



УКРАЇНА

(19) UA

(11) 110298

(13) C2

(51) МПК

E04B 1/18 (2006.01)

E04B 5/43 (2006.01)

E04B 1/21 (2006.01)

ДЕРЖАВНА СЛУЖБА  
ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ  
ВЛАСНОСТІ  
УКРАЇНИ

## (12) ОПИС ДО ПАТЕНТУ НА ВІНАХІД

(21) Номер заявки: а 2014 10072

(22) Дата подання заявки: 15.09.2014

(24) Дата, з якої є чинними  
права на винахід: 10.12.2015(41) Публікація відомостей  
про заявку: 25.12.2014, Бюл.№ 24(46) Публікація відомостей  
про видачу патенту: 10.12.2015, Бюл.№ 23

(72) Винахідник(и):

Червонобаба Григорій Вікторович (UA),  
Азараєв Володимир Васильович (UA)

(73) Власник(и):

Червонобаба Григорій Вікторович,  
бул. Шахтобудівельників, 7-а, кв. 168, м.  
Донецьк, 83052 (UA),  
Азараєв Володимир Васильович,  
вул. Річна, 4, кв. 32, м. Донецьк, 83005 (UA)

(74) Представник:

Голуб Володимир Григорович, реєстр.  
№54(56) Перелік документів, взятих до уваги  
експертизою:  
Комплексная строительная система КУБ-2,5  
[Інтернет-публікація], URL: < <http://www.kub-rostov.ru/> (збережено WayBack Machine:  
13.12.2013, знайдено 17.12.2014),  
UA 99847 C2, 10.10.2012,  
RU 2247812 C2, 10.03.2005,  
UA 18801 U, 15.11.2006,  
UA 37561 U, 25.11.2008,  
UA 93439 C2, 10.02.2011,  
RU 2112117 C1, 27.05.1998,  
RU 2052591 C1, 20.01.1996,  
SU 1606629 A1, 15.11.1990,  
US 3354593 A, 28.11.1967,  
Микитенко С.М. Аналіз основних  
розрахункових положень збірно-  
монолітного безбалкового без капітельного  
каркаса. /Микитенко С.М. // Збірник  
наукових праць (галузеве  
машинобудування, будівництво). Вип. 4(39).  
Т.1 - 2013.- ПолтНТУ.

UA 110298 C2

## (54) БЕЗРИГЕЛЬНИЙ КАРКАС БУДІВЛІ, СПОРУДИ

## (57) Реферат:

Безригельний каркас будівлі споруди включає колони, що розміщені по сітці плану і виконані з кутовим і/або тавровим, і/або хрестоподібним поперечними перерізами, надколонні плити перекриття, що розташовані між верхніми торцями нижніх колон і нижніми торцями верхніх колон і з'єднані з зазначеними торцями колон вільним спіранням через плоскі горизонтальні стикові шви, міжколонні плити перекриття, що розташовані між надколонними плитами перекриття і з'єднані з ними, при цьому колони виконані з дотриманням умов наступних співвідношень:  $(e_i + e_{sbi}) > W_i / F_i$ ,  $P_i(e_{max} - e_i) > Q_i H_i$ , де:  $e_i$  - ексцентриситет прикладення до i-тої

