні, парапетні, санітарно-технічні блоки. Їх виготовляють заввишки на поверх. Безкаркасні великопанельні будівлі бувають: з трьома поздовжніми несучими стінами: з поперечними несучими стінами-перегородками, що встановлюються з малим або великим кроком (відстанню) один від одного. У будинках з поперечними несучими стінами-перегородками всі основні елементи несучі: поперечні стіни-перегородки, внутрішня поздовжня та зовнішні стіни. Панелі перекриттів мають опори з чотирьох боків.

При цьому зовнішні стінові панелі, які мало відрізняються від зовнішніх панелей в будинках з поздовжніми стінами, що несуть, вважають також несучими. Перегородкові панелі та панелі внутрішньої поздовжньої стіни у таких будинках виготовляють із важкого (конструктивного) бетону. Панелі зовнішніх стін виготовляють з легких або тришарових бетонів: з важкого бетону з теплоізолюючими вкладишами. Безкаркасні великопанельні будівлі бувають з трьома поздовжніми несучими стінами і з поперечними несучими стінами, що встановлюються з малим або великим кроком один від одного. Для 9-поверхових житлових будівель найбільш економічними за витрачанням сталі, цементу, бетону, а також по трудомісткості є великопанельні будинки з поперечними несучими стінами. Зіставлення конструктивних рішень

крупноблочних, каркасно-панельних або великопанельних житлових будівель у 16 та 17 поверхів також показує, що найбільш економічні - великопанельні. При цьому витрата матеріалів на панельні та каркасні будівлі приблизно однакова, а трудомісткість монтажу перших майже в півтора рази менша.

У великопанельному варіанті безкаркасні багатоповерхові будівлі як основні несучі конструкції мають вертикальні діафрагми (панелі внутрішніх несучих стін) і збірні залізобетонні міжповерхові перекриття.

Панелі зовнішніх стін зазвичай навішують на торці несучих внутрішніх панелей. Безкаркасні рішення застосовували при будівництві багатоповерхових житлових будинків, готелів та інших будівель з перегородками, що часто розташовані. У будинках з трьома поздовжніми несучими стінами (дві зовнішні, одна внутрішня) зовнішні стінові панелі роблять тришаровими з важкого бетону з утеплювачем або одношаровими з легкого або пористого бетону.

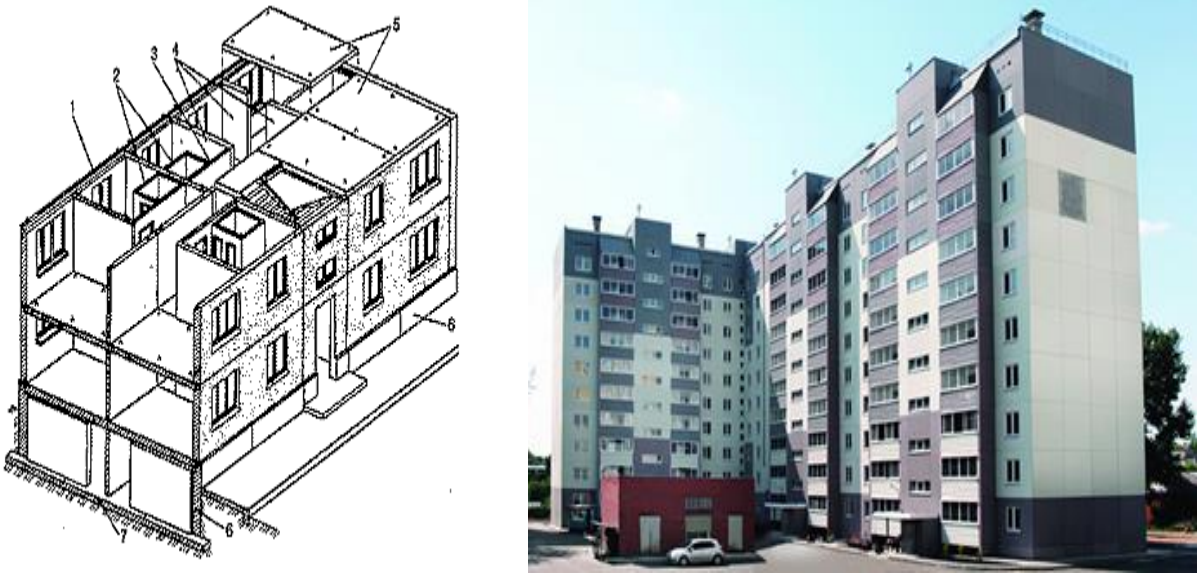


Рисунок 1.18 - Конструктивна схема великопанельного будинку з стінами-перегородками, що несуть: 1 — зовнішні стінові панелі; 2 - санітарно-технічні кабіни; 3 - несучі перегородки; 4 - внутрішні несучі поперечні стіни (перегородки); 5 - плити перекриття; 6 - цокольні панелі; 7 - блоки фундаментів

Для внутрішніх стін у будинках цього типу використовують суцільні залізобетонні панелі заввишки в поверх і завтовшки 120...160 мм. Міжповерхові перекриття в цьому випадку, як правило, роблять із багатопустотних або суцільних плит-панелей шириною 1200...2400 мм; спираються вони на зовнішні та внутрішні несучі стіни. Перегородки встановлюють на перекриття. Панелі перегородок - самонесучі з гіпсобетону, гіпсових плит або інших матеріалів.



Рисунок 1.19 - Основні елементи великопанельного безкаркасного багатоповерхового житлового будинку: 1 – фундаментна подушка; 2 – внутрішня цокольна панель; 3 – фундаментний блок; 4 – плита входу; 5 - зовнішня несуча стінова панель; 6 – віконне наповнення; 7 – міжповерховий сходовий майданчик; 8 – поверховий сходовий майданчик; 9 – стовбур сміттєпроводу; 10 – сходовий марш; 11 – санітарно-технічний об'ємний блок; 12 – об'ємний блок вентиляційного каналу; 13 – об'ємний блок шахти ліфта; 14 – плита міжповерхового перекриття; 15 – внутрішня несуча стінова панель; 16 – парапет; 17 – гідроізоляційний килим

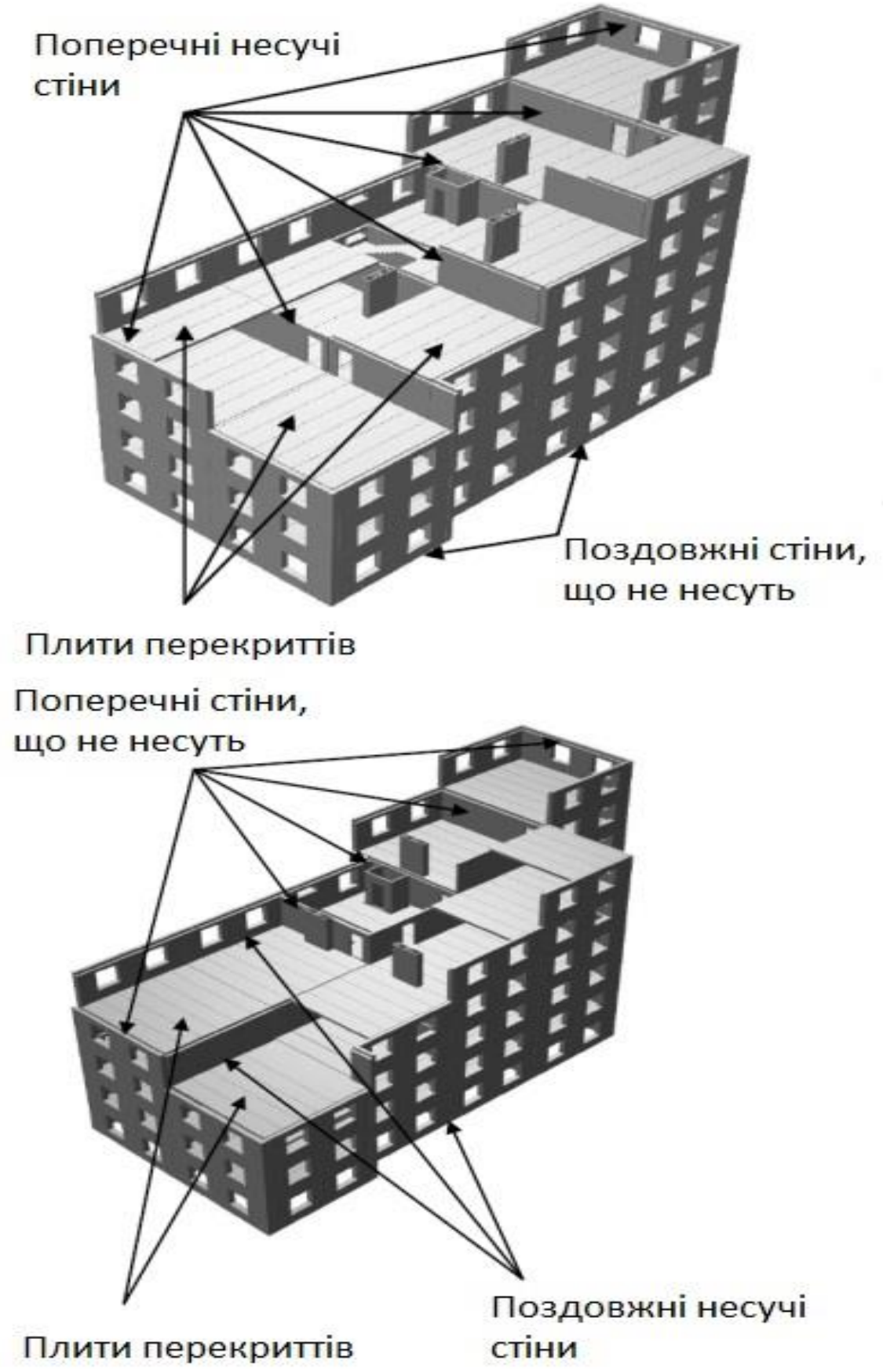


Рисунок 1.20 - Розташування несучих і не несучих стін

У великопанельних будинках з поперечними несучими стінами всі основні елементи несучі: поперечні стіни-перегородки 4, внутрішня поздовжня 6 і зовнішні стіни.

Панелі перекриттів мають 5 опори з усіх чотирьох сторін. При цьому зовнішні стінові панелі, які мало відрізняються від зовнішніх панелей в будинках з поздовжніми стінами, що несуть, вважають також несучими. Перегородкові панелі 4 і 6 панелі для внутрішньої поздовжньої стіни виготовляють з важкого бетону; товщина панелей 140...180 мм. Панелі перекриттів роблять товщиною 120...160 мм розміром на кімнату; виготовляють їх суцільними із важкого бетону. Санітарно-технічні вузли монтують, як правило, із готових кабін, обладнаних приладами. Покрівельні покриття в житлових та громадських будинках влаштовують у вигляді горищних дахів із залізобетонних плит-панелей з вентильованим горищем.

Безкаркасна система є основною у масовому житловому будівництві будинків різної поверховості.

житлових осередків, необхідність членування стінами та перегородками із забезпеченням звукоізоляції квартир та інші особливості зумовлюють технічну доцільність та економічну виправданість застосування безкаркасних будівель при будівництві жител, а також тих цивільних будівель, в яких переважає багатоосередкова планувальна структура (санаторії). У будівлях із поздовжнім розташуванням несучих стін застосування великопрогонових перекриттів (з прольотом 9 і 12 м) призводить до спирання перекриттів тільки на зовнішні стіни та переходу від традиційних трьох- і чотиристінних систем до двостінної системи. Це дозволяє забезпечити високу свободу планувальних рішень житлових будинків та вбудованих підприємств системи обслуговування, а також простоту модернізації та перепрофілювання будівель.

1.3 Стіни каркасних будівель

Стіни каркасних будівель - навісні панелі поясної розрізки розрізняють за місцем розташування як поясні (цокольні, міжповерхові, парапетні), простінкові, кутові. Просторова жорсткість каркасно-панельних будівель забезпечується за рахунок:

- жорсткого сполучення елементів каркаса (у вузлах);
- встановлення діафрагм жорсткості, пов'язаних з колонами та перекриттями;
- укладання зв'язкових і пристінних плит між колонами каркаса;
- закладення швів між плитами міжповерхового перекриття.

Стінами каркасних будівель є панелі з легких або пористих бетонів товщиною 250-300 мм, довжиною 3-6 м та висотою 0,9-2,1 м; простінні шириною 0,3-1,8 м і висотою 1,2-2,7 м; кутові для зовнішніх та внутрішніх кутів. Стінові панелі можуть бути самонесучими та навісними.

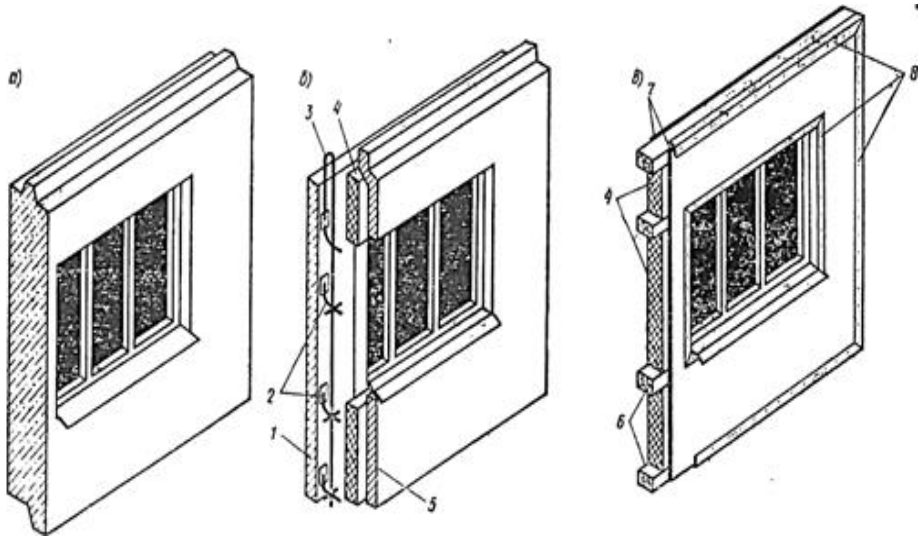


Рисунок 1.21 - Панелі зовнішніх стін: а - одношарова; б - тришарова; в – шарувата; 1 - несучий шар (внутрішній); 2 - гнучкі зв'язки; 3 - монтажна петля; 4 - утеплювач; 5 - декоративно-оздоблювальний шар; 6 - бруски каркаса; 7 - азбестоцементні листи обшивки; 8 - алюмінієві профілі, закріплені шурупами

Панелі спирають на перекриття або на зовнішній поздовжній ригель. До колони стінові панелі кріплять за допомогою сталевих елементів, що приварюються до закладних деталей. Панелі зовнішніх стін у безкаркасних будівлях можуть бути: одношаровими з легких бетонів товщиною 300...350 мм; — тришаровими товщиною 350…400 мм із внутрішнім та зовнішнім шарами бетону та утеплювачем усередині; - шаруватими товщиною 160 мм з внутрішнім каркасом з дерев'яних брусків, обшитих з обох боків азбестоцементними листами та утеплених усередині заливальним пінопластом.

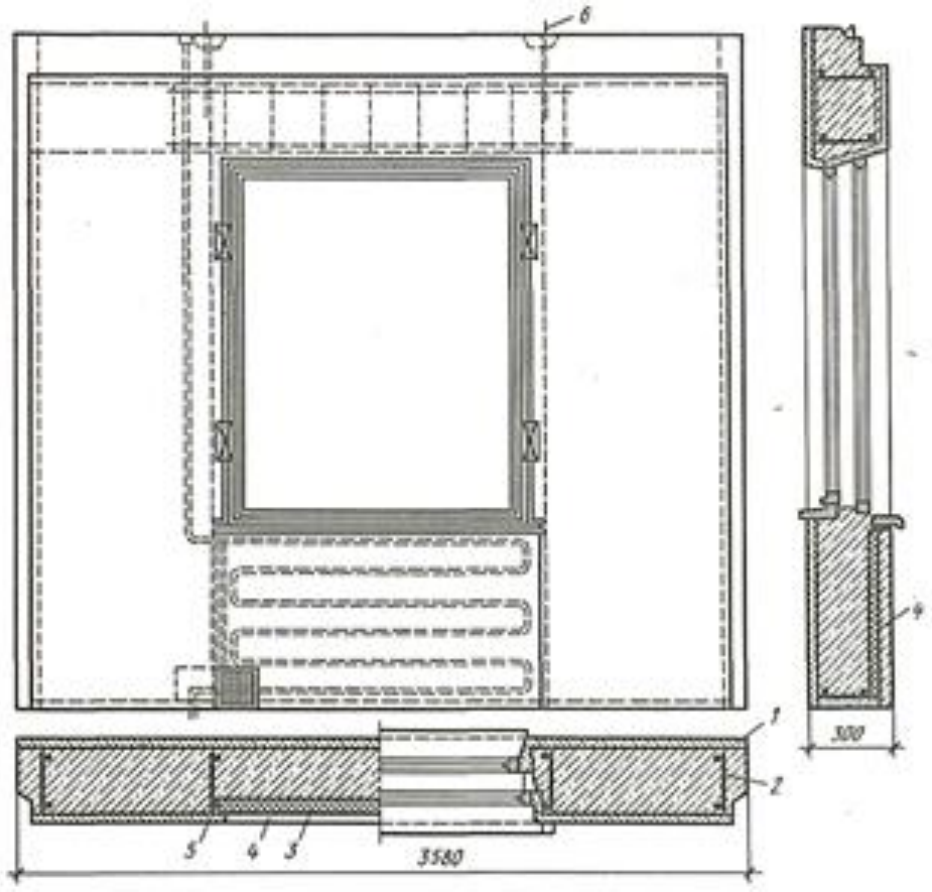


Рисунок 1.22 - Одношарова стінова панель: 1 – зовнішній декоративний (захисний) шар; 2 – арматурний каркас; 3 – ефективний утеплювач; 4 – панель опалення; 5 – внутрішній оздоблювальний шар; 6 – монтажна петля

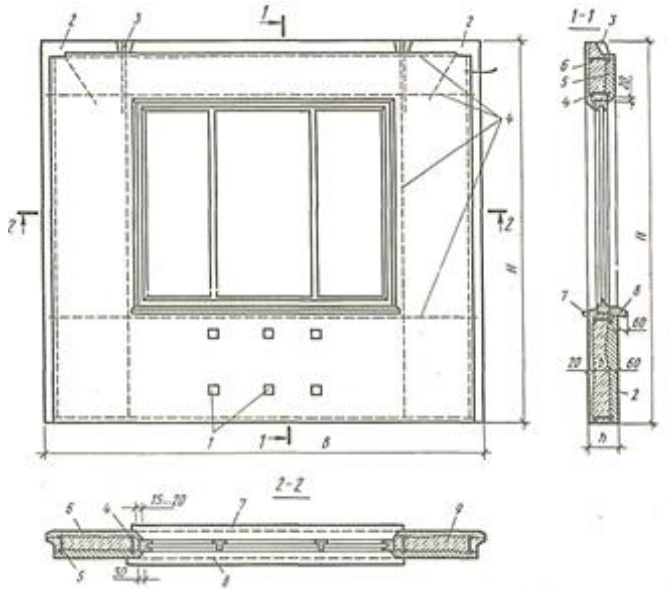


Рисунок 1.23 - Двошарова стінова панель з легкого бетону: 1 - заставні деталі для кріплення радіаторів; 2 – заставні деталі; 3-монтажні петлі; 4 – каркас; 5 – несучий шар; 6 - оздоблювальний шар; 7 – злив; 8 – підвіконна дошка; 9 – крупнозернистий (теплоізоляційний) бетон

Важливим етапом проектування великопанельних будівель є вибір системи розрізання стін, яка залежить від конструктивної схеми, умов монтажу, виду будівлі та її розмірів.

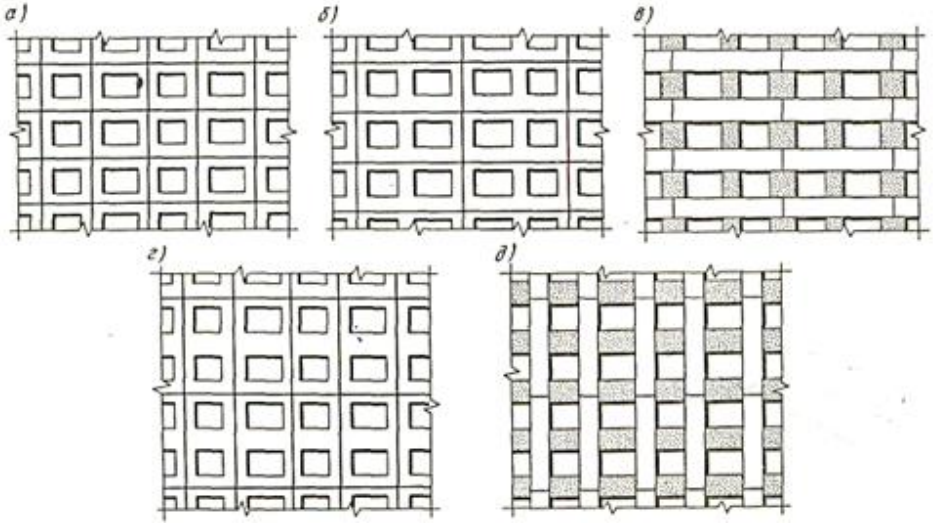
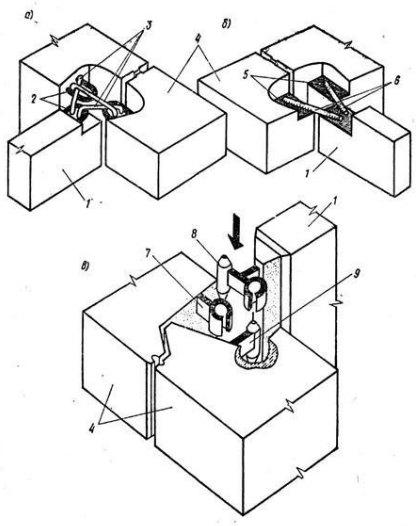


Рисунок 1.24 - Схеми розрізання зовнішніх стінок на панелі: а – горизонтальна на одну кімнату; б – те саме, на дві кімнати; в – те саме, смугова; г – вертикальна; д - те ж, смугова

Горизонтальна схема членування (рис. 1.24 а, б, в) утворюється одноповерховими панелями розміром на одну кімнату (з одним вікном), на дві кімнати та смугова (зі смугових поясних та простінкових панелей). Вертикальна схема утворюється з панелей на два поверхи (рис.1.24 г, д): з одним вікном на поверх і смугова з двоповерхових панелей і міжповерхових поясних панелей.