колоні подовжньої сили при відсутності сейсмічного впливу,  $e_{sbi}$  - ексцентриситет прикладення до  $i$ -тої колони подовжньої сили в результаті сейсмічного впливу середньої та великої інтенсивності,  $W_i$  - осьовий момент опору поперечного перерізу  $i$ -тої колони відносно осі, що перпендикулярна лінії, яка проходить через точку прикладення сумарної подовжньої сили і центр тяжіння поперечного перерізу  $i$ -тої колони,  $F_i$  - загальна площа поперечного перерізу  $i$ -тої колони,  $P_i$  - подовжня сила, що прикладена до  $i$ -тої колони при відсутності сейсмічного впливу,  $e_{max}$  - ексцентриситет прикладення до  $i$ -тої колони сумарної подовжньої сили у напрямку сейсмічного впливу, величина якого рівна відстані від центру тяжіння перерізу  $i$ -тої колони до зони перерізу з максимальними напругами,  $Q_i$  - максимальна горизонтальна сила в результаті сейсмічного впливу, що прикладена до  $i$ -тої колони у вузлі з'єднання колони з надколонною плитою перекриття,  $H_i$  - відстань між торцями  $i$ -тої колони,  $K_i$  - коефіцієнт, що враховує характер зміни величини, напрямку і терміну дії горизонтальної сили  $Q_i$ , прикладеної до  $i$ -тої колони у вузлі з'єднання колони з надколонною плитою перекриття.

Технічним результатом є підвищення сейсмічної стійкості будівлі, споруди в умовах сейсмічних впливів середньої та великої інтенсивності без використання додаткових елементів в конструктивній схемі будівлі, споруди.

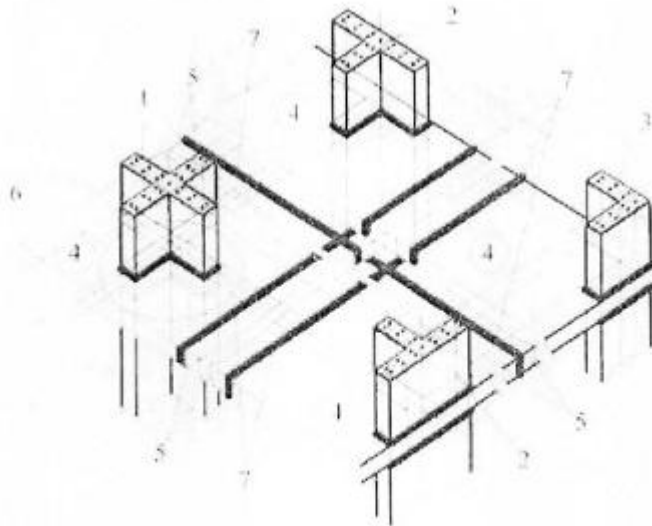


Fig. 4

Винахід належить до будівництва, зокрема до конструкцій збірно-каркасних будівель і споруд, і може бути використаний при спорудженні житлових, громадських, промислових будівель і споруд з безригельними каркасами.

5 Безригельні каркаси в даний час є альтернативою традиційним схемам будівництва збірно-каркасних будівель і споруд.

Прикладом застосування безригельних каркасів є будівельна система збірно-каркасних будівель серії "КУБ-2,5", що пройшла узгодження і отримала схвалення Держбуду РФ, Міністерства будівництва, архітектури і ЖКХ РФ.

10 Серія збірно-каркасних будівель "КУБ-2,5" освоєна ТОВ "КУБ Систем", ТОВ "КУБ Строй", ТОВ "ПСК-КУБ" (Москва), ТОВ "КУБ Строй СПб" (Санкт-Петербург).

Від традиційних збірно-каркасних систем будівельна система "КУБ-2,5" відрізняється, перш за все, відсутністю ригелів, а також використанням колон без виступаючих частин. Плити перекриття, залежно від розташування, підрозділяються на надколонні і міжколонні. Просторова жорсткість конструкції забезпечена монолітним зв'язком елементів (плит перекриття і колон) і, при необхідності, включенням в будівельну систему додаткових зв'язків і діафрагм.

15 В основу системи безригельного каркаса "КУБ-2,5" поставлена конструкція вузла з'єднання двох основних елементів - плити перекриття і колони з використанням заставної деталі - сталевий обичайки, з'єднаної з арматурою плити перекриття. Бетон в даному вузлі працює в умовах всебічного стиску, внаслідок чого відбувається його самозміцнення. Це дає можливість виключити ванне зварювання в стику колон. У вузлі присутні лише монтажні шви.