У цивільному будівництві більшого поширення набула горизонтальна схема розрізання стін. Прийняття тієї чи іншої конструктивної схеми залежить від виду будівлі, її поверховості та інших факторів. Так, великопанельні житлові будинки проектують, як правило, безкаркасними. Ці будинки в порівнянні з каркасними дозволяють зменшити кількість типорозмірів збірних елементів, скоротити витрату металу, спростити процес монтажу, скоротити трудовитрати, уникнути появи виступаючих елементів (колон і ригелів) в інтер'єрі приміщень та ін. Однак каркасні будівлі в порівнянні з безкаркасними мають меншу витрату матеріалів на 1 м^2 житлової площі, більшу жорсткість та стійкість будівлі, що особливо важливо для висотних будівель.



Русунок 1.25 - З'єднання зовнішніх панелей зв'язків-скобами (а), б – сталевими накладками на зварюванні; 1 - внутрішня стінова панель, 2 - петлеві випуски арматури, 3 - зв'язки-скоби, 4 - зовнішні стінові панелі, 5 - закладні деталі, 6 - накладки, приварені до заставних; 8 - замок "з гніздом і кулачком"; 9 - «кулачок-замок»

Ці схеми є особливо ефективними для громадських будівель. Зовнішні стінові панелі з метою забезпечення жорсткості та стійкості конструкцій будівлі з'єднують між собою, а також із панелями внутрішніх стін. З'єднання виконують у різний спосіб. Найбільш широко застосовують з'єднання арматурними зв'язками-скобами, які вставляють в отвори петлевих випусків арматури у панелей, що примикають.

Для забезпечення жорсткості такі стики замонолічують бетоном. Такі зв'язки встановлюють у верхній та нижній частині вертикального стику. Інший варіант з'єднання - сталевими накладками, що приварюються до закладних деталей панелей, що примикають. Такі з'єднання також замонолічують бетоном. Поєднання зовнішніх панелей, т.е. е. сполучення панелей між собою і з перекриттями, виконують: скобами, вставленими в отвори петлевих випусків арматури панелей, що примикають, в стику їх встановлюють вгорі і внизу; зварними накладками, що з'єднують заставні деталі панелей, що примикають; фасонними замками, що закінчуються «кулачком» або «гніздом», що дозволяє встановлювати панелі без тимчасового закріплення підкосами.

РОЗДІЛ 2
СТИКОВІ З'ЄДНАННЯ У ВЕЛИКОПАНЕЛЬНОМУ ЖИТЛОВОМУ БУДІВНИЦТВІ

Стики зовнішніх стін поділяють на горизонтальні та вертикальні.

2.1 Вертикальні стики

Вертикальні стики на вигляд закладення бувають: закриті; відкриті. Вони мають форму «криниці», утвореної кромками панелей, що примикають, і заповненого монолітним бетоном. Вертикальні стики за видом закладення бувають такими:

- закриті, зароблені зовні цементним розчином, герметизуючою мастикою, пружною прокладкою, а зсередини - шаром руберойду, пакетом, що утеплює, і шаром монолітного бетону;
- відкриті з водовідбійною стрічкою, що виводить вологу з порожнини стику, і таким закладенням зсередини, як у закритих стиках.

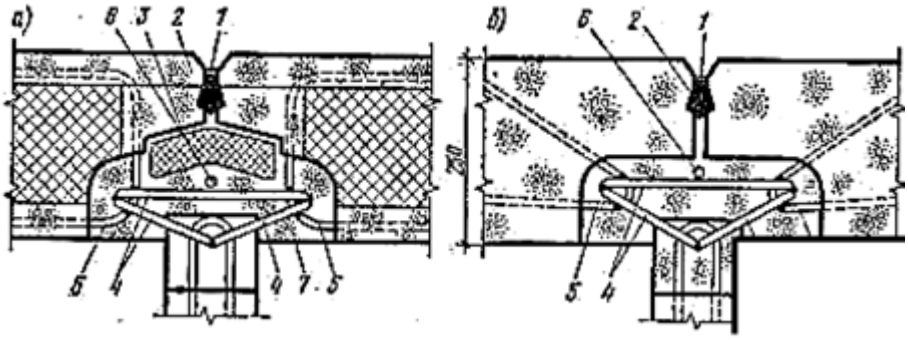


Рисунок 2.1 - Конструкції вертикальних замонолічених армованих стиків зовнішніх стінових панелей: а - тришарових; б - одношарових керамзитобетонних; 1-ущільнювальна мастика (герметик); 2-прокладка з герніту або пороізолу; 3 - вкладиш з мінераловатних плит, обгорнутий поліетиленову плівку, або вкладиш з пінопласту; 4 - скоби діаметром 12 мм; 5 - арматурні петлі; 6 - анкер діаметром 12 мм; 7 - важкий бетон М150.

Вертикальні стики за способом зв'язків панелей між собою та конструктивною схемою поділяють на пружноподатливі та жорсткі (монолітні).

При влаштуванні пружноподатливого стику панелі з'єднуються за допомогою сталевих зв'язків, що приварюються до закладних деталей елементів, що стикуються. У паз, що утворюється чвертями, входить на глибину 50 мм стінова панель внутрішньої поперечної стіни.

З'єднують панелі за допомогою накладки зі смугової сталі, що приварюється до закладних деталей панелей. Для герметизації стику його вузьку щілину заводять ущільнювальний шнур герніту на клею або пороізола на мастиці. З зовнішнього боку стик промазують спеціальною мастикою - тіоколовим герметиком.

Для ізоляції від проникнення вологи з внутрішньої сторони стику наклеюють на бітумній мастиці вертикальну смужку з одного шару гідроізолу або руберойду. Вертикальний колодязь стику заповнюють важким бетоном.

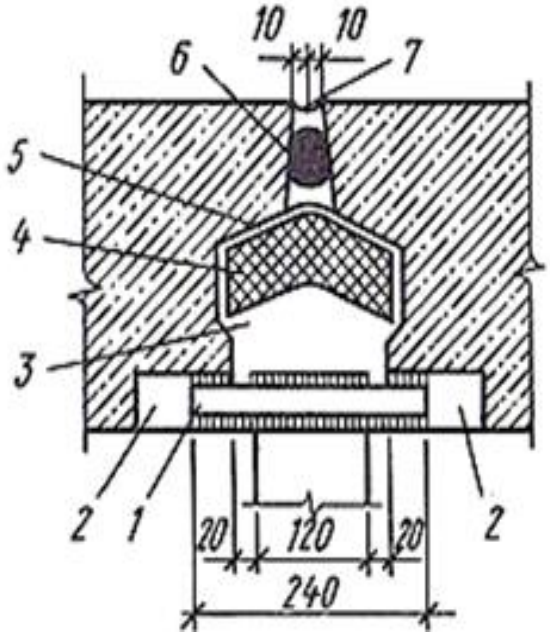


Рисунок 2.2 - Конструкція вертикального пружно-податливого стику панелей: 1 – сталева накладка; 2 – заставні деталі; 3 – важкий бетон; 4 – термовкладиш; 5 - смуга гідроізолу або руберойду; 6 – герніт або пороізол; 7 – розчин або герметик

Недоліком упрутоподатливих стиків є можливість корозії сталевих зв'язків та закладних деталей. Такі кріплення податливі і не завжди забезпечують тривалу спільну роботу панелей, що сполучаються і, отже, не можуть захистити стик від появи тріщин. Це відбувається тому, що від нагрівання при зварюванні закладна деталь ніби відривається від бетону, в який вона була замонолічена при виготовленні. Атмосферна або конденсаційна волога, що проникає в щілину, руйнує нижню поверхню закладної деталі.

Більш надійними у роботі є жорстко-монолітні стики. Міцність з'єднання між елементами, що стикуються, забезпечується замонолічуванням сполучної сталевої арматури бетоном. Монолітний стик одношарових стінових панелей виконується з петльовими випусками арматури, з'єднаними скобами із круглої сталі діаметром 12 мм. Між замоноліченою зоною стику і герметизацією утворена вертикальна повітряна порожнина, яка служить дренажним каналом, що відводить попадає всередину шва воду з випуском її назовні на рівні цоколя.

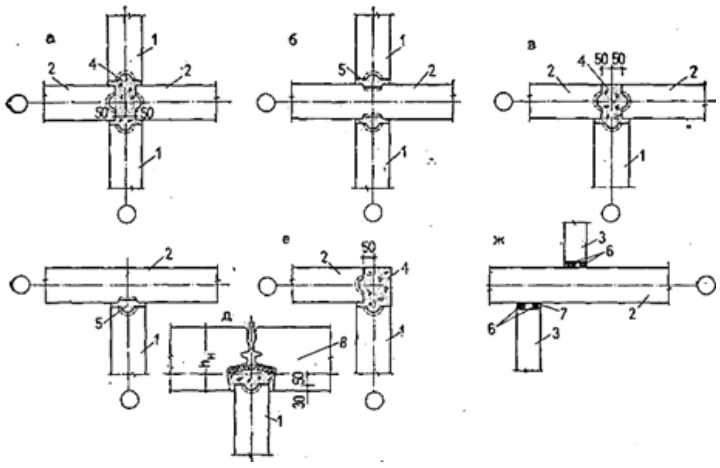
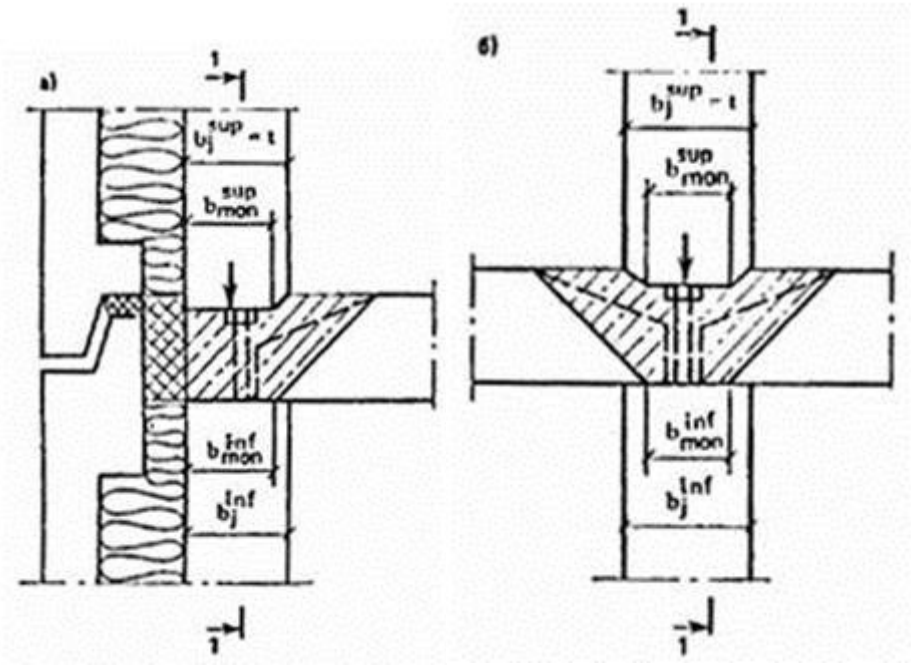


Рисунок 2.3 - Вертикальні стики панелей внутрішніх стін і перегородок: а-е - стики несучих панелей між собою та із зовнішньою стіною; ж - стик ненесущих перегородок зі стіновою панеллю; 1 і 2 - панелі поперечних і поздовжніх внутрішніх стін; 3 панель перегородки; 4-бетон замонолічування; 5 - шпонкові рифлення стикових граней; 6-пружні прокладки; 7 - розчин; в - панель зовнішньої стіни

Таким чином, основним недоліком пружно-податливих стиків є: ненадійна тривала спільна робота панелей, що стикуються. Це не гарантує стик від тріщин; можливість корозії заставних деталей, яка може розвинутись не тільки внаслідок проникнення вологи через тріщини стику або через пори бетону, але й тоді, коли сталь опиниться у зоні точки роси; під впливом високої температури при зварюванні нижня площина закладної заводської деталі може відірватися від бетону панелі та, залишившись при монтажі безконтрольною, з часом іржавіти.

2.2 Монолітні стики

Більш надійні в цьому плані жорсткі монолітні стики одношарових і тришарових панелей, що оберігають стик від тріщин і унеможливлюють розвиток корозії. При такому стикуванні у верхній зоні панелі арматурні петлі з'єднують на зварюванні скобами (або прямими накладками) і стик замонолічують. Монолітні стики рекомендується застосовувати за необхідності підвищити здатність горизонтального стику на стиск, що несе, якщо іншими способами цього не вдасться досягти. Замонолічування стику рекомендується виконувати після встановлення верхньої панелі на монтажні фіксатори або бетонні виступи з тіла стінових панелей.



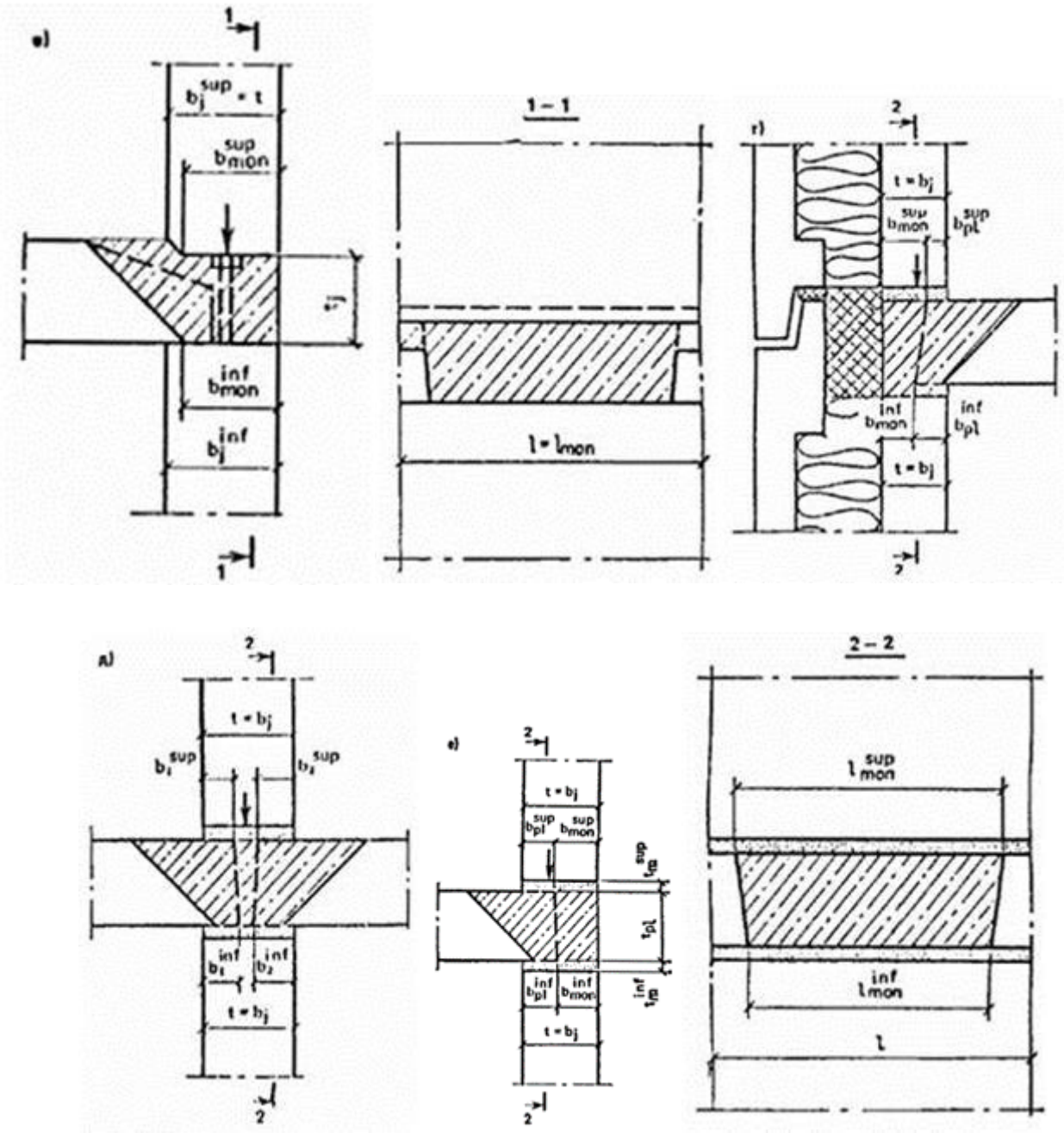


Рисунок 2.4 - Монолітні (а - в) та платформенно-монолітні (г - е) стики збірних стін: а, г - зовнішніх тришарових стін з гнучкими зв'язками; б, д - внутрішніх стін при двосторонньому опиранні плит перекриттів; в, е ¾ те ж, при односторонньому опиранні

Збірні плити перекриттів при монолітних стиках рекомендується з'єднувати зварними або петлевими арматурними зв'язками, що забезпечують нерозрізність. Проникнення дощової вологи в горизонтальний шов відбувається по капілярах у шві. На відміну від старих конструкцій швів у

горизонтальному шві нині влаштовують протидощовий бар'єр.

У похилій частині шва розчин переривають повітряним зазором, що перешкоджає капілярному проникненню вологи. Герметизація шва у верхній частині бар'єру забезпечується прокладкою стрічки з пороізолу, приклеєної ізолом. Усі закладні деталі та додаткові сполучні елементи (планки, скоби та ін.) повинні мати заводський антикорозійний захист (захист безпосередньо на ділянці).

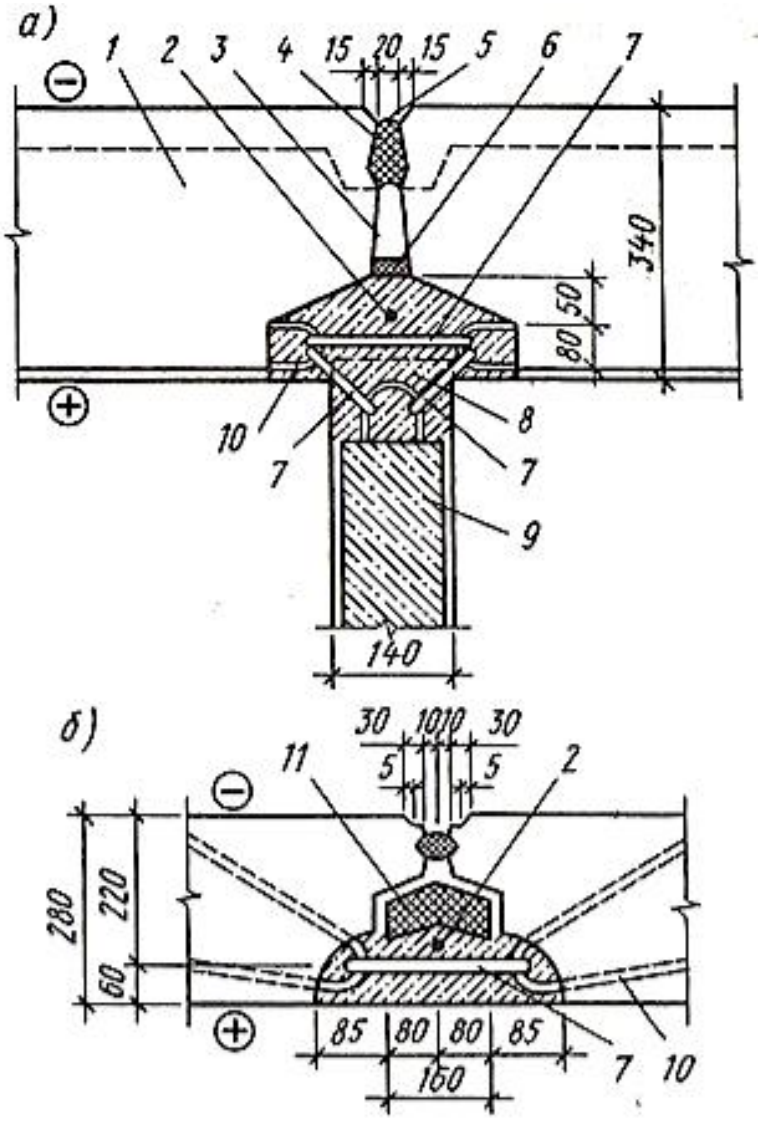


Рисунок 2.5 - Монолітний вертикальний стик: а – вертикальний стик; б – те саме, з пакетом, що утеплює; 1 – зовнішня керамзитобетонна панель; 2 – анкер діаметром 12 мм; 3 – дренажний канал; 4 – пороізоловий джгут; 5 - герметик; 6 – прокладка; 7 - скоби; 8 - бетон; 9 – внутрішня несуча панель із залізобетону; 10 - петля; 11 – мінераловатний пакет.

2.3 Горизонтальні стики

Горизонтальні стики мають протидощовий гребінь. Водоповітронепроникність таких стиків забезпечується герметизуючою мастикою, прокладками з герніту або пороізолу і вкладишем, що утеплює, з мінераловатних плит.

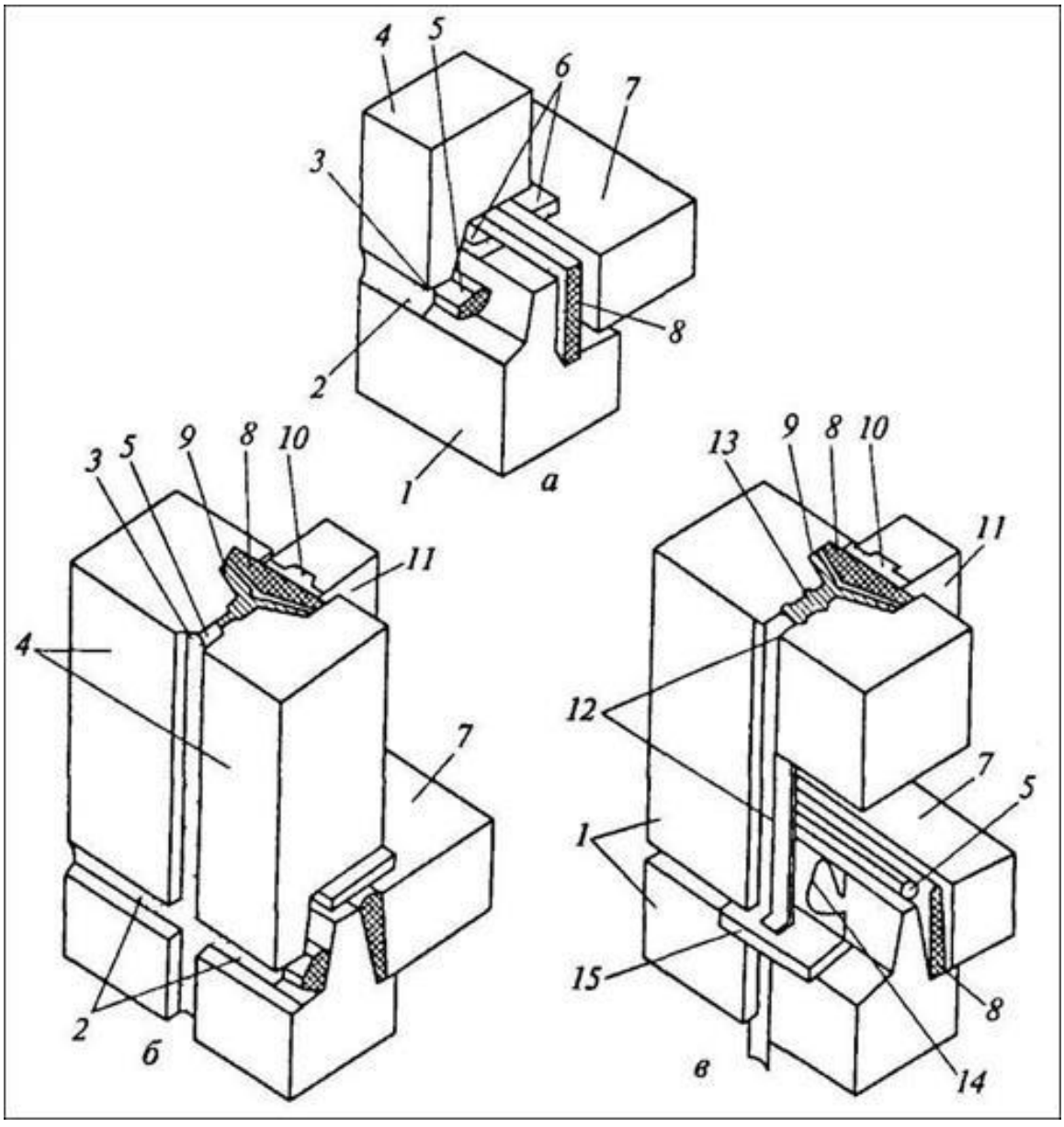


Рисунок 2.6 - Горизонтальні (а), вертикальні закриті (б) та відкриті (в) стики зовнішніх стін: 1 – панель зовнішньої стіни; 2 – захисне покриття (цементний розчин чи полімерний склад); 3 – герметизуюча мастика; 4 – панель верхнього поверху; 5 - прокладка з герніту або пароізолу; 6 - шар розчину; 7 – міжповерхове перекриття; 8 – пакет, що утеплює, з мінеральної

вати або пінополістиролу; 9 - шар руберойду; 10 – монолітний бетон; 11 – панель внутрішньої стіни; 12 – водовідбійна стрічка; 13 – декомпресійна порожнина; 14 - водовідбійна стрічка, затиснута фартухом; 15 – оцинкований фартух, який вводиться водозахисний гребінь висотою не менше 80 мм.

2.4 Поєднання внутрішніх стінових панелей

Поєднання внутрішніх стінових панелей виконують за допомогою зварювання сталевих накладок до закладних деталей. У внутрішніх стінах використовують горизонтальні стики платформного типу, з опиранням стінових панелей на перекриття шаром розчину, і контактного типу з опиранням панелей на виступи вентблока.

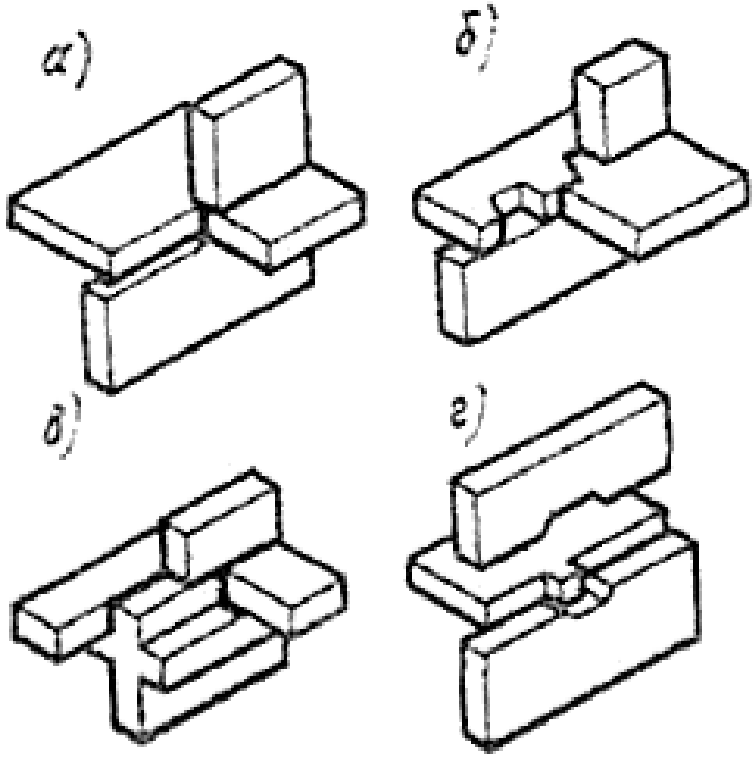


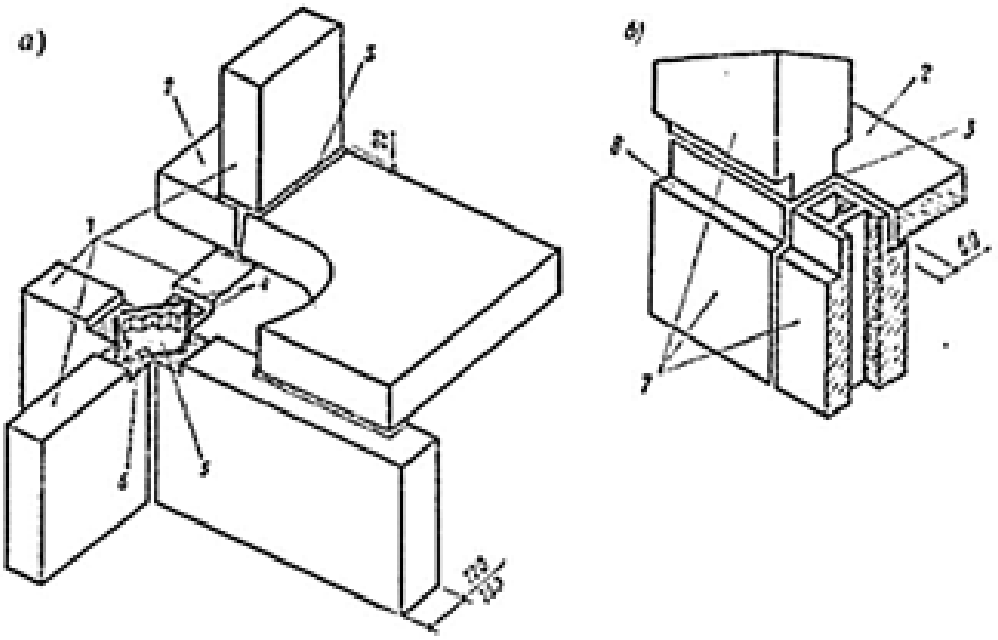
Рисунок 2.7 - Типи горизонтальних стиків між панелями, що несуть: а – платформний; б – зубчастий; в – контактний на виносних консолях; г – контактно-гніздовий

2.4.1 Платформенний стик

Платформенний стик, особливістю якого є спирання перекриттів на половину товщини поперечних стінових панелей, тобто ступінчаста передача зусиль, при якій зусилля з панелі на панель передаються через опорні частини плит перекриттів; зубчастий стик, що представляє модифікацію стику платформного типу, забезпечує більш глибоке спирання плит перекриттів, які на кшталт ластівчиного хвоста спираються на всю ширину стінової панелі, а зусилля з панелі на панель передаються через опорні частини плит перекриттів; контактний стик (консольний) з опиранням перекриттів на виносні консолі та безпосередньою передачею зусиль з панелі на панель; контактно-гніздовий стик з опиранням панелей також за принципом безпосередньої передачі зусиль з панелі на панель та опиранням перекриттів через консолі або ребра (пальці), що виступають із самих плит і укладаються у спеціально залишені в поперечних панелях гнізда.

Платформенний стик найбільш простий у виконанні та досить надійний при висоті панельних будинків у межах 25 поверхів. Платформний стик рекомендується як основне рішення для панельних стін при двосторонньому опиранні плит перекриттів, а також при односторонньому опиранні плит на глибину не менше 0,75 товщини стіни.

Товщину горизонтальних розчинних швів рекомендується призначати на основі розрахунку точності виготовлення та монтажу збірних конструкцій. Якщо розрахунок точності не виконується, товщини розчинних швів рекомендується призначати рівними 20 мм; розмір зазору між торцями плит перекриттів приймається щонайменше 20 мм.





Рісунок 2.8 - Платформенний (а) та контактний (б) стики внутрішніх стін: 1 – панелі стін; 2 – плита перекриття; 3 шар розчину; 4 – сталеві накладки діаметром 12 мм; 5 – «колодязь», замонолічений бетоном; 6 – сполучні елементи заставних деталей та арматури; 7 – несучі панелі; 8 – виступ для спирання плити перекриття

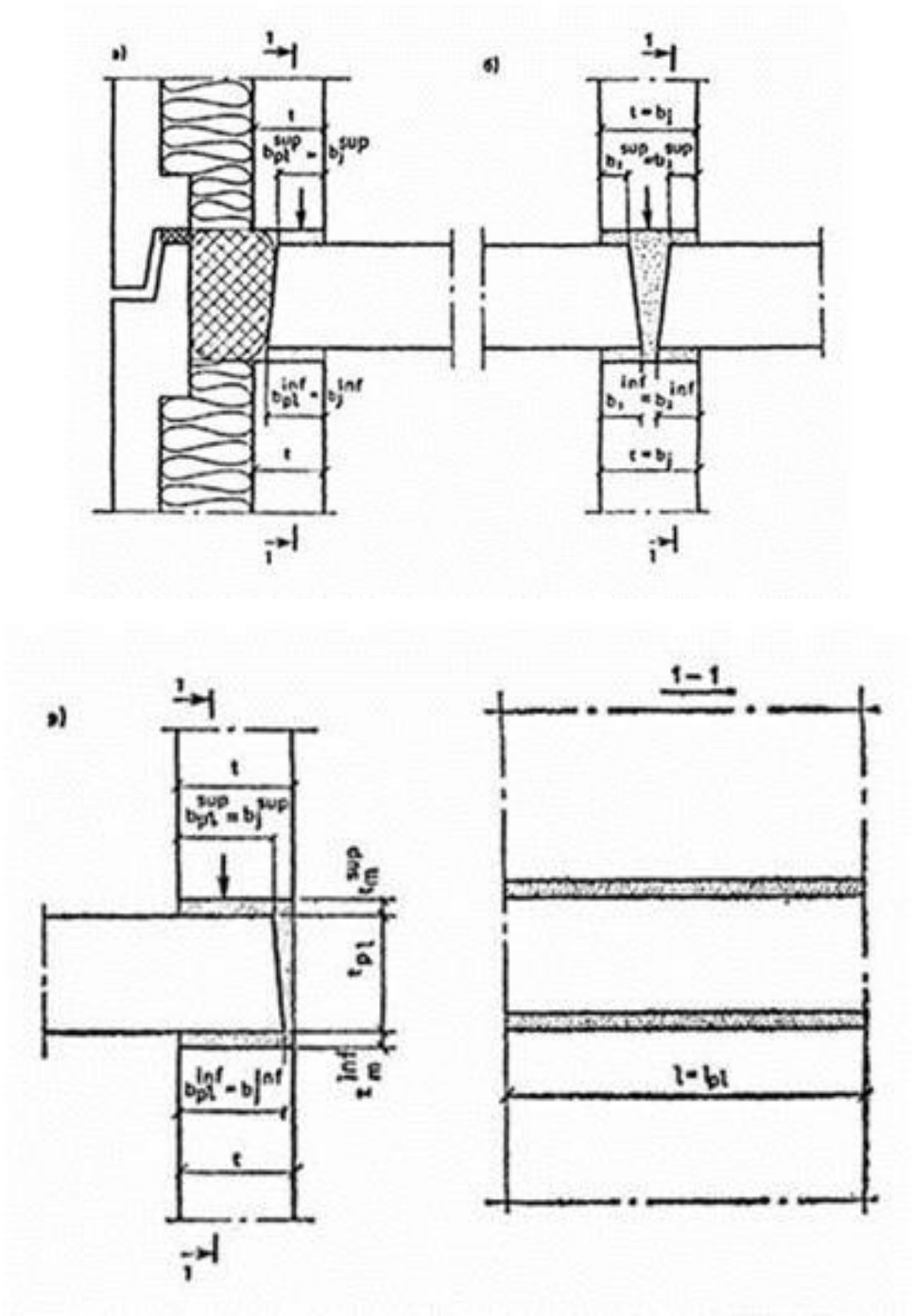


Рисунок 2.9 - Платформні стики збірних стін: а — зовнішніх тришарових панелей із гнучкими зв'язками між шарами; б ¾ внутрішніх стін при двосторонньому опиранні плит перекриття; в ¾ те саме, при односторонньому опиранні плит перекриттів

Верхній розчинний шов рекомендується влаштовувати на рівні верхньої поверхні плит перекриттів. При розташуванні верхнього шва нижче за верхню поверхню плит слід забезпечувати контроль якості укладання розчину в шов.

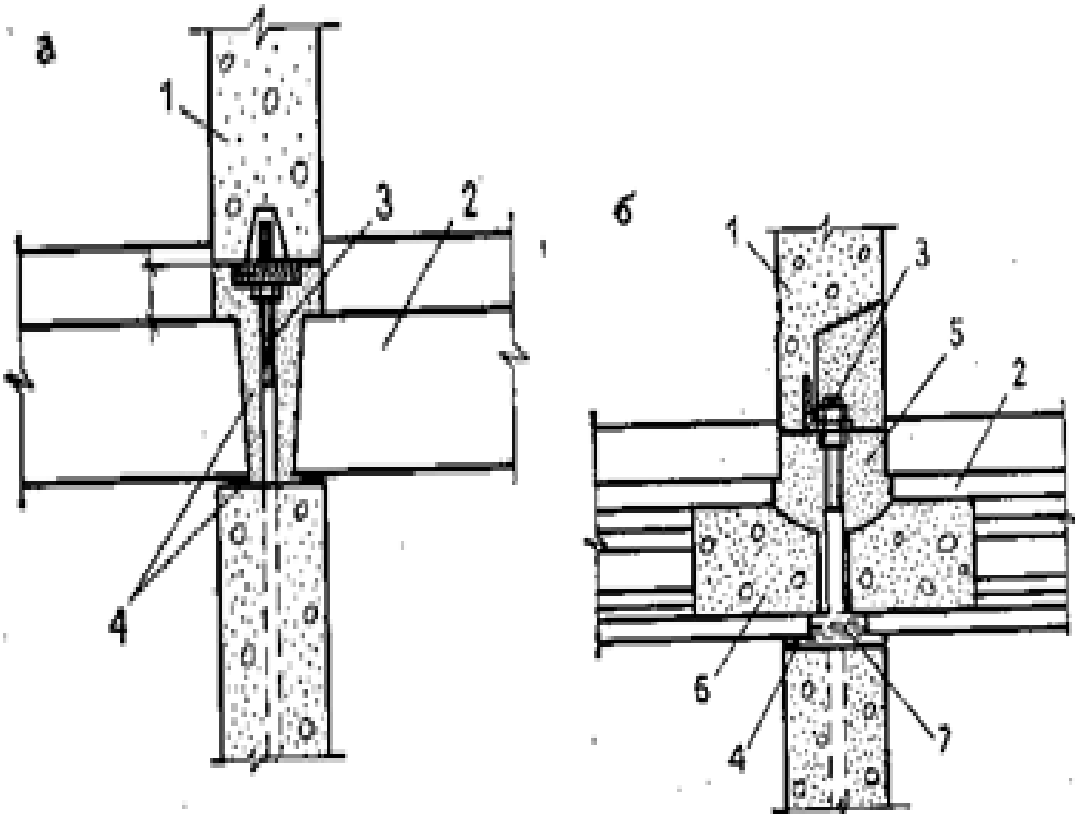


Рисунок 2.10 - Платформний стик на фіксаторах: а-з панелями перекриттів суцільного перерізу; б-з багатопустотними настилами; 1-панель стіни; 2-панель перекриття; 3 - фіксатор: 4 - цементний розчин (або паста); 5 - бетон замонолічування; 6 - бетонні пробки в порожнинах панелі перекриття; 7 - стик арматурних випусків перекриття

Точність проектного положення панелей стін (співвісність, вертикаль та ін.) при платформних стиках забезпечують вертикальні болти-фіксатори. Вони розміщені по верхніх опорних гранях панелей і входять відповідні отвори в нижніх гранях панелей. При постановці на болти та їх рихтуванні панель стіни приводять у проектне положення, після чого щільно заповнюють розчином верхній горизонтальний шов платформного стику. Болти-фіксатори часто використовують замість підйомних петель та для влаштування міжповерхових зв'язків стінових панелей.

2.4.2 Контактний стик

Контактний стик рекомендується застосовувати при опиранні плит перекриття на консольні розширення стін або за допомогою консольних виступів (пальців) плит. При контактних стиках плити перекриттів допускається спирати стіни без розчину (насухо). У цьому випадку для забезпечення звукоізоляції порожнину між торцями плит і стінами необхідно заповнювати розчином і передбачати арматурні зв'язки, що перетворюють збірне перекриття горизонтальну діафрагму жорсткості.

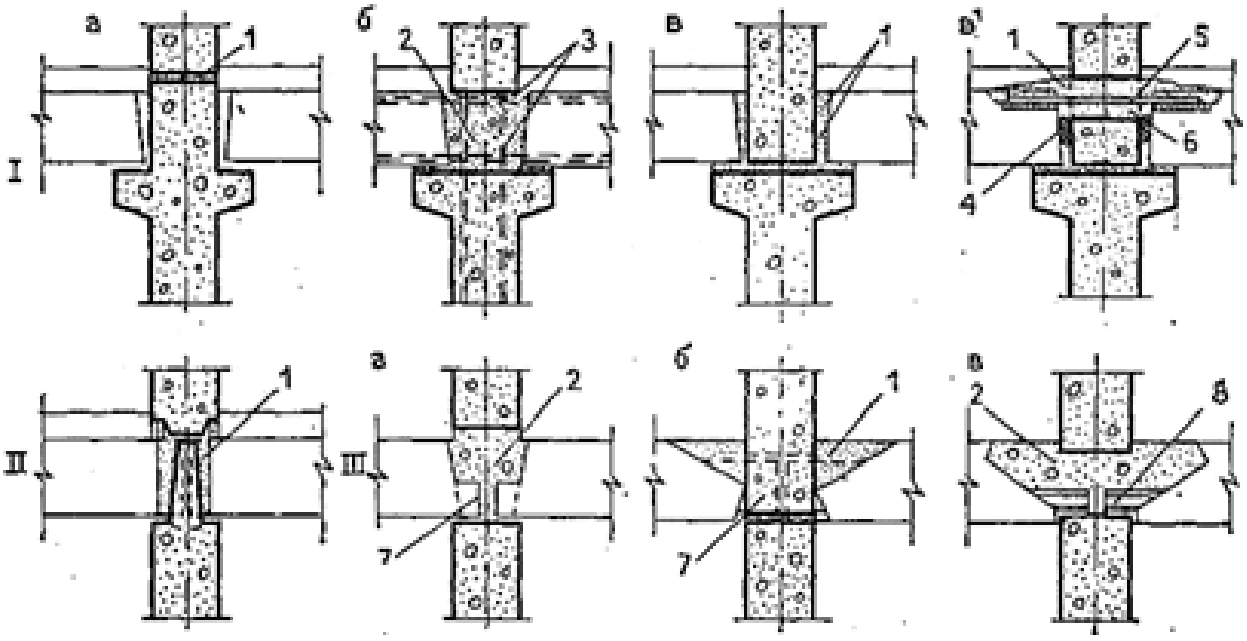


Рисунок 2.11- Контактні стики панелей внутрішніх стін: I-з опиранням перекриттів на консолі стін: а-горизонтальний стик на розчині розташований вище рівня перекриттів; б - стик через монолітне ядро; в - стик на розчині в рівні низу перекриттів; в'- те саме, в зоні зв'язків між перекриттями через отвори панелі стіни; II - контактно-гніздовий стик; III - контактні стики на пальцях (бетонних або сталевих): а - через монолітне бетонне ядро; б - через розчинний шов у рівні низу перекриттів; в - через монолітне бетонне ядро при опіранін панелей перекриття пальцями зі сталевих коротунів; 1-цементний розчин; 2 - монолітний бетон; 3 - арматурні випуски; 4 - звукоізоляційні прокладки: 5-сталева накладка; 6-отвір в стіновій панелі; 7-залізобетонний «палець»; 8-сталевий «палець»