20 Монтаж каркаса виконують в наступному порядку. Спочатку встановлюють і вивіряють колони, потім на проектну відмітку встановлюють надколонні плити перекриття і монтують міжколонні плити перекриття "насухо". Після установки арматури в швах між плитами замонолічують бетоном вузли з'єднання надколонних плит перекриття і колон, а також шви між плитами перекриття.

Будівельна система безригельного каркаса "КУБ-2,5" може використовуватися для будівництва практично всього спектра споруд: житлових і громадських будівель, промислових споруд, складських комплексів і т.д.

30 Будівельна система безригельного каркаса "КУБ-2,5" порівняно з традиційними схемами будівництва збірно-каркасних будівель і споруд має наступні переваги:

- високий рівень індустріалізації - технологія виготовлення елементів будівель максимально переносить затрати праці будівельників в цехові умови, тим самим значно зменшуючи на будівельному майданчику ризики як природних, так і людських факторів;

35 - висока продуктивність монтажу - використовуються всього два типи простих і не трудомістких з'єднань: "колона-плита" і "плита-плита", тобто мінімально фізично можлива кількість, що сприяє прискоренню монтажу; не вимагається особливої підготовки монтажників, всі процедури по монтажу носять стандартний характер; бригада з 5 чоловік монтує в зміну до 300 м<sup>2</sup> перекриття;

40 - скорочення кількості зварювальних робіт - зварювальні роботи виконують лише для приварювання чотирьох сполучних деталей у вузлі "колона-плита";

- скорочення кількості бетону в процесі монтажу - кількість бетону мінімальна, так як бетон потрібний лише для закладення швів між плитами і замонолічування вузла з'єднання "колона-плита";

45 - різноманітність і свобода архітектурних рішень - міжповерхові перекриття можуть приймати найрізноманітніші форми, вирішувати будь-які архітектурні задачі по проектуванню житлових, громадських або промислових будівель.

Конструкції безригельних каркасів будівель і споруд широко представлені в патентній інформації. Як аналоги, можна привести приклади наступних рішень.

50 За авторським свідоцтвом СРСР № 1606629, МПК E04B 5/43, дата подання заявки 1988.06.27, відоме безбалкове перекриття, що включає надколонні плити перекриття з центральним отвором для розміщення на колонах, міжколонні плити перекриття, що мають опорні ділянки, якими вони обпираються на надколонні плити.

На колонах змонтовані надколонні плити перекриття, що мають в центральній частині отвір. Бокові грані надколонних плит виконані у вигляді сходинки, середня частина утворює опорний столик. На надколонні плити обпираються двома своїми протилежними краями міжколонні плити. На бокових гранях цих плит на всій їх довжині утворені "четверті", якими ці плити обпираються на надколонні плити.

60 Вузол з'єднання колон з надколонними плитами перекриття включає отвір в надколонній плиті, в якому розміщується колона. Зазначений отвір має обрамлення у вигляді сталевий обичайки. Після установки колони в отвір вузол з'єднання замонолічують.

Монтаж перекриття виконують в наступному порядку.

На колони зверху встановлюють надколонні плити. Потім на надколонні плити укладають міжколонні плити таким чином, що "четверті" цих плит опираються на столики бокових граней надколонних плит.

5 Відомий також безригельний залізобетонний каркас будівлі за патентом Російської Федерації № 2247812, МПК7 E04B 1/18, E04B 5/43, дата подання заявки 2001.04.03, власник патенту ТОВ "Науково-проектне товариство "КУБ", м. Москва.

Безригельний залізобетонний каркас будівлі містить надколонні і міжколонні плити, і збірні по висоті колони. Надколонні плити виготовлені з отворами, через які проходять колони. В місцях перерізу колон і надколонних плит перекриття арматура колон та надколонних плит перекриття оголена. Отвори в надколонних плитах виконані з обичайками, які прикріплені до робочої арматури колон. В місцях стику двох роздільних ділянок колон з надколонними плитами оголена арматура верхньої колони виконана в вигляді петельного випуску, а нижньої - в вигляді арматурних стержнів. В місцях перерізу надколонних плит перекриття і колон оголена арматура колон замоноличена з оголеною арматурою надколонних плит перекриття.