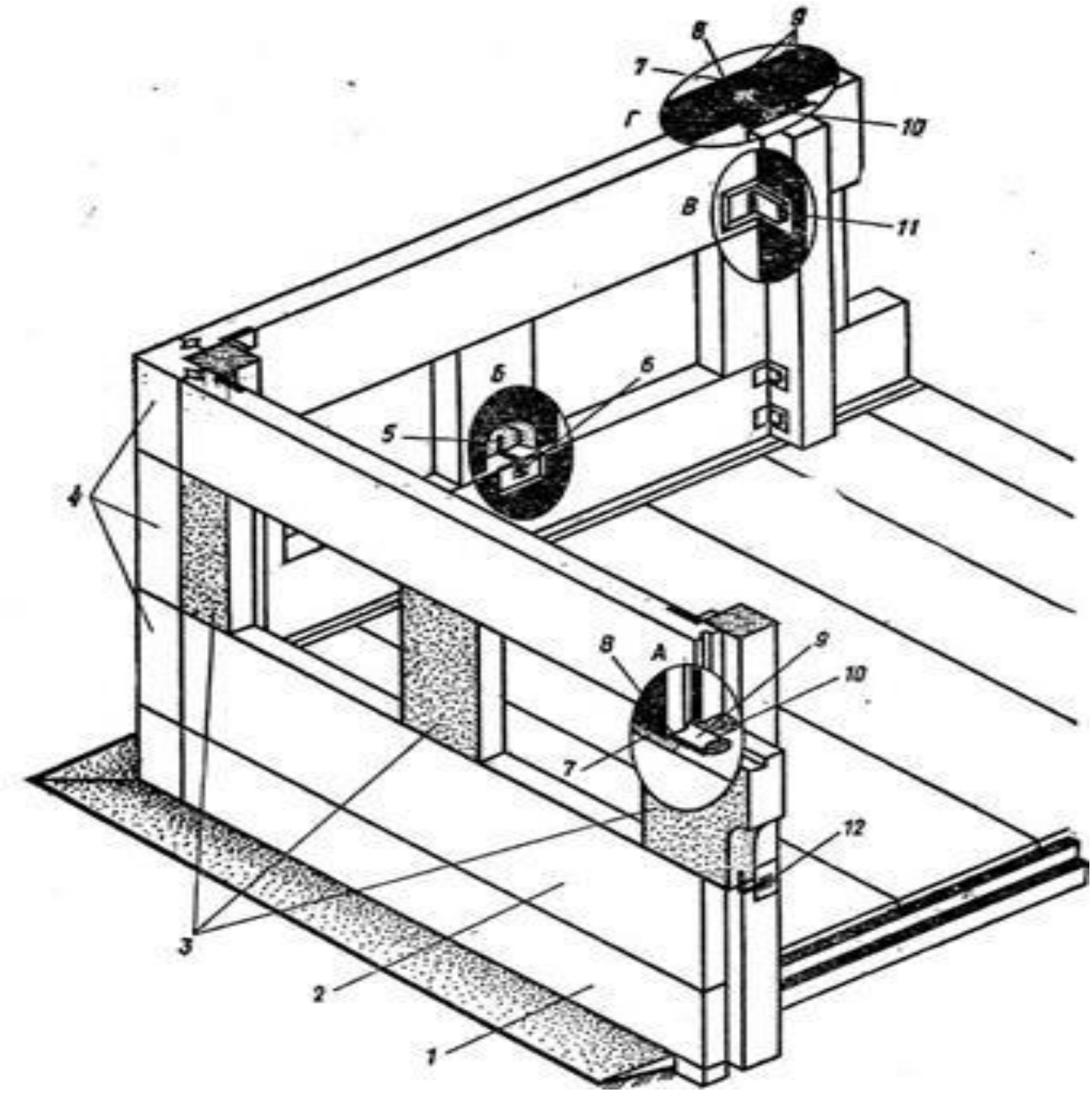


Рисунок 2.12 - Стики у стінах каркасно-панельних будівель: А - горизонтальний стик; Б - кріплення панелі панелі до поясної; В - те ж, поясний до колони каркаса; Г - вертикальний стик. 1 - цокольна панель; 2 - те ж, поясна; 3 - те ж, прощенкова; 4 - те ж, кутова; 5 - кріпильна деталь; 6 - заставні деталі; 7 - захисне покриття; 8 - герметик; 9 - ущільнююча прокладка; 10 - цементний розчин; 11 - сталева накладка; 12 - гачок для кріплення

Точність проектного положення панелей стін (співвісність, вертикаль та ін.) при платформних стиках забезпечують вертикальні болти-фіксатори. Вони розміщені по верхніх опорних гранях панелей і входять відповідні отвори в

нижніх гранях панелей. При постановці на болти та їх рихтуванні панель стіни приводять у проектне положення, після чого щільно заповнюють розчином верхній горизонтальний шов платформного стику. Болти-фіксатори часто використовують замість підйомних петель та для влаштування міжповерхових зв'язків стінових панелей.

Контактний стик рекомендується застосовувати при опиранні плит перекриття на консольні розширення стін або за допомогою консольних виступів (пальців) плит. При контактних стиках плити перекриттів допускається спирати стіни без розчину (насухо). У цьому випадку для забезпечення звукоізоляції порожнину між торцями плит і стінами необхідно заповнювати розчином і передбачати арматурні зв'язки, що перетворюють збірне перекриття горизонтальну діафрагму жорсткості.

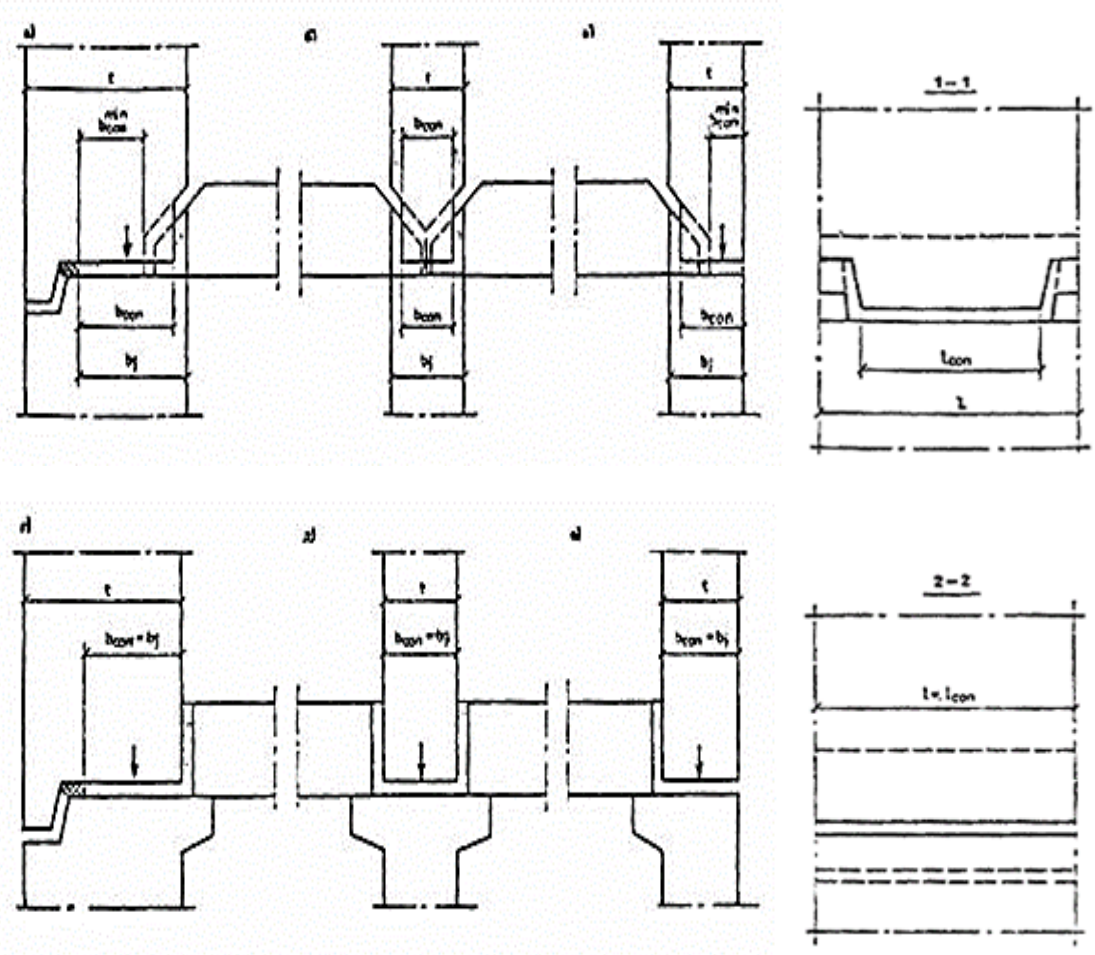


Рисунок 2.13 - Контактні стики збірних стін з опиранням плит перекриття: а — «пальці»; г - е - консолі стін

2.5 Комбіновані стики

Горизонтальні стики, у яких стискаючі навантаження передаються через ділянки двох чи більше типів, називають комбінованими. У комбінованому платформно-монолітному стику вертикальне навантаження передається через опорні ділянки плит перекриттів та бетон замонолічування порожнини стику між торцями плит перекриттів. При платформно-монолітному стику збірні плити перекриттів можуть проектуватись як нерозрізні. Для забезпечення нерозрізності плити перекриттів необхідно з'єднувати між собою на опорах зварними або петлевими зв'язками, переріз яких визначають за розрахунком. Для забезпечення якісного заповнення бетоном порожнини між торцями плит перекриття при платформно-монолітному стику товщину зазору по верху плити рекомендується приймати не менше 40 мм, а внизу плит - 20 мм. При товщині зазору менше 40 мм стик рекомендується розраховувати як платформний. Порожнина замонолічування стику по довжині стіни може бути безперервною або переривчастою.

Уривчаста схема застосовується при точковому опиранні на стіни плит перекриттів (за допомогою опорних «пальців»). При платформно-монолітному стику над та під плитою перекриття необхідно влаштовувати горизонтальні розчинні шви. Конструктивне рішення монолітного стику має забезпечувати надійне його заповнення бетонною сумішшю, у тому числі за негативних температур повітря. Міцність бетону замонолічування стику призначається за розрахунком.

У комбінованому контактно-платформному стику вертикальне навантаження передається через два опорні майданчики: контактну (у місці безпосереднього спирання стінової панелі через розчинний шов) та платформну (через опорні ділянки плит перекриттів). Контактно-платформний стик рекомендується застосовувати переважно при односторонньому опиранні плит перекриттів на стіни (рис.2.14). Товщини розчинних швів рекомендується призначати аналогічно швам у платформному

стику.

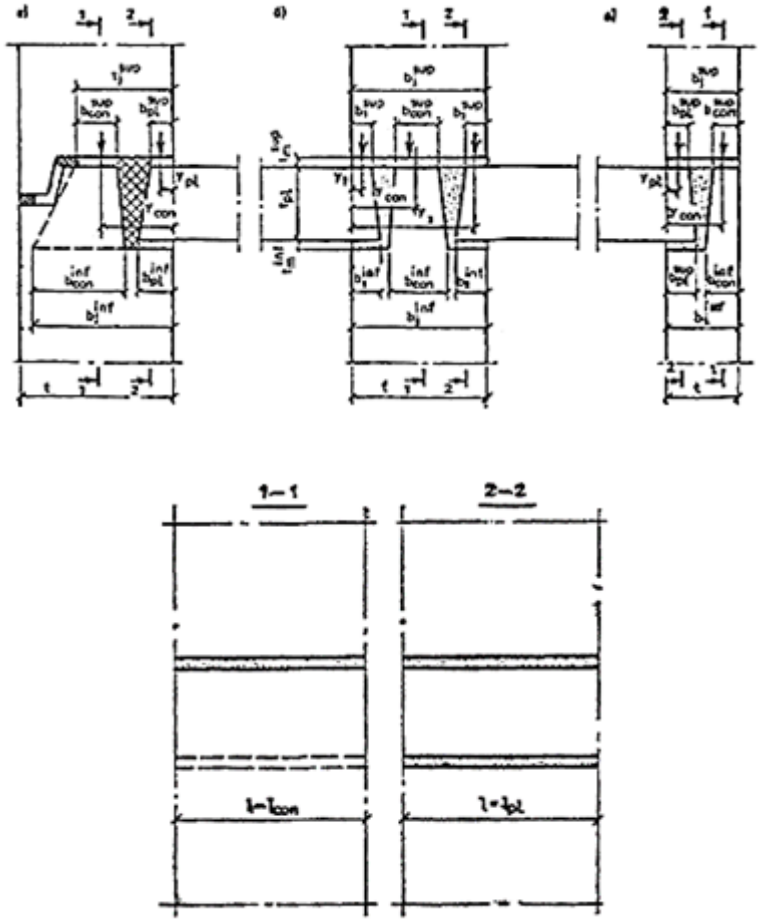


Рисунок 2.15 - Контактно-платформні стики збірних стін: - зовнішніх; б, в – внутрішніх

Проектні марки розчину горизонтальних швів рекомендується призначати з розрахунку на силові впливи, але не нижче: марки 50 - для умов монтажу при позитивних температурах, марки 100 - для умов монтажу при негативних температурах. Клас бетону за міцністю на стиснення замонолічування горизонтального стику рекомендується призначати не нижче за відповідний клас бетону стінових панелей.

Зусилля в горизонтальних стиках панельних стін при будівництві в несейсмічних районах рекомендується сприймати за рахунок опору сил тертя. Зсувні зусилля у вертикальних стиках панельних стін рекомендується сприймати одним з наступних способів:

- бетонними або залізобетонними шпонками, що утворюються

шляхом замонолічування порожнини стику бетоном;

- безшпонковими з'єднаннями у вигляді замонолічених бетоном арматурних випусків з панелей;
- звареними між собою заставними деталями, заанкерованими в тілі панелей.

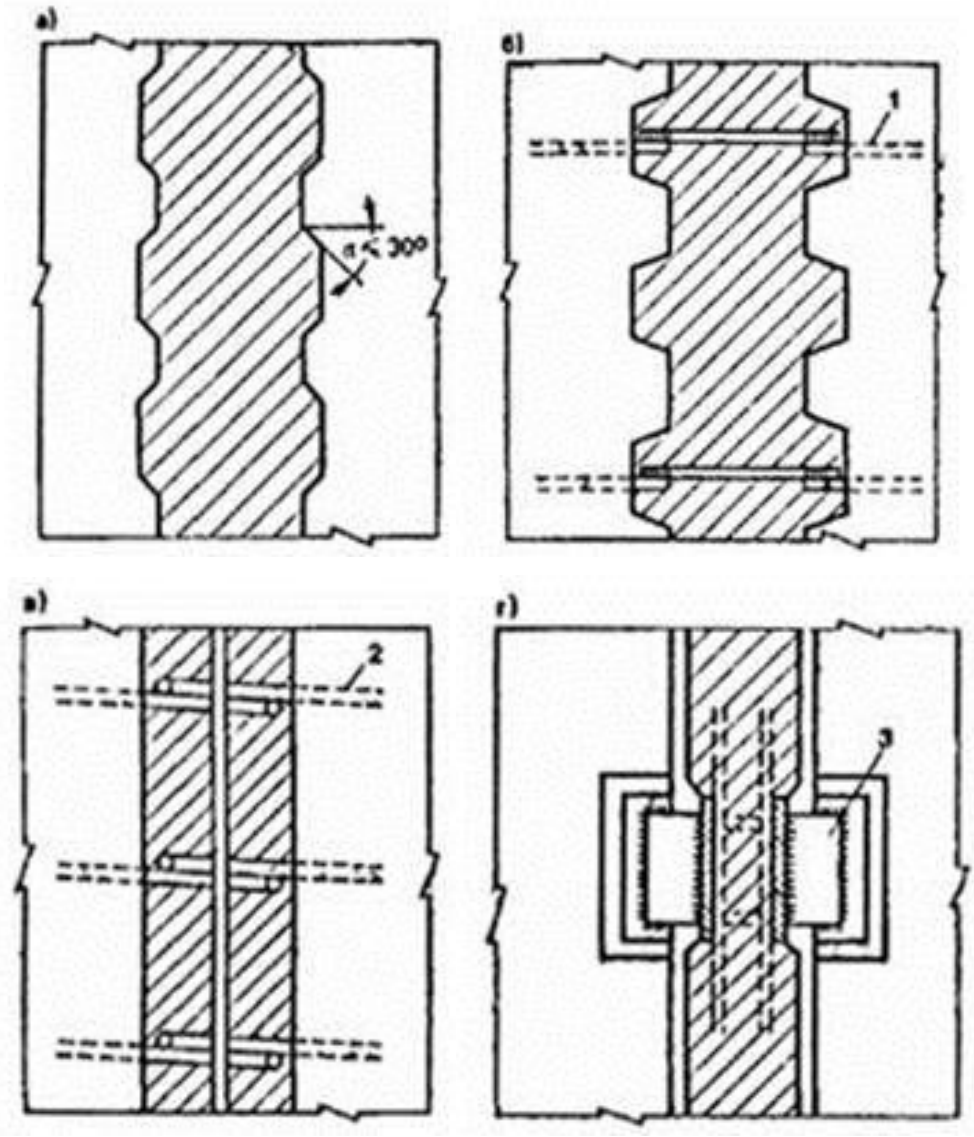


Рисунок 2.16 - Схеми сприйняття зсувних зусиль у вертикальному стику панельних стін: а, б - шпонками; в - замонолічними арматурними зв'язками; г - зварювання закладних деталей; 1 - зварний арматурний зв'язок; 2 - те ж, петльова; 3 - накладка, приварена до закладних деталей

Можливий комбінований спосіб сприйняття зсувних зусиль, наприклад, бетонними шпонками та плитами перекриттів. Шпонки рекомендується проектувати трапецієподібної форми. Глибину шпонки рекомендується

приймати не менше 20 мм, а кут нахилу майданчика зім'яття до напрямку, перпендикулярного до площини зсуву, не більше 30°. Мінімальний розмір у плані площини стику, через яку замонолічується стик, рекомендується приймати не менше 80 мм. Слід передбачати ущільнення бетону у стику глибинним вібратором.

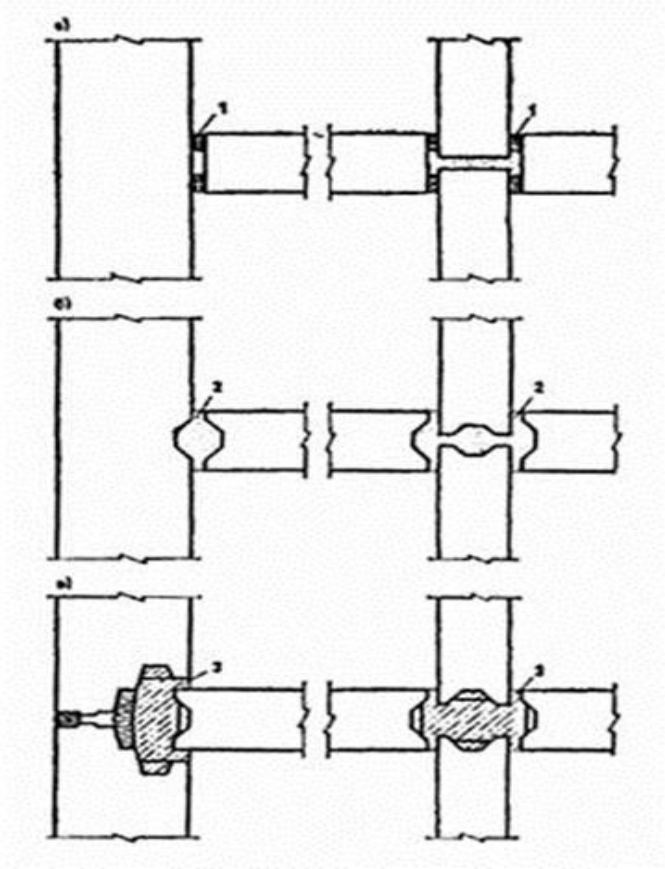


Рисунок 2.17 - Типи вертикальних стиків панельних стін: а - плоскі; б - профільовані безшпонкові; в - профільовані шпонкові; 1 - звукоізоляційна прокладка; 2 - розчин; 3 - бетон замонолічування стику

У безшпонкових з'єднаннях зусилля, що зсувають, сприймаються зварними або петлевими зв'язками, замоноліченими бетоном в порожнині вертикального стику. Безшпонкові сполуки вимагають збільшеної (порівняно зі шпонковими сполуками) витрати арматурної сталі. Зварні з'єднання панелей на закладних деталях допускається застосовувати в стиках стін для районів із суворим та холодним кліматом з метою скорочення або виключення монолітних робіт на будівельному майданчику. У стиках зовнішніх стін з внутрішніми зварними з'єднаннями панелей на заставних деталях слід

розташовувати поза зоною, де можливий конденсат вологи при перепаді температур по товщині стіни.

2.6 Зв'язки

У великопанельних будинках для сприйняття зусиль, що діють у площині горизонтальних діафрагм жорсткості, збірні залізобетонні плити перекриття та покриття рекомендується з'єднувати між собою не менше ніж двома зв'язками вздовж кожної грані. Відстань між зв'язками рекомендується приймати трохи більше 3,0 м. Необхідне переріз зв'язків призначається з розрахунку. Рекомендується переріз зв'язків приймати таким, щоб вони забезпечували сприйняття зусиль, що розтягують, не менш наступних значень: для зв'язків, розташованих у перекриттях вздовж довжини протяжного в плані будівлі, — 15 кН (1,5 тс) на 1 м ширини будівлі; для зв'язків, розташованих у перекриттях перпендикулярно до довжини протяжної в плані будівлі, а також зв'язків будівель компактної форми, — 10 кН (1 тс) на 1 м довжини будівлі.

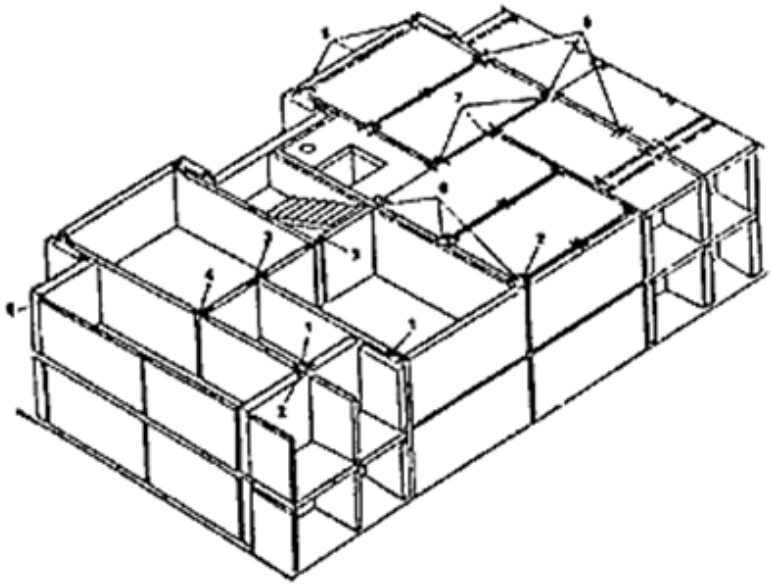


Рисунок 2.18 - Схема розташування зв'язків у великопанельній будівлі: 1 - між панелями зовнішніх та внутрішніх стін; 2 - те ж, поздовжніх зовнішніх несучих стін; 3 - поздовжніх внутрішніх стін; 4 - те ж, поперечних і поздовжніх внутрішніх стін; 5 - те ж, зовнішніх стін та плит перекриттів; 6 - між плитами перекриттів вздовж довжини будівлі; 7 - те ж, поперек довжини будівлі

На вертикальних гранях збірних плит рекомендується передбачати шпонкові з'єднання, що опираються взаємному зсуву плит упоперек і вздовж стику. Зсувні зусилля в стиках плит міжповерхових перекриттів, що спираються на несучі стіни, допускається сприймати без влаштування шпонок і зв'язків, якщо конструктивне рішення вузла пару плит перекриттів зі стінами забезпечує їх спільну роботу за рахунок сил тертя.

У вертикальних стиках панелей несучих стінок рекомендується передбачати шпонкові з'єднання та металеві горизонтальні зв'язки. Бетонні та залізобетонні панелі зовнішніх стінок рекомендується не менше ніж у двох рівнях (вгорі та внизу поверху) з'єднувати зв'язками з внутрішніми конструкціями, розрахованими на сприйняття зусиль відриву в межах висоти одного поверху не менше 10 кН (1 тс) на 1 м довжини зовнішньої стіни вздовж фасаду.

При самозаклинивающихся стиках зовнішніх і внутрішніх стін, наприклад, типу «хвист ластівки», зв'язку можна передбачати тільки в одному рівні перекриттів і зменшувати вдвічі значення мінімального зусилля на зв'язок. Розташовані в одній площині стінові панелі можна з'єднувати зв'язками тільки вгорі. Перетин зв'язку рекомендується призначати на сприйняття зусилля, що розтягує, не менше 50 кН (5 тс). За наявності зв'язків між розташованими один над одним стіновими панелями, а також зв'язків зсуву між стіновими панелями та плитами перекриттів горизонтальні зв'язки у вертикальних стиках допускається не передбачати, якщо вони не потрібні для розрахунку.

У горизонтальних стиках зв'язку рекомендується передбачати у таких випадках: у стінах, для яких за розрахунком потрібна наскрізна вертикальна арматура для сприйняття зусиль, що розтягують, що виникають при вигині стіни у власній площині; для забезпечення стійкості будівлі до прогресуючого руйнування, якщо іншими заходами не вдається локалізувати руйнування від особливих аварійних навантажень. У цьому випадку вертикальні зв'язки стінових панелей в горизонтальних стиках (міжповерхові зв'язки)

рекомендується призначати з умови сприйняття ними зусиль, що розтягують від ваги стінової панелі і опертих на неї плит перекриття, включаючи навантаження від підлоги і перегородок.

Як такі зв'язки рекомендується, як правило, використовувати деталі для підйому панелей; в несучих панельних стінах, до яких безпосередньо не примикають бетонні стіни перпендикулярного напрямку. Зв'язки збірних елементів рекомендується проектувати у вигляді: арматурних випусків або закладних деталей, що зварюються; замонолічуваних бетоном арматурних петльових випусків, що з'єднуються без зварювання; болтові з'єднання. Зв'язки слід розташовувати так, щоб вони не перешкоджали якісному замоноливуванню стиків. Сталеві зв'язки та закладні деталі мають бути захищені від вогневих впливів та від корозії. Захист від вогневих впливів повинен забезпечувати міцність з'єднань протягом часу, що дорівнює величині необхідної межі вогнестійкості конструкції, що з'єднуються проектованими зв'язками.

Горизонтальні стики панельних стін повинні забезпечувати передачу зусиль від позацентрового стиснення із площини стіни, а також від вигину та зсуву у площині стіни. Залежно від характеру спирання перекриттів розрізняють такі типи горизонтальних стиків: платформні, монолітні, контактні та комбіновані. У платформному стику вертикальне навантаження, що стискає, передається через опорні ділянки плит перекриттів і два горизонтальних розчинних шва.

У монолітному стику навантаження, що стискає, передається через шар монолітного бетону (розчину), укладеного в порожнину між торцями плит перекриттів. У контактному стику стискаюче навантаження передається безпосередньо через розчинний шов або пружну прокладку між поверхнями, що стикуються, збірних елементів стіни.

РОЗДІЛ 3
ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ГОРИЗОНТАЛЬНИХ СТИКІВ ТОРЦЕВОЇ СТІНИ

3.1 Умови міцності бетону стиків

Характеристики міцності конструкційних матеріалів, таких як армобетон та інші нерухомі будівельні матеріали, є складними і різноманітними. В даний час дослідження проблем міцності, руйнування та поступової деструкції матеріалів ведеться за декількома напрямками : фізіологічним, фізико-хімічним, механіко-обчислювальним, а також експериментально-виробничим.

Існують два істотно різних підходи до вивчення характеристик міцності будівельних матеріалів - матеріальний і механічний.

Механічні концепції феноменологічно описують макроскопічну поведінку твердого тіла. У таких теоріях передбачається, що руйнація залежить виключно від напружено-деформованого стану матеріалу.

Фізичні концепції прагнуть осмислення внутрішньої природи процесів руйнування та формулювання на цій основі фундаментальних законів міцності. Проте складність процесів руйнування ускладнює створення єдиної фізіологічної теорії міцності.

Серед механічних концепцій існує ряд моделей, що описують двовісний напружений стан бетону. У цих моделях гранична поверхня (у триосному напруженому стані — площина) описується загальним рівнянням, що не залежить від типу напруженого стану, чи то стиснення-стискання, чи розтягування-розтягування, чи комбінованого розтягування-стиснення.

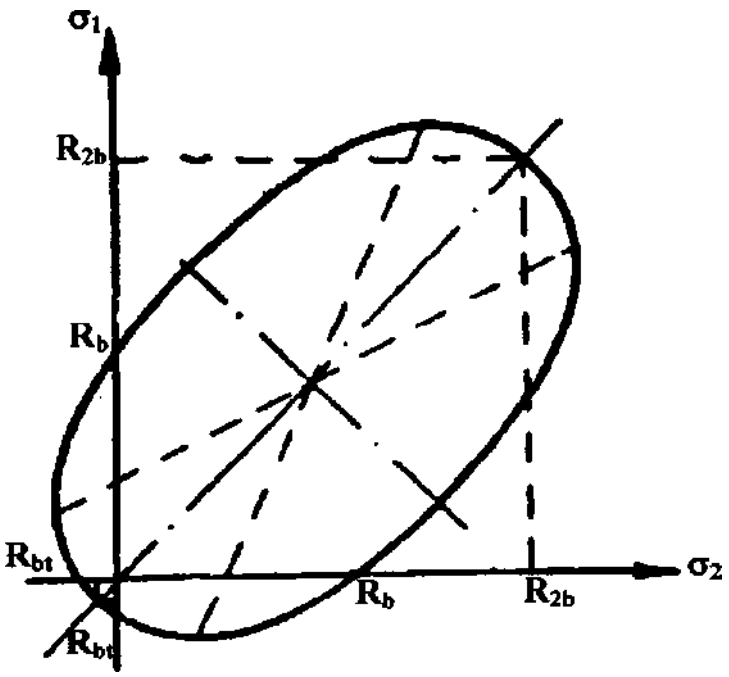


Рисунок 3.1- Умови міцності бетону в плоскому напруженому стані

Більш оптимальним є підхід до оцінки міцності бетону в двовісному напруженому стані, заснований на поданні граничної поверхні у вигляді шматково-заданої функції, постійної для кожного типу напруженого стану.

Як приклад можна визначити максимальний похилий критерій Купфера Х у вигляді шматкової функції, що складається з трьох постійних функцій. Особливо ефективним є критерій міцності, запропонований Козачевським О.І. та Зязіним А.М.

Особливість залізобетону як конструкційного матеріалу полягає в тому, що за нормальних умов експлуатації, за наявності зусиль, що розтягують, в бетонній зоні, виникають тріщини, що істотно змінює напружено-деформований стан системи.

Дослідження міцності бетонних зразків у складному напруженому стані дали суперечливі результати. Професор Берг О.Я. зазначає, що згідно з даними різних дослідників, співвідношення міцності бетону при двовісному та одновісному стиску варіюється від 1 до 2,7.

Дослідження міцності бетону в умовах всебічного стиснення, що виникає через обмеження поперечних деформацій зразків, показали, що міцність бетону збільшується в порівнянні з одновісним стисненням. Це

підтверджують експериментальні дані Річарда, Брандцега і Брауна [174] з циліндричними зразками, що піддавалися поздовжньому стиску та бічному гідростатичному тиску.

Проведені експериментально-теоретичні дослідження в галузі міцності будівельних матеріалів стали основою для розробки різних теорій міцності у складному напруженому стані. Принципова відмінність цих теорій полягає в різних гіпотезах про критерії граничного стану матеріалів.

На початку XX століття було розроблено значну групу теорій, що отримала назву «нових» і представляє собою різні узагальнення традиційних теорій міцності (деформаційних, енергетичних). Досить розгорнутий аналіз цих теорій.

Особливу роль серед традиційних концепцій міцності займає теорія міцності О. Мора, так як саме вона дозволяє описувати властивості крихкопластичних матеріалів, що володіють різним опором розтягуванню і стиску. Ця концепція представляє процес руйнування як зсув по небезпечних площинах ковзання і враховує зв'язок між нормальними σnσn і дотичними τnτn напругами на цих площинах. Гранична умова міцності О. Мора в координатах головної напруги (σ_1,σ_2,σ_3) описується конусовидною поверхнею, утвореною перетином трьох трубчастих площин, інваріантних щодо похилих осей $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$

Для цієї теорії характерні дві особливості:

1. У граничному стані передбачається ковзання по певних площинах, що зберігає постійним обсягом матеріалу.

2. Умова міцності О. Мора не враховує впливу середньої головної напруги на міцність матеріалу.

Застосування теорії О. Мора до бетону досліджував А.А. Гвоздєв. Він дійшов висновку, що міцність бетону значною мірою залежить від опору відриву не тільки при чистому розтягуванні та крученні, але і при одновісному та двовісному стисканні, чого теорія Мора не враховує. Концепція ковзання у вигляді, у якому її запропонував О. Мор, незастосовна до бетону, оскільки

чисте ковзання відбувається без помітного збільшення обсягу тіла. Проте численні емпіричні дослідження показали, що з розвитку великих руйнувань відбувається помітне збільшення обсягу бетону.

Для бетону та інших крихких будівельних матеріалів характерні два типи руйнування:

- руйнування на відрив (при одновісному розтягуванні чи стисканні),
- руйнування по площинах ковзання (зсув).

Карпенка Н.І. вперше розробив теорію деформування залізобетону для широкого класу конструкцій (від стрижневих елементів до плит, стін та шаруватих систем), що включає розрахунок тріщиностійкості, міцності та надійності аж до руйнування.

Колектив авторів під керівництвом Г.А. Генієва сформулював умову міцності, що відображає особливості міцності та деформаційних характеристик бетону. Розробка цієї умови мала на меті створення функції міцності $f(\sigma_1,\sigma_2,\sigma_3)=0$, що адекватно характеризує руйнування бетону у всьому діапазоні можливих значень головної напруги $(\sigma_1,\sigma_2,\sigma_3)$. Форма функції $f(\sigma_1,\sigma_2,\sigma_3)=0$, що описує граничний стан, була отримана на основі двох гіпотез, пов'язаних з характерними для бетону руйнуваннями на відрив і зсув. У першому випадку приблизно вважається, що руйнація відриву настає при досягненні певного рівня розтягуючих напруг, у другому випадку поведінка бетону задовільно описується критерієм О. Мора.

Умову міцності, що розглядається, можна представити в координатах $\sigma_1,\sigma_2,\sigma_3$ у вигляді конусоподібної поверхні О. Мора, пересіченої трьома площинами в області розтягуючих напруг. Ця поверхня добре апроксимується поверхнею обертання, а саме параболоїдом обертання, вісь якого збігається з лінією $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, а вершина відповідає межі міцності при всебічному розтягуванні.

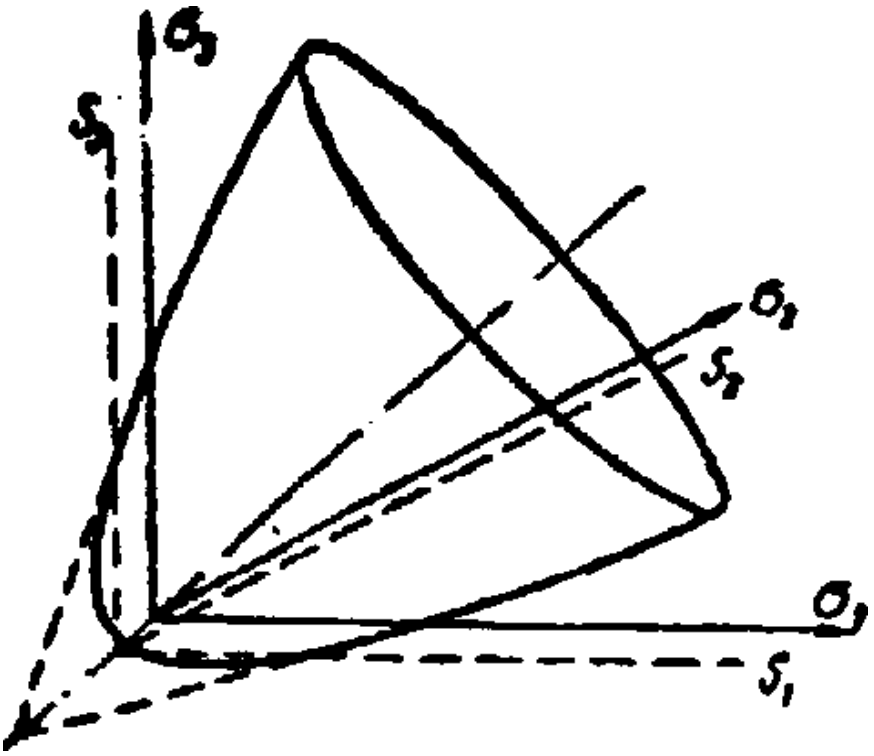


Рисунок 3.2 - Умови міцності бетону.

У загальному вигляді рівняння такої поверхні можна записати у формі:

$$\sigma_1+H)^2+(\sigma_2+H)^2+(\sigma_3+H)^2-[(\sigma_1+H)(\sigma_2+H)+(\sigma_2+H)(\sigma_3+H)+(\sigma_3+H)(\sigma_1+H)]=n[(\sigma_1+H)+(\sigma_2+H)+(\sigma_3+H)] \quad (3.1)$$

де H - межа міцності при всебічному розтягуванні, nn - деяка постійна, рівна H_c-H_p.

Як основні розрахункові параметри приймаються:

H_c-H_p - межа міцності при одновісному стисканні, рівний призменной міцності бетону;

H_p - межа міцності при одновісному розтягуванні, що є межею міцності при одновісному відриві.

Тоді пропонована умова міцності запишеться у такому вигляді:

$$\sigma_1^2+\sigma_2^2+\sigma_3^2-(\sigma_1\sigma_2+\sigma_2\sigma_3+\sigma_3\sigma_1)-(\kappa_c-\kappa_p)(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)-\kappa_c\kappa_p=0 \quad (3.2)$$

Міцність матеріалу в елементарному обсязі забезпечена під час виконання умови:

$$\sigma_1^2+\sigma_2^2+\sigma_3^2-(\sigma_1\sigma_2+\sigma_2\sigma_3+\sigma_3\sigma_1)-4\kappa_c(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)<\kappa_c\kappa_p \quad (3.3)$$

У цьому випадку стан матеріалу можна графічно визначити точкою,

розташованою всередині параболоїда обертання, описаного вище. Якщо права та ліва частини цього рівняння рівні, матеріал знаходиться в граничному стані (точка на поверхні параболоїда обертання). Цей стан вважатимуться критерієм руйнування матеріалу (Рис. 3.1).

У роботі проведено детальний аналіз запропонованої залежності, який показав наступне: запропонований взаємозв'язок (3.2) досить точно описує характеристики міцності бетону та інших крихких будівельних матеріалів. Вона дає як загальні, і приватні (ідеалізовані) випадки напруженого стану. При розгляді різних типів напружено-деформованого стану (одновісне стиснення, одновісне розтягування, чистий зсув, всебічне розтягування, двовісне рівномірне стиснення тощо) було встановлено відповідність результатів, отриманих у рамках запропонованої теорії міцності, з результатами традиційних критеріїв міцності.

У роботі також проведено аналіз великої кількості експериментальних досліджень міцності бетону, виконаних як вітчизняними, і зарубіжними дослідниками. Ці дослідження показали, що при всебічному нерівномірному стисканні спостерігається задовільний збіг теоретичних даних з експериментальними (розбіжність не перевищує 6% при малих значеннях $\sigma_2=\sigma_3$). Проте зі збільшенням цих напруг критерій міцності (3.2) дещо занижує граничні навантаження проти експериментальними даними. Найбільша розбіжність між експериментальними та теоретичними значеннями (до 22%) спостерігається в області рівномірного двовісного стискування. У цьому, попри систематичний характер розбіжностей, вони залишаються у межах.

Виходячи з вищевикладеного, можна зробити висновок: запропонована умова міцності (3.2) досить точно як якісно, так і кількісно описує характеристики міцності бетону. У зв'язку з цим доцільно застосовувати дану умову міцності щодо граничного руйнівного навантаження для різних типів стикових з'єднань з різними видами плит перекриттів.

3.2 Існуючі обчислювальні комплекси, засновані на методі кінцевих елементів

В даний час у проектних, конструкторських та науково-дослідних організаціях, а також у провідних навчальних закладах широко застосовуються електронно-обчислювальні машини (ЕОМ), для яких розробляються різноманітні обчислювальні програмні комплекси.

Обчислювальна система являє собою набір прикладних програм, в яких за допомогою вхідних даних або алгоритмічного опису задаються параметри обчислювальної моделі, включаючи топологічну, геометричну та фізичну структуру об'єкта, що досліджується в заданому вихідному стані. На виході виходять силові та деформаційні характеристики, що описують подальшу поведінку об'єкта під впливом зовнішніх навантажень, часу, температури та інших факторів.

Сучасні обчислювальні комплекси дозволяють аналізувати напружено-деформований стан, коливання та стійкість несучих елементів конструкцій різного призначення. Пакети прикладних програм розробляються з урахуванням модульного принципу програмування, у якому складне завдання представляється як системи щодо незалежних, але взаємозалежних подзадач. У зв'язку з цим обчислювальна система складається з окремих взаємозалежних програмних модулів. Було створено безліч програмних комплексів на вирішення різних завдань розрахунку міцності конструкцій. У більшості розроблених програмних пакетів реалізовано метод кінцевих елементів (МКЕ). Розвиток цього обумовлено трьома основними факторами: Поява високопродуктивної обчислювальної техніки. Дослідженням математичних моделей, які адекватно описують реальні процеси з необхідною точністю. Специфічними особливостями методу. У сучасних умовах розрахунок конструкцій з використанням методу кінцевих елементів має базуватись на застосуванні відповідного програмного комплексу з розвиненою бібліотекою кінцевих елементів. При побудові розрахункової схеми конструкції

проводиться розбиття на кінцеві елементи та вибір їх типів. Про розвиток методу кінцевих елементів свідчать численні дослідження, а також складні обчислювальні комплекси, що функціонують у різних країнах [33] та інші. Перші програмні комплекси, у яких було реалізовано метод кінцевих елементів, було розроблено 1960-х роках.

До них відносяться STRUDL-II, SPY-IV, NONSAP, ASKA, NASTRAN, SESAM-69 та інші. З кінця 1970-х років з'явилися десятки програмних комплексів для різних ЕОМ, що реалізують МКЕ. Серед них: МИРАЖ, МОРЕ, ПРАСАК, КАСКАД-2, МІЦНІСТЬ-75, СИСТЕМА-4, СІПРАМАК, МКЕ/120, МАРС, АПЖБК, ПАРДОКС, ЛІРА, СУМРАК, СПРИНТ, ПРОКРУСТ, ПАРУС, SCAD.

У США та низці інших країн розвиток МКЕ та необхідність розрахунків конструкцій на міцність сприяли подальшому вдосконаленню існуючих програмних комплексів та створенню нових. Було розроблено безліч програмних пакетів, призначених для вирішення завдань не тільки механіки твердого тіла, що деформується, але і гідродинаміки, акустики, електротехніки та інших областей. Найбільшого поширення набули: ABAQUS, ADINA, ASKA/DYNAN, ANSYS, FINEL, LARSTRAN, MSC/NASTRAN, EUFEMI, ROSALIE, HERCULE, MODULEF, SAP-7 та інші. Порівняльна характеристика найбільш відомих програмних комплексів представлена у таблицях 3.1 та 3.2.

Особливо ефективними вважаються розрахункові програми, засновані на методах багаторівневої наделементної схеми, що враховують наявність елементів розривної структури, що повторюються. Це дозволяє вирішувати задачі з числом ступенів свободи, що перевищує 105105.

При реалізації методу кінцевих елементів ЕОМ виникають деякі специфічні проблеми [16], пов'язані з: розбиттям області на кінцеві елементи, коректною нумерацією вузлів та елементів, чисельним інтегруванням, формуванням матриці жорсткості системи, рішенням системи рівнянь алгебри, обробкою та інтерпретацією отриманих результатів.

Кожна програма має свої переваги та обмеження при вирішенні конкретного завдання. Вибір програмного комплексу залежить від підготовки користувача в даній галузі, типу розв'язуваної задачі, характеристик доступної ЕОМ, розмірності задачі та інших факторів. Ефективне використання ЕОМ досягається завдяки розробці спеціалізованих методів вирішення типових завдань, що враховують особливості методу кінцевих елементів. Насамперед це пов'язано зі стрічковістю або розрідженістю матриці жорсткості розрахункової моделі.

Розрахунок напружено-деформованого стану конструкції в рамках лінійної теорії пружності при впливі на неї постійних навантажень зводиться до вирішення системи лінійних рівнянь алгебри.

У програмних комплексах, що використовують метод кінцевих елементів, застосовуються різні способи постановки та розв'язання систем рівнянь.

Різні варіанти методу Гауса реалізовані у таких програмах:

Блоковий метод Гауса - ADINA,

Стрічковий метод Гауса - ASKA, SAP-7.

Високу ефективність демонструє фронтальний метод, реалізований у програмних комплексах, як ABAQUS, ANSYS та інші. Крім того, широко застосовуються ітераційні методи, особливо при вирішенні великих систем рівнянь. Методи розрахунку власних коливань.

Розрахунок власних коливань конструкції виконується з використанням різних методів:

- Метод ітерацій у підпросторі (SAP-7),
- Метод обчислення коренів характеристичного визначника (NASTRAN),
- Методи Гівенса та QR-розкладання (NASTRAN),
- Метод Hiber-Hughes (ABAQUS),
- Метод Ланцоша (широко застосовується у розрахунках РМК).

Методи розрахунку динамічного відгуку Для аналізу динамічного

відгуку конструкції застосовуються: Метод суперпозиції форм власних коливань, Крокові методи, такі як метод Вілсона та метод Ньюмарку (реалізовані в ABAQUS, ADINA, SAP-7, NASTRAN).

Розв'язання геометрично та фізично нелінійних завдань Рішення геометрично і фізично нелінійних завдань, зазвичай, здійснюється ітераційними методами, заснованими на методі Ньютона-Рафсона разом із кроковими методами. Ці методи реалізовані у програмних комплексах ABAQUS, ADINA, NASTRAN, ANSYS, LASTRAN та інших.

Таблиця 3.1 - Порівняльна характеристика програмних комплексів

Назва	Метод рішення	Число вузлів	Число невідомих	Метод вирішення системи рівнянь
ЛИРА	МКЕ	1250		Метод Гауса
ДИСТОС	МКЕ		6500	
SESAM	МКЕ	500		
МИРАЖ	МКЕ	512		Метод Гауса
ФРОНТ	МКЕ	2000	10000	Фронтальний метод Айронсу
ОТСЕК-О	МКЕ		Декілька тисяч	Стрічковий Метод Гауса
СПРИНТ	МКЕ	5000	9213	Метод Холешького
МЕРКНС-2	МКР		Декілька тисяч	Блоковий метод Гауса

SCAD	МКЕ	65000	65000	Метод дискретизації суцільного середовища

Слід зазначити, що принцип модульності програмування, використаний у сучасних програмних комплексах, дозволяє створювати як універсальні обчислювальні програми, і спеціалізовані рішення для вузького класу завдань.

Інноваційні обчислювальні комплекси, в яких застосовується метод кінцевих елементів (МКЕ), дозволяють отримувати точні чисельні рішення під час розрахунку конструкцій, що піддаються як статичним, так і динамічним навантаженням. Ці розрахунки охоплюють широкий клас матеріалів із різними механічними властивостями та типами навантаження.

Розрахунок конструкцій при статичних навантаженнях може виконуватися з урахуванням: фізичних та геометричних нелінійностей, температурних впливів, взаємодії з іншими середовищами (наприклад з рідиною).

З іншого боку, виконуються розрахунки критичних навантажень, у яких система чи його елементи втрачають стійкість, і навіть аналіз поведінки конструкції після втрати стійкості. МКЕ дозволяє також визначити навантаження, у яких відбувається руйнація конструкції. У розрахунках враховуються такі властивості матеріалів, як: анізотропія, нелінійна пружність, пластичність, тимчасові зміни властивостей.

Передбачаються різні форми геометричної нелінійності, включаючи великі деформації та значні переміщення. Ключовими динамічними завданнями, які вирішуються з використанням МКЕ, є: розрахунок власних коливань конструкції, динамічний відгук на тимчасове навантаження, поширення хвиль у середовищі.

3.3. Численні дослідження напружено-деформованого стану стиків

Метою дослідження є вивчення напружено-деформованого стану стиків на всіх стадіях їх роботи - від початкового навантаження до руйнування - при різних умовах. Це необхідно для уточнення параметрів, що входять до розрахункових моделей, що використовуються при оцінці міцності та стійкості стиків. Розробка інформативної схеми є початковим етапом дослідження.

У цій схемі в графічній формі представлені різні умови та їх взаємозв'язок, що значно впливає на напружено-деформований стан досліджуваного об'єкта. При виборі розрахункової моделі перевагу надано методу кінцевих елементів (МКЕ), який реалізований у чотирьох вибраних програмних комплексах: ЛІРА 9.0, SCAD, ANSYS. Верифікація розрахункових моделей проводилася з прикладів, котрим заздалегідь відомі експериментальні результати. Розбиття моделі на кінцеві елементи залежить від типу та конфігурації стику.

Як основні типи кінцевих елементів використовувалися прямокутні і трикутні КЕ з урахуванням як лінійних, і нелінійних зв'язків між напругами і деформаціями. Фізична нелінійність матеріалу враховувалася з використанням відповідної діаграми деформування.

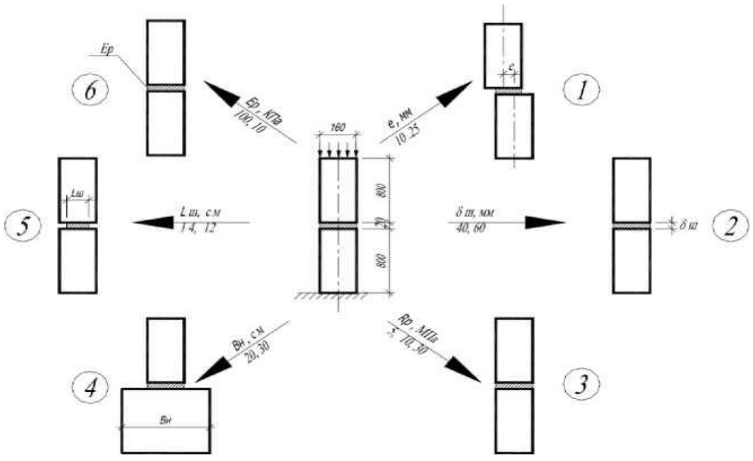


Рисунок 3.3 - Інформаційна схема чисельного дослідження напруженого стану контактного стику стінових панелей

Умови, що мають значний вплив на напружено-деформований стан стиків, встановлені з урахуванням аналізу досліджень російських та зарубіжних фахівців. До таких умов належать:

- Ексцентриситет - неспіввісність панелей (1-й параметр);
- Товщина розчинного шва (2 параметр);
- Міцність розчину шва (3 параметр);
- Співвідношення об'ємів (ширини) верхньої та нижньої панелей (4-й параметр);
- Ширина шва (5 параметр);
- Модуль деформації розчинного шва (6 параметр).

Як базова була обрана розрахункова модель (рис.3.4), що відображає більшість типових рішень стиків стін великопанельних будівель. Основні параметри моделі: Ширина панелей – 160 мм, Товщина розчинного шва – 20 мм, Армобетон класу С20/25, Марка розчину – М200. Вибір висоти розрахункової області обумовлений необхідністю коректного визначення повної епюри головних напруг, що розтягують, в панелях. Згідно з попередніми розрахунками, величина цих напруг згасає на глибині, що дорівнює рівній триразовій ширині панелі при досягненні граничного навантаження.

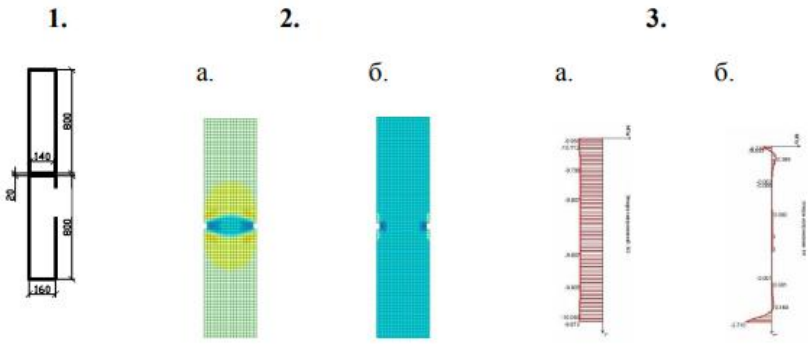


Рисунок 3.4 - Дослідження стику стінових панелей.

1 – розрахункова схема; 2 - ізополь головних розтягуючих (а) і стискаючих (б) напруг; 3 - епюри розподілу розтягуючих (а) і стискаючих (б) напруг

Результатами розрахунку є:

- ізополя основних напруг;
- епюри головних напруг та їх компонентів.

На рис.3.5 представлені результати розрахунків у вигляді залежностей кута зсуву від класу бетону стінових панелей, модуля пружності і товщини розчинного шва.

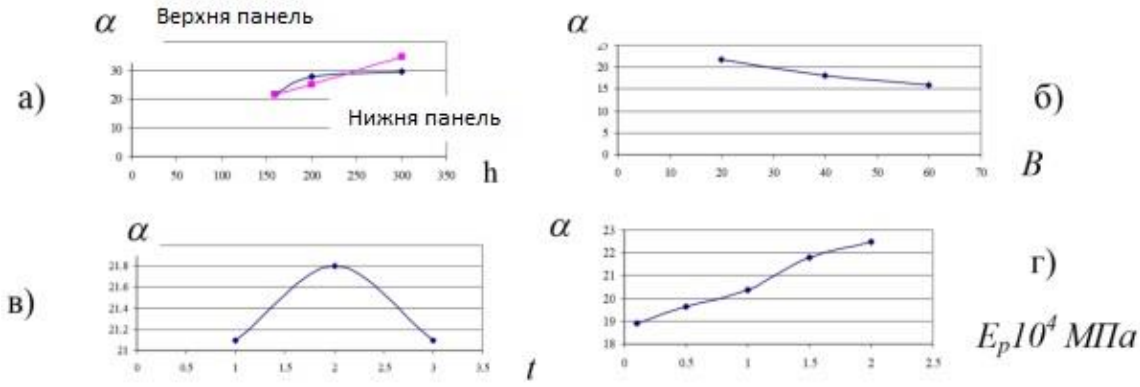


Рисунок 3.5 – Залежність кута зсуву α від:

а – тощина нижньої панелі;

б-класу бетону;

в – товщині розчину шва;

г – модуля пружності розчину

Аналіз ізополів та епюр напруг показує наступне:

- у панелях під розчинним швом, що виконує роль опорних майданчиків, виникає двовісний напружений стан - поєднання стиснення-стиснення та стиснення-розтягування.
- область двовісного стиснення поширюється на невелику глибину (X_c) і характеризується різким зниженням величин головних напруг.
- область стиснення-розтягування (L_{bt}) демонструє порівняно плавне наростання головних напруг, що розтягують, досягають максимальних значень в середній частині висоти L_{bt}.
- характер розподілу дотичних напруг вказує на наявність площин ковзання, вздовж яких можливе структурне руйнування матеріалу по зсуву.
- відношення головних напруг, що розтягують, до головних

стискаючих перевищує 0.1. Для бетону це означає, що його руйнування починається в стисло-розтягнутій зоні внаслідок перевищення межі міцності на відрив (розтяг). Однак це наближена оцінка, оскільки слід враховувати характеристики міцності матеріалу, що працює в умовах двовісного напруженого стану.

Відповідно до поставлених завдань були отримані дані по кожному з факторів, що варіюються, аналогічні описаним вище.

Аналіз цих даних дозволяє зробити такі висновки:

1. Напружений стан при проектних характеристиках розчинного шва відповідає моделі руйнування бетону за умов стискаючого силового потоку.

2. У межах, допустимих нормативними вимогами щодо відхилення співвісності панелей, ексцентриситет застосування навантаження не має істотного впливу на напружений стан, хоча кут нахилу головних клинів змінюється.

3. Збільшення товщини шва підвищує ймовірність руйнування стику розчинної частини. При цьому характер напруженого стану у шві близький до описуваного в моделі руйнування матеріалу в силовому потоці, що стискає.

4. Фізико-механічні властивості розчину в проектному стику не мають значного впливу на напружений стан.

5. Зміна співвідношення ширини панелей (серія 4) призводить до зниження напруги в панелі нижче. Отже, за розрахункове слід приймати опорний перетин панелі, що лежить вище.

6. Зменшення ширини розчинного шва в допустимих межах не робить значного впливу на розподіл напруги в стику.

7. Деформативні властивості розчину не мають істотного впливу на напружений стан у стику. Однак зниження модуля пружності розчину збільшує його податливість (деформативність), що необхідно враховувати за просторового розрахунку будівель.

Горизонтальні стики.

Горизонтальні стики проектуються з одностороннім та двостороннім розташуванням плит перекриттів. Вони можуть бути безперервного перерізу або містити порожнечі всередині.

Наявність двох функціональних елементів є відмінною особливістю стиків, що розглядаються. Тому при проведенні чисельних досліджень необхідно вибирати такі умови, які найбільше достовірно відображають особливості їх напружено-деформованого стану.

Очевидно, що такі стики мають загальні характеристики при мінімальному зближенні плит, а також при аналізі основних елементів плит у вигляді жорстких вставок. У зв'язку з цим очікується певна подібність у розподілі зусиль обох типів стиків.

Аналізуючи особливості горизонтальних стиків, можна назвати:

Вони мають загальні закономірності розподілу напруг.

У стиках з двостороннім розташуванням плит формується складніший напружений стан.

Тому основна увага в чисельних дослідженнях приділяється двостороннім стикам, які результати використовуються для аналізу стиків з одностороннім розташуванням плит.

На рисунку 3.6 представлено розрахункову модель чисельного експерименту для аналізу горизонтальних стиків. З її допомогою досліджуються такі фактори, що впливають на напружений стан: Ексцентриситет застосування навантаження (співвісність панелей) (серія 1). Довжина спирання плит із одного боку (серія 2). Довжина спирання плит із двох сторін (серія 3). Навантаження на плити (серія 4). Співвідношення зусиль від навантаження на плити та панелі (серія 5). Товщина горизонтальних та розчинних швів (серія 6). Заповнення вертикального шва стику (серія 7).

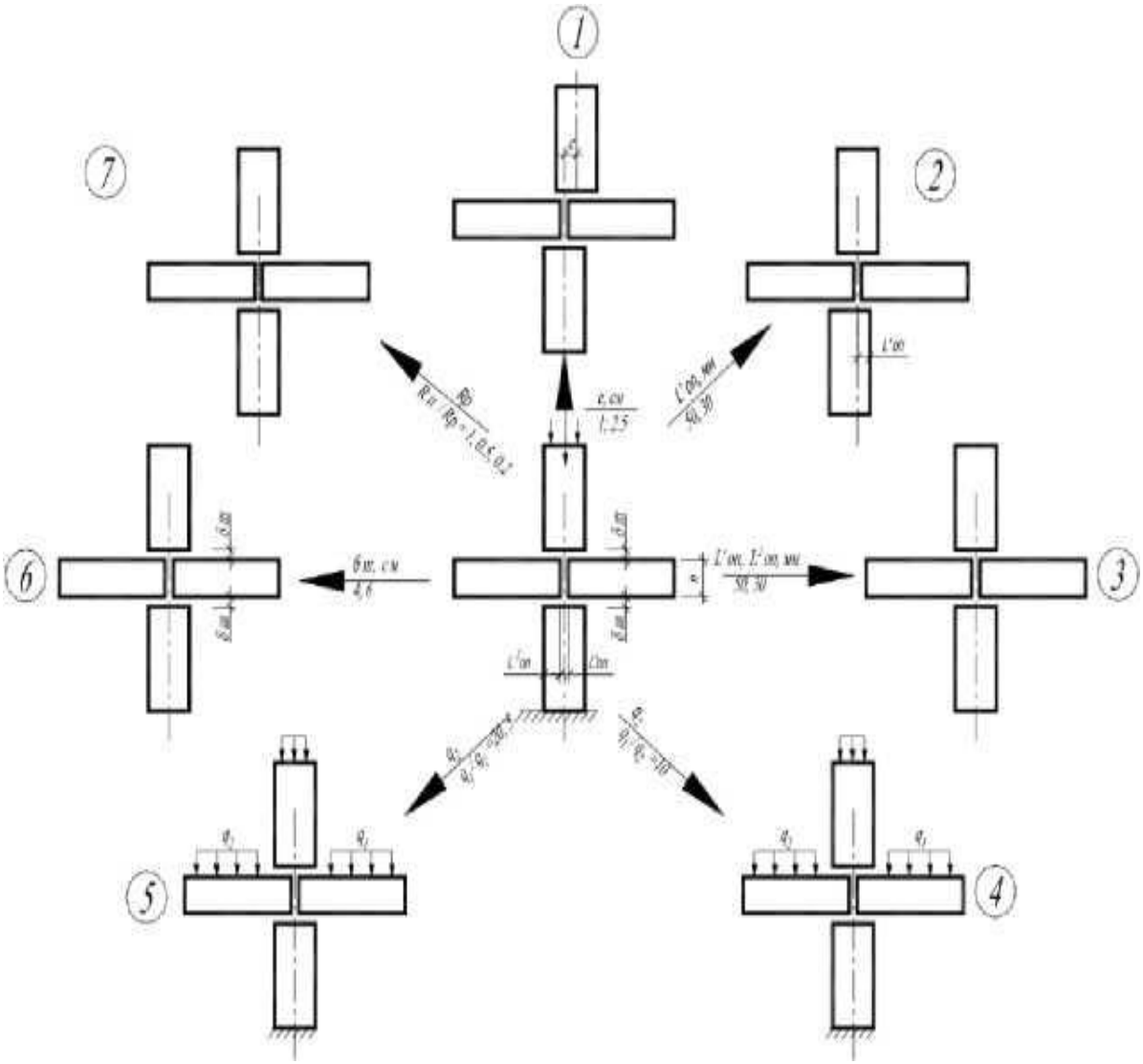


Рисунок 3.6 - Інформаційна схема чисельного дослідження напруженого стану горизонтальних стиків

За базову прийнято розрахункову схему (рис.3.7), що відображає більшість типових рішень горизонтальних стиків великопанельних будівель: ширина фрагментів стін - 160мм; товщина розчинних швів – 20мм; товщина перекриттів – 220мм.

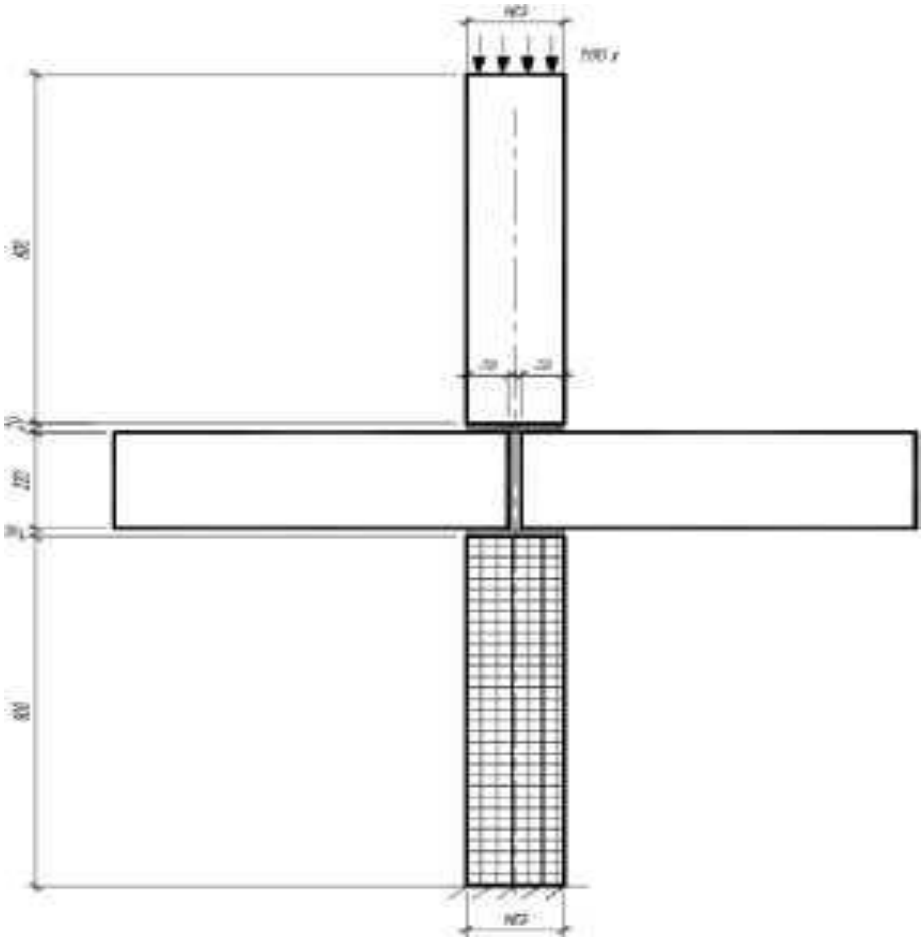


Рисунок 3.7 - Розрахункова схема базового зразка горизонтального стику

Вибір висоти панелей обумовлені необхідністю отримання повної епюри головних напруг, що розтягують, в панелях, величина яких починає загасати, за попередніми розрахунками, на глибині близько потрійної ширини панелі від грані докладання навантаження. Бетон класу С20/25 марка розчину М200.

Результатами розрахунку є:

- ізополя головних напруг у панелях та опорних зонах плит;

- епюри головних напруг та їх компонентів.

На рис.3.8 - 3.10 показано частину результатів розрахунків, що відбиває послідовність отримання даних - ізополя головних напруг, деформована схема, зони появи тріщин..

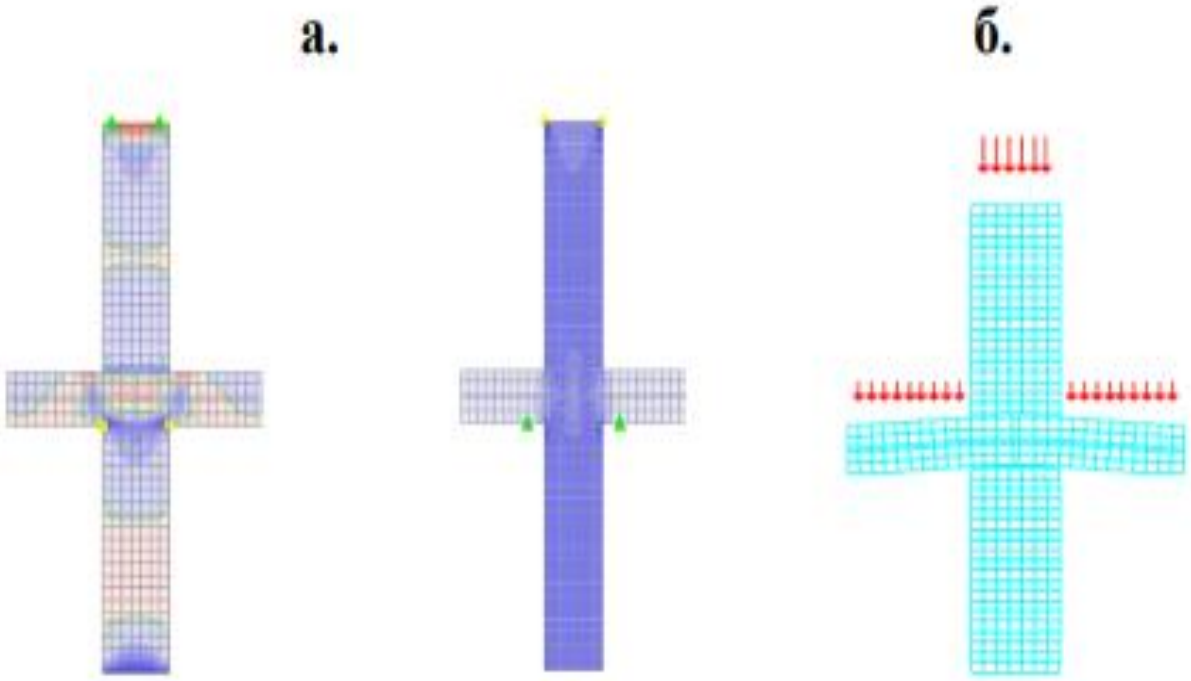


Рисунок 3.8 - Ізополя основних напруг: (а), деформована схема горизонтальних стиків (б)

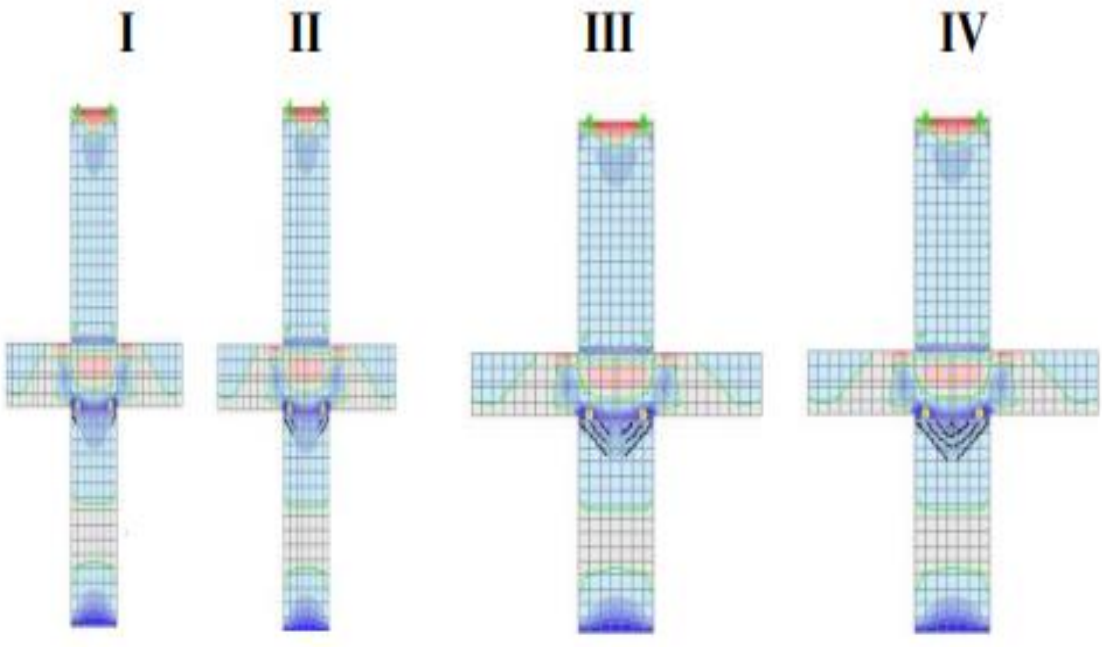


Рисунок 3.9 - Моделювання процесу руйнування горизонтального стику.

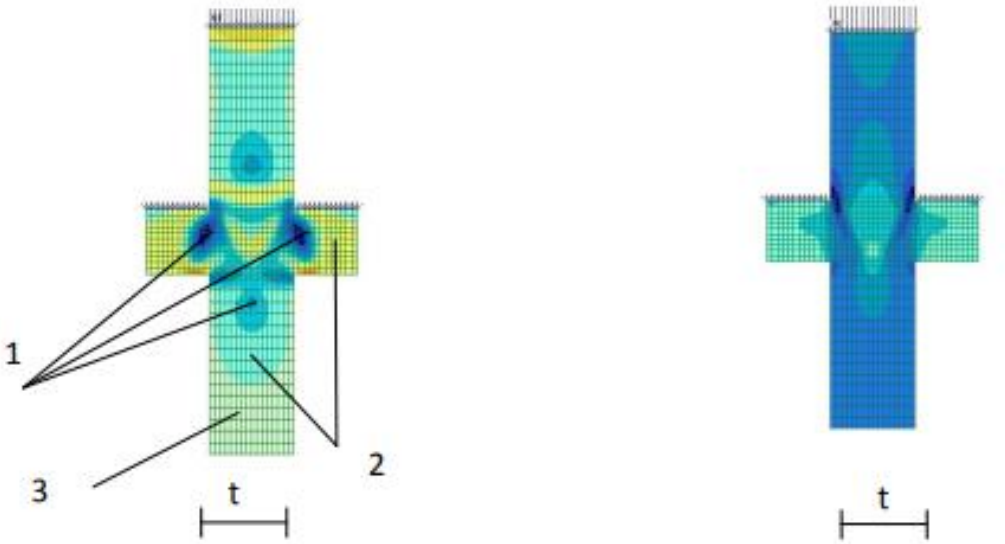


Рисунок 3.10 - Ізополя напруг 1 - область стиснення-стиснення; 2 - область стиснення-розтягування; 3 - область вирівнювання; t – товщина стінової панелі

Аналізуючи результати всіх варіантів розрахунку, можна зробити такі висновки:

1. В обох конструктивних елементах стику - в панелях та опорних зонах плит - напружений стан відповідає описаному при створенні моделі руйнування бетону в силовому потоці, що стискає.

2. У межах, допустимих відповідними нормативними вимогами щодо відхилення співвісності панелей, ексцентриситет застосування навантаження не має істотного впливу на напружений стан.

3. Зміна довжини спирання плит призводить до концентрації напруги в їх кутах.

4. Навантаження плит при $q_1/q_2 \leq 5$ призводить до повороту опорних перерізів плит і, як наслідок, до концентрації напруг в кутах 900 панелей. Зі збільшенням співвідношення q_1/q_2 поворот плит зменшується.

5. Зі збільшенням товщини розчинного шва, зміною (зменшенням) його

фізико-механічних властивостей, по-перше, збільшується податливість стику, по-друге, збільшується ймовірність руйнування самого шва.

Комбіновані (контактно-горизонтальні) стики Програма розрахунків, що враховує вплив великої кількості факторів представлена на рис. 3.11 та у таблиці 3.2. Розрахункова схема базового зразка наведено на рис. 3.12.

Для розрахунків використано кінцеві елементи розміром 1×2 см.

Клас бетону плит – С25/30.

Клас бетону панелей – С12/15.

Марка розчину – М100.

Розмір навантаження у верхніх вузлах панелі – 10 тс.

Розмір навантаження у вузлах плити – 1 тс.

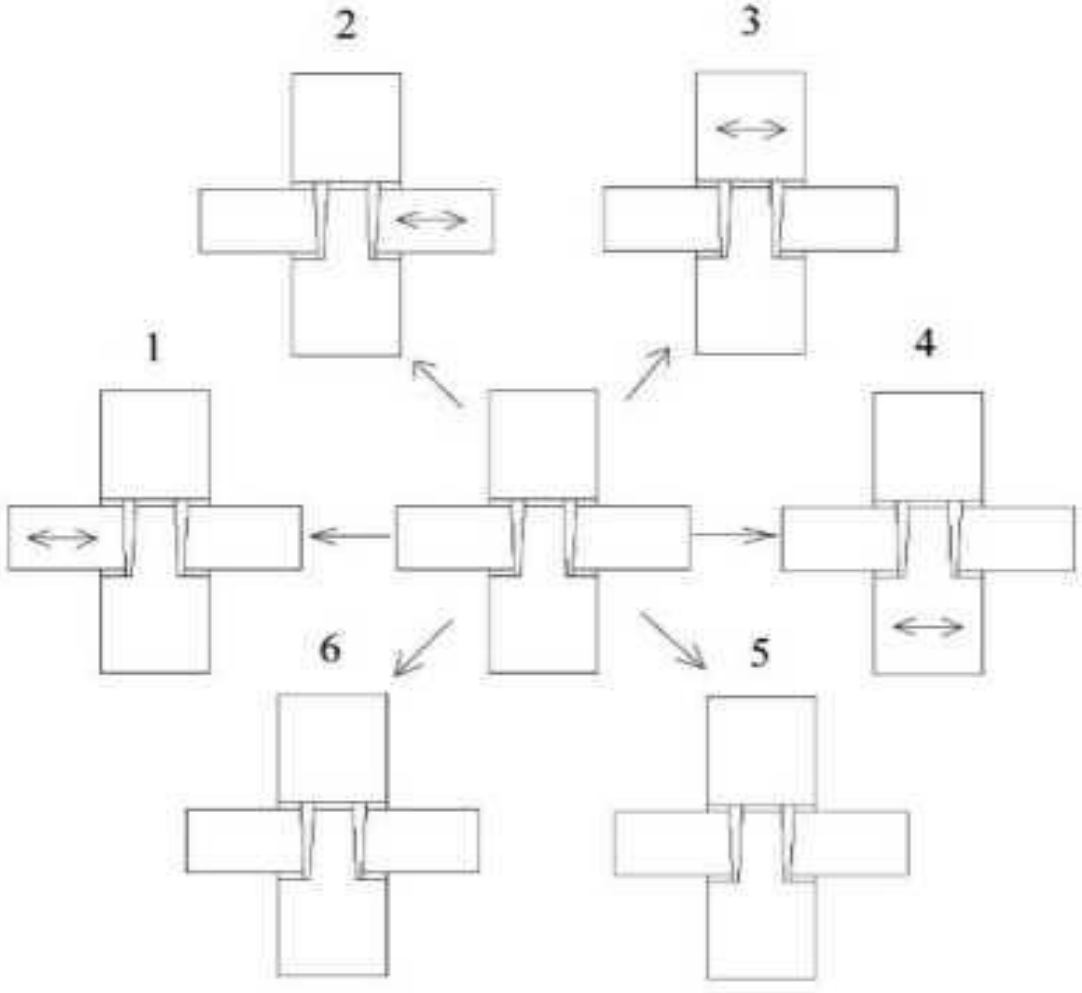


Рисунок 3.11 - Інформаційна схема програми чисельних досліджень комбінованих стиків (фактори, що варіюються в серіях 1+6, наведені в табл.3.2)

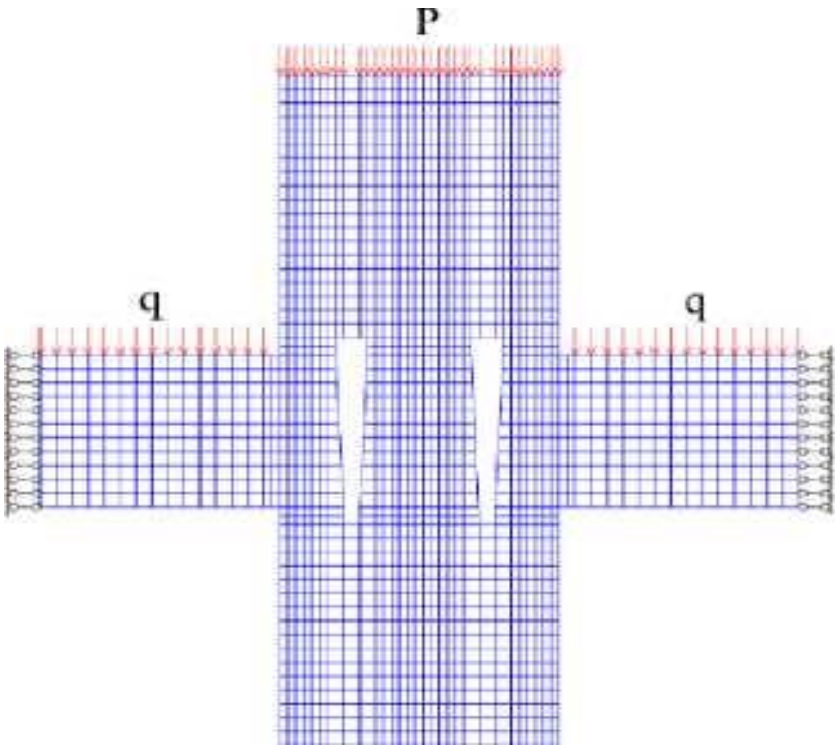


Рисунок 3.12 - Розрахункова схема базового зразка

Таблиця 3.2 - Чинники, що впливають на міцність комбінованих стиків панелей стін

№№ серії	Найменування фактора	Позначення
1.	Міцність матеріалів, що стикуються елементів	R_n, $R_{пл}$
2.	Деформативні властивості бетону розчину, їх співвідношення	E_{bn}, $E_{bnл}$, E_p, $E_{bnл}/E_{bn}$, $E_{bnл}/E_p$
3.	Глибина спирання плит перекриттів	$l_{пл}^{оп}$
4.	Ширина контактної частини	L_k
5.	Ексцентриситет програми	e
6.	Товщина розчинних швів	δ
Примітки. Індекси: "п" - панель, "пл" - плита, "р" - розчин, "оп" - варіювання факторів опор 1, 3, 5		

Як приклад на рис.3.13-3.15 показані одержані результати. На рис.3.13 показаний характер ізополів головних напруг і епюри та нормальних напруг у базовому зразку.

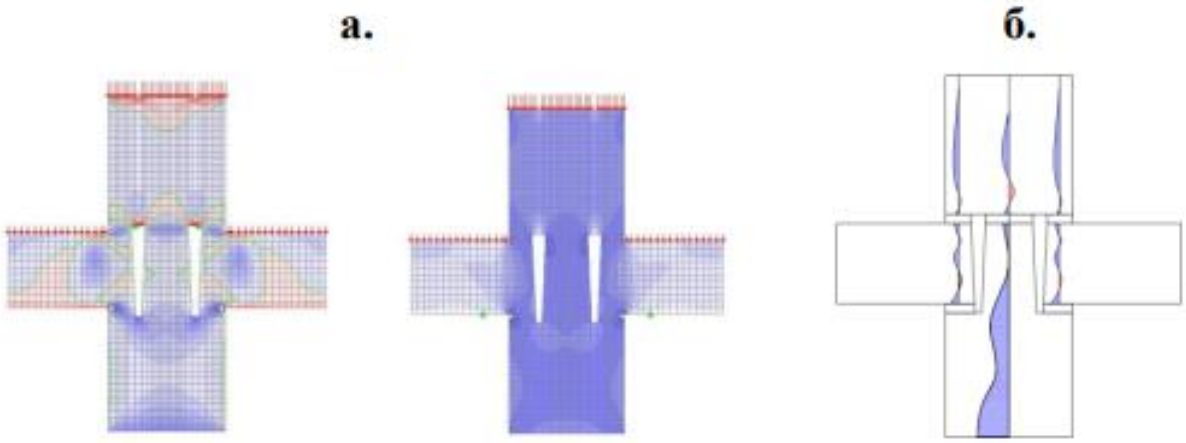


Рисунок 3.13. а - ізополя напруг σ_1 і σ_2; б - характер розподілу напруг σ_x

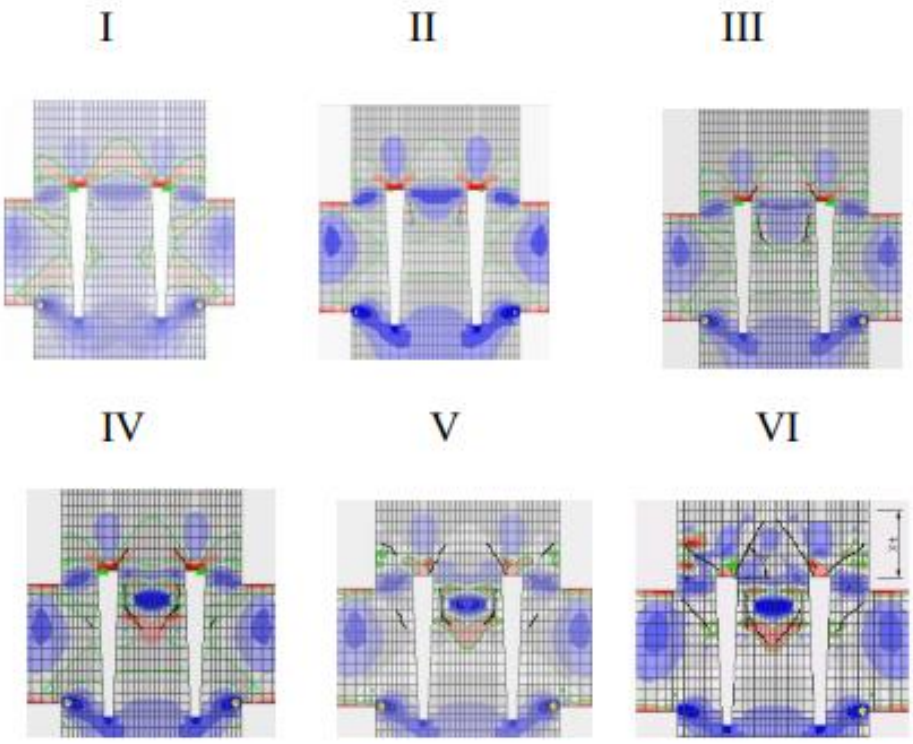


Рисунок 3.14 - Характер зміни напружено-деформованого стану стику при зростанні навантаження (I - VI - стадії роботи - від пружної до віртуальної руйнації)

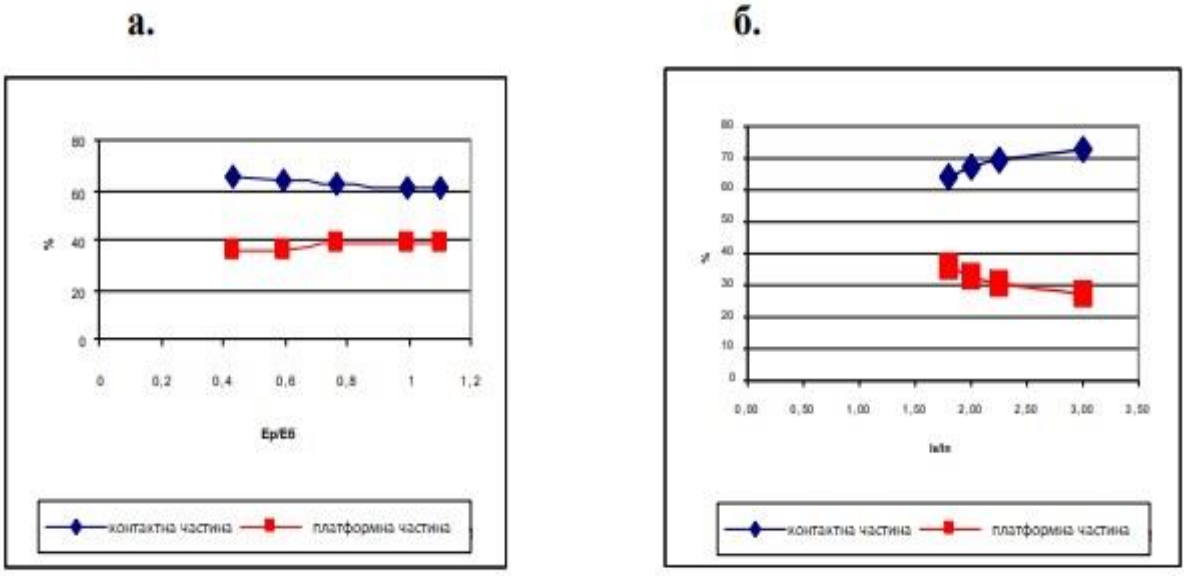


Рисунок 3.15 - Розподіл зусиль між контактною та горизонтальною частинами залежно від співвідношення E_b / E_p (а) та довжини спирання $1_к / 1_п$ (б)

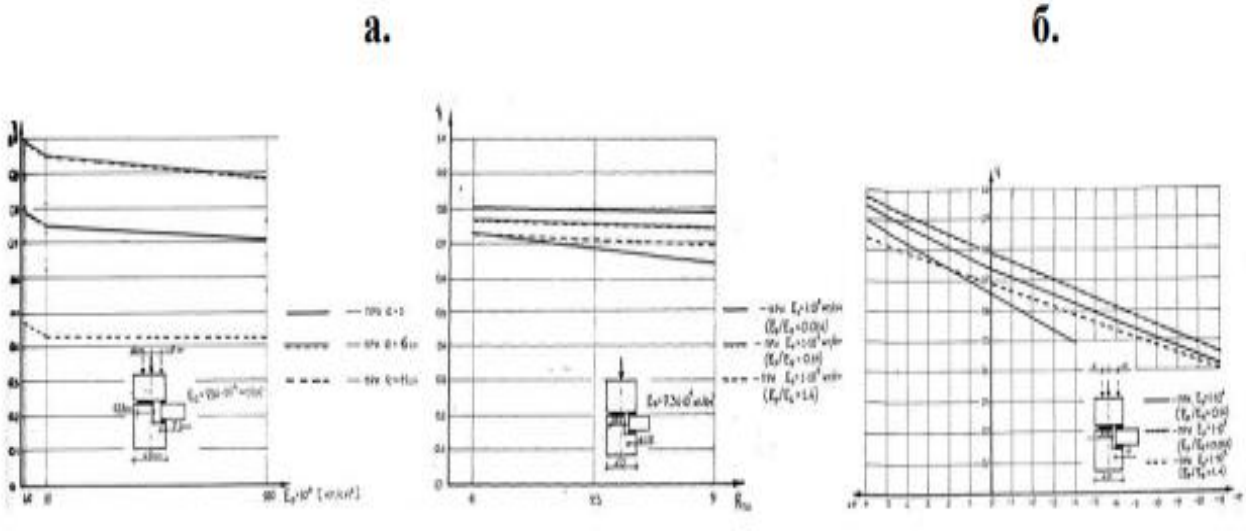


Рисунок 3.16 - Вплив на перерозподіл зусиль між контактною та горизонтальною частинами стику:

а - співвідношення модулів пружності розчину та бетону; б - ексцентриситету програми навантаження

На рисунку 3.16 показано зміну напружено деформованого стану матеріалу панелі залежно від збільшення навантаження. Можна відзначити, що вже на початковій стадії формування стику виникають три характерні зони роботи матеріалу:

- Зона відриву,
- Зона зсуву,
- Зона стиснення.

Мікротріщиноутворення починається практично одночасно в горизонтальній та вертикальній складових, проте його розвиток залежить від різних факторів. Аналіз розподілу напруг показав, що найбільш значущими факторами є:

- Ексцентриситет програми навантаження,
- Співвідношення деформаційних характеристик бетону та розчину,
- Довжина спирання плит перекриття,
- Товщина розчинного шва.

На заключній (шостій) стадії руйнування чітко простежуються клини, що сформувалися, у вертикальній частині стику і площині ковзання в горизонтальній.

Основні сценарії руйнування стиків.Руйнування стику може відбуватися по вертикальній або горизонтальній складовій. Руйнування по вертикальній складовій Можливі два основні сценарії:

Перший (1) – найімовірніший. Руйнування відбувається через перевищення межі міцності бетону верхньої панелі на зсув у зоні контакту з плитами перекриття.

Другий (2) – руйнація відбувається через вплив смугового навантаження, що передається з гребеня нижньої панелі. Руйнування по горизонтальній складовій Також можна виділити два сценарії:

Перший (3) – руйнація відбувається у зоні передачі навантаження від плит перекриття. У разі опір руйнації забезпечується переважно рахунок міцності бетону панелі на розтяг.

Другий (4) – руйнування гребеня нижньої панелі під дією навантаження, що передається від панелей, що лежать вище.

Порівняльний аналіз сценаріїв руйнування Порівнюючи можливі механізми руйнування, можна відзначити: Моделі руйнування в основних несучих і верхніх зонах плит (сценарії 1 і 3) схожі на механізми руйнування горизонтальних стиків. Моделі руйнування 2 та 4 аналогічні процесам руйнування вертикальних стиків. Вплив різних факторів на несучу здатність стику Аналіз даних, отриманих всім шести серій випробувань, показав таке: Збільшення товщини розчинного шва знижує здатність стику, що несе.

При цьому напруга в розчині зменшується, а в стінових панелях - збільшується, що призводить до підвищення деформативності шва. Співвідношення жорсткості розчину і бетону значно впливає на напружено-деформований стан стику. При зниженні жорсткості розчину стик стає менш жорстким, а його здатність зменшується, що підвищує пластичність з'єднання. Скорочення ширини майданчика спирання стінової панелі на плиту перекриття призводить до перерозподілу зусиль між вертикальною та горизонтальною складовими стику.

При цьому напруги в горизонтальній частині знижуються, а її здатність, що несе, збільшується. Збільшення ширини майданчика спирання також збільшує несучу здатність горизонтальної частини стику рахунок збільшення площі передачі навантаження. Поворот плити перекриття призводить до перерозподілу зусиль між вертикальною та горизонтальною складовими стику. У цьому випадку: Ширина майданчика спирання стінової панелі горизонтальної частини зменшується.

Напруження у горизонтальній частині знижуються. Напруження у вертикальній частині збільшуються. Несуча здатність вертикальної частини знижується, а горизонтальній – зростає. Ключові фактори, що впливають на напружено-деформований стан стику Аналіз результатів дозволив провести класифікацію умов, що впливають на напружено-деформований стан стику. Встановлено, що найбільше впливають: Ексцентриситет програми

навантаження, Розміри майданчика спирання вертикальних та горизонтальних елементів, Співвідношення модулів пружності бетону та розчину (рис. 3.17).

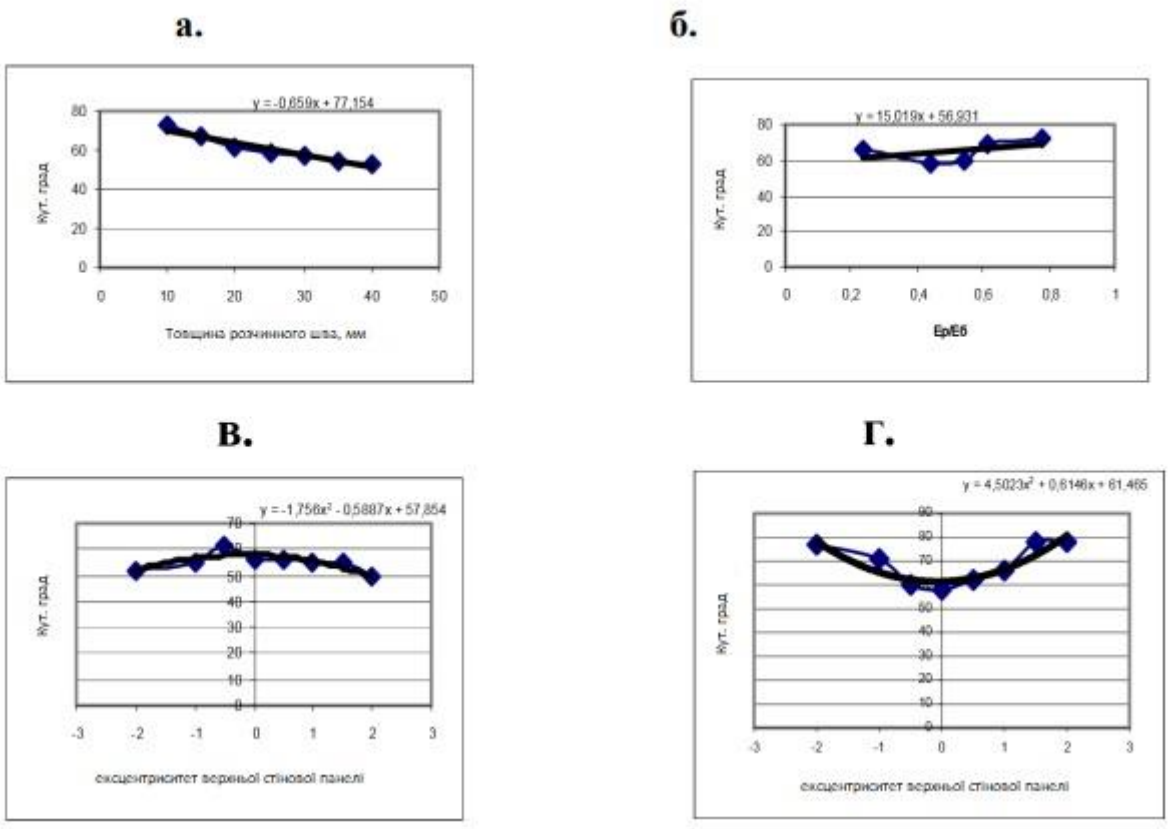


Рисунок 3.17 - Залежність кута у горизонтальній частині від товщини розчинного шва (а); від співвідношення E_b/E_p(б); ексцентриситету (е) у контактній (в) та в горизонтальній частинах (г)

Апроксимація залежностей дозволила отримати для коефіцієнта перерозподілу зусиль між горизонтальною та контактною частинами розрахунковий вираз у наступному вигляді:

$$v = \left(1 + 0{,}72\frac{e}{0{,}5h}\right)\left(0{,}83 - 0{,}38\frac{l_n}{l_k}\right)\left(1 + 0{,}03\frac{E_p}{E_b}\right)$$

У цьому мінімальні значення довжини опорних зон l_n і l_k приймалися щонайменше 40мм.

Перелічені факти свідчать, що отримані результати може бути

використані з метою оцінки міцності аналізованих стиків. Однак при цьому необхідно враховувати особливості комбінованих стиків, які полягають у наступному: Стик складається з двох елементів – горизонтального та вертикального. У процесі відбувається перерозподіл зусиль між ними залежно від заданих у розрахунках умов.

У стику є 5 розчинних швів. Горизонтальна частина стику розташована в зоні спирання плит перекриття та містить 4 розчинні шви – під і над плитою перекриття. Вертикальна частина має один розчинний шов, що значно впливає на роботу стику. Різна кількість розчинних швів та наявність плит перекриття в горизонтальній частині призводять до неоднорідних деформацій, обумовлених різницею механічних властивостей бетону стінових панелей, розчину та плит перекриття. Неоднорідний розподіл напруг між вертикальною та горизонтальною складовими стику пов'язаний з: Ексцентриситетом застосування навантаження; Співвідношенням розмірів вертикальних та горизонтальних елементів; Відмінністю модулів пружності розчину та матеріалу панелей.

Характер руйнування стику: Горизонтальна частина руйнується по зсуву вздовж похилої площини або гребеню панелі. Вертикальна частина руйнується у двох можливих сценаріях: Зсув нижньої частини панелі. Руйнювання основної частини панелі в зоні стиснення силового потоку через перевищення межі міцності на відрив, зсув або роздавлювання.

Всі ці особливості, характерні як для двостороннього, так і для одностороннього спирання плит, повинні враховуватися при дослідженні технології розрахунку комбінованих стиків.

Аналіз чисельних досліджень напружено-деформованого стану (НДС) дозволяє зробити такі висновки:

1. Вирішено всі завдання, поставлені задля досягнення мети дослідження. Отримано результати, які дозволили детально вивчити напружено-деформований стан стиків та їх елементів.

2. Аналіз даних про роботу стиків при зростанні навантажень до

граничного стану дозволив виділити характерні стадії напружено-деформованого стану, простежити його зміну при варіюванні багатьох факторів та визначити найбільш значущі з них.

3. Встановлено, що у стадії граничного руйнації характер розподілу напруг близький до прийнятому розділі 2 під час розрахунку по міцності. У всіх елементах стику можна виділити три зони, відповідальні за опір руйнуванню:

Зона відриву,

Зона зсуву,

Зона роздавлювання.

4. Результати чисельних досліджень використано визначення низки параметрів, які входять у розрахункові формулы. Зокрема, для комбінованих стиків отримано вираз для коефіцієнта перерозподілу зусиль між контактною та горизонтальною частинами.

ОСНОВНІ ВИСНОВКИ

1. Запропоновано розрахункову схему для дослідження стійкості торцевої стіни у вигляді вертикальної смужки стіни, з'єднаної зі сталевою частиною будівлі розподіленими податливими зв'язками, роль яких виконували плити перекриття. Запропонована розрахункова схема найбільш адекватно описує умови кріплення стіни до фундаментальної плити та через плити перекриття до сусідньої поперечної несучої стіни.

2. З використанням запропонованої розрахункової схеми отримані рівняння для визначення критичного значення розподіленого вертикального навантаження, що діє в площині торцевої стіни, при якій можлива втрата стійкості. Рішення отримані у разі постійного значення коефіцієнта по стіні (податливості перекриттів) по висоті стіни, а так само у разі зміни коефіцієнта по стінах за лінійним законом від нуля вгорі стіни до кінцевого значення К в основі.

3. Встановлено, що критичне навантаження торцевої стіни лінійно залежить від податливості горизонтальних зв'язків (перекриттів). Критична навантаження при постійній по висоті стіни податливості перекриттів вище, ніж у разі, коли податливість перекриттів по висоті змінюється лінійно, від 0 вгорі до кінцевого значення основи.

4. Використанням існуючих обчислювальних комплексів для ПК, основних на МКЕ, виконані чисельні дослідження з метою аналізу впливу різних марок бетону замонолічування на міцність горизонтальних стиків збірних несучих панелей торцевої стіни. Марка бетону замонолічування варіювалася від 10 до 30.

5. Концентрація напруг у горизонтальних стиках у місцях спирання п'яти плит перекриттів при низьких марках бетонів замонолічування призводить до підвищення напруги в зонах замоноліченого шва, прилеглих до п'ят опертих плит перекриттів. При більш високих марках бетону замонолічування нерівномірність напруг у шві знижується як у поздовжньому напрямку стику,

так і в поперечному, при однакових марках бетону замонолічування стику та плит перекриття напруги в стику виявляються рівномірними.

6. Для створення сприятливих умов роботи горизонтальних стиків стінових панелей з вимкненнями (опорними п'ятами плит перекриттів) рекомендується приймати марку замонолічування бетону по можливості близької до марки бетону плит перекриттів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Суміші бетонні та бетон. Загальні ТУ: ДСТУ Б В.2.7-176:2008. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 109 с.

2. Будівельні конструкції. Панелі стінові залізобетонні. ДСТУ Б В.2.6-52:2008. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. 95 с.

3. ДБН В.2.6-33:2008. Конструкції будинків і споруд. Панельні будинки. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. 72 с.

4. Лебедєв В.І. Будівельні конструкції: Навчальний посібник. Київ: Вища школа, 2011. 280 с.

5. Ковальчук П.П. Технологія будівельного виробництва. Київ: Освіта, 2012. 320 с.

6. Глазирін В.М. Надійність і довговічність будівельних конструкцій. Харків: Будівельник, 2009. 215 с.

7. Савченко О.М. Ефективність стикових з’єднань у панельних будинках. Львів: ЛНУ, 2015. 198 с.

8. Гудименко О.В. Новітні технології монтажу великопанельних конструкцій. Дніпро: ДНУ, 2016. 164 с.

9. Баранов В.Г. Дефекти та методи їх усунення в стиках великопанельних будівель. Одеса: ОДАБА, 2013. 144 с.

10. Сучасні методи ущільнення стиків: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2017. 256 с.

11. Коваль І.О. Реконструкція житлових будинків: Монографія. Харків: ХНУБА, 2014. 320 с.

12. Нові матеріали для герметизації стиків. Будівельна механіка. №5 (2019). С. 45–52.

13. Аналіз напружено-деформованого стану стикових з’єднань. Науковий вісник будівництва. №3 (2018). С. 33–40.

14. Куцевич В.В. Вплив якості стиків на теплоізоляційні характеристики будинку. Тернопіль: ТНТУ, 2017. 192 с.

15. Панченко О.А. Контроль якості стикових з'єднань у панельному будівництві. Запоріжжя: ЗНТУ, 2016. 178 с.

16. ДСТУ Б В.2.6-212:2016. Будівельні конструкції. Вимоги до стиків панельних будівель. Київ: Мінрегіон України, 2016. 80 с.

17. Технологія монтажу панельних будівель: збірник наукових статей. Київ: КНУБА, 2015. 234 с.

18. Сучасні тенденції в панельному будівництві. Журнал "Будівельна інженерія". №2 (2019). С. 27–35.

19. Досвід реконструкції стиків у житлових будинках. Вісник Київського національного університету будівництва і архітектури. №1 (2020). С. 15–22.

20. Використання полімерних матеріалів у стикових з’єднаннях. Журнал "Матеріалознавство в будівництві". №4 (2018). С. 55–63.

21. Оцінка довговічності стикових з'єднань. Журнал "Надійність будівельних конструкцій". №3 (2017). С. 38–47.

22. Герметизація горизонтальних стиків: проблеми та рішення. Науковий вісник будівництва. №5 (2021). С. 69–77.

23. Використання BIM-технологій у проєктуванні стиків панельних будинків. Вісник НТУ "ХПІ". №4 (2020). С. 92–99.

24. Ремонт та модернізація горизонтальних стиків у панельних будинках. Журнал "Реконструкція та реставрація будівель". №2 (2022). С. 48–56.

25. Вплив кліматичних умов на експлуатацію стиків. Журнал "Будівельна фізика". №1 (2021). С. 21–29.

26. Методи підвищення герметичності стикових з'єднань. Будівельна механіка. №6 (2020). С. 55–62.

27. Вплив технології монтажу на якість стикових з'єднань. Журнал "Будівельні технології". №3 (2019). С. 33–40.

28. Випробування стикових з'єднань на міцність. Журнал "Технічна діагностика". №5 (2018). С. 44–51.

29. Європейські стандарти стикових з’єднань. Вісник будівництва Європи. №2 (2021). С. 71–78.

30. Теплоізоляція панельних будинків через модернізацію стиків. Журнал "Енергоефективність у будівництві". №4 (2020). С. 63–70.

31. Вплив часу експлуатації на герметичність стиків. Журнал "Будівельна хімія". №3 (2019). С. 29–36.

32. Нормативне регулювання стикових з’єднань. Вісник архітектури та будівництва. №5 (2020). С. 83–90.

33. Використання наноматеріалів у стикових з'єднаннях. Журнал "Новітні матеріали в будівництві". №1 (2021). С. 47–55.

34. Стандарти ЄС щодо стикових з’єднань. Журнал "Будівництво і проектування". №4 (2020). С. 38–46.

35. Випробування стиків на водонепроникність. Журнал "Гідроізоляція". №2 (2018). С. 57–65.

36. Вплив динамічних навантажень на стикові з'єднання. Журнал "Механіка будівель". №3 (2020). С. 41–49.

37. Вплив стиків на загальну жорсткість конструкції будівлі. Вісник інженерної механіки. №5 (2019). С. 32–39.

38. Нові методи герметизації стикових з'єднань. Журнал "Будівельна хімія". №6 (2021). С. 22–30.

39. Використання гнучких зв’язків у стиках панельних будинків. Вісник будівельної інженерії. №1 (2020). С. 17–24.

40. Тестування та контроль якості стикових з'єднань. Журнал "Контроль якості будівельних матеріалів". №4 (2018). С. 66–74.

41. Металеві конструкції: Підручник для студентів вищих навчальних закладів / Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський Л.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Бєлов І.Д.,Володимирський В.О. Видання 2-е. Київ: Сталь, 2010. 869 с.

42. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморкалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних

залізобетонних елементів за ДБН В. 2.6-98: 2009: Методичні вказівки. Київ:КНУБА, 2012. 62с.

43. Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-23-95. Київ: Держкоммістобудування України, 1996. 15 с.

44. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012. – [Чинний з 01.07.2013 р.].

45. Основи і фундаменти будівель та споруд: ДБН В.2.1-10:2018. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.

46. Araldsen P.O. Rosen E.M. The finite element method using superelements. The SESAM-69 system// conf On Modern and design. Berkley: University of California, sept. 1970.

47. Freyssinet E. The deformation of concrete. «Magazine of Concrete Research», v. 16, №2, 1952.

48. Grassam N.S. Experiments of concrete under combined tending and torsion. «Proc. Inst, of Civil Eng.», № 2, part 1, 1956.

49. Kollbrunner C.F., Meister M. Knicken, springer V., Berlin. 1955, Ausbeulen. 1958.

50. Lagrange J.L. Miscellanea taurinensia. №5. 1773.

51. Mises R.V., ztschr F.angew. Math, and Mech.3, 406, 1923.171a. Mohr O. " Abhandlungen aus dem Gebiete der Technixium Mechanic". Berlin. 1915.

52. Nicolai E.L. Ztschr.F. angew Math. u. Math. u. Mech.3 ,227,1923.

53. Pflüger A. Stabilitätsprobleme der Elastostatik, springer V., Berlin. 1950.

54. Richard, Brandtzaeg and Brown. The failure of plan and spirally reinforced concrete in compression. // University of Illinois Bull //, № 190, IV, 1929.

55. Ritz W. Über eien neue Method zur Lösung geruisser Variationprobleme der mathem. Physic. Journ. fur r. und angew. Mathem. Bd . 135, 1908.

56. Shnley f.R. Weight-strength analysis of aircraft structures, N.Y. 1952.

57. Steibruck co. innerstadtischer Wohnungsbau in Dresden// Architektur der DDR. Berlin 36. 1987. №l.-s.23-27.

58. Tetmayer L.V. Die Cesetze der Knickungs und der Zusammengesetzten Druckfestigkeit. 3 Auflage, Leipzig und wien. 1903.

59. Trefiz E., Ein Genegstück zum Ritzschen Verfahren. Verh. des. 2 Int. Kongr. für technische Mechanic. Zürech, 1926.