10 На ребрах надколонних плит утворені полицки і опорні столики, а суміжні міжколонні плити виконані з відповідними консолями, що забезпечує можливість з'єднання надколонних і міжколонних плит між собою. В ребрах плит виконані арматурні петельні випуски, довжина яких не перевищує ширину полицки. При монтажі плит між петельними випусками пропускають стержні, столики, консолі, петельні випуски та стержні замоноличують бетоном.

20 Надколонні плити безпосередньо "надіті" і опираються на колони. На надколонні плити опираються міжколонні плити. Обидва типи плит виконані плоскими, позбавленими ребер, капітелей і інших потовщень в зоні обпирання на колони або одна на одну. Колони виконані постійного перерізу по висоті, позбавлені яких-небудь капітелей або виступаючих за їх габарити хомутів в зоні обпирання плит перекриття.

25 Монтаж каркаса здійснюється в наступному порядку.

Спочатку виставляються в проектне положення колони. Потім на них монтують надколонні плити, після чого встановлюють міжколонні плити. При монтажі застосовують монтажні стійки.

30 Установку надколонної плити на колону проводять за допомогою монтажного кондуктора, який заздалегідь встановлюють в отворі, що виконаний в колоні. Встановлена на проектну відмітку надколонна плита прикріплюється до колони за допомогою зварювання обичайки з арматурою колони. Якщо в рівні установки надколонної плити проводиться стикування верхньої і нижньої частин колони, то петельна арматура верхньої колони зварюється із стрижнями нижньої колони. Потім вузол стику замоноличують бетоном.

35 Установка міжколонних плит в проектне положення проводиться на опорні столики надколонних плит. При монтажі міжколонних плит арматурні петельні випуски перехльостують один одного, утворюючи просвіт, через який пропускають горизонтальні стержні. Стик замоноличують бетоном.

40 Загальними ознаками зазначених аналогів і рішення, що заявляється, є: безригельний каркас будівлі, споруди, що містить колони, надколонні плити перекриття, що опираються на колони, міжколонні плити перекриття, що розташовані між надколонними плитами перекриття, вузли з'єднання колон з надколонними плитами перекриття і вузли з'єднання плит перекриття між собою.

45 Конструкції безригельних каркасів по приведених аналогам не дозволяють повною мірою реалізувати потенційні переваги будівельних систем безригельних каркасів із наступних причин.

В зазначеній конструкції жорсткість каркаса і опірність продавлюючим навантаженням обмежені, оскільки обпирання надколонної плити перекриття на колону здійснюється лише через штучно створений в умовах будівельного майданчика сполучний вузол, локалізований в межах поперечного перерізу колони, геометрія і конструктивні особливості якого не дозволяють 50 сприймати значні згинаючі моменти і осьові навантаження.

Необхідність зварювання деталей та замоноличування вузла з'єднання колон з надколонними плитами перекриття збільшує трудомісткість монтажу і витрати бетону на будівельному майданчику; крім того, замоноличування зазначеного вузла, як найвідповідальнішого вузла каркаса, вимагає високої культури виробництва і строгого 55 контролю, що обмежено в умовах будівельного майданчика.

Конструкція каркаса має недостатню сейсмічну стійкість. Для забезпечення сейсмічної стійкості конструкцію необхідно доповнювати додатковими конструктивними елементами (зв'язки, діафрагми, демпфери коливань та інші засоби забезпечення сейсмічної стійкості), що погіршує економічні показники будівництва, приводить до перевитрат будівельних матеріалів і 60 обмежень архітектурно планувальних рішень.

Як прототип вибрано безригельний каркас будівлі, споруди, що відомий за патентом України на винахід № 99847, МПК E04B 1/18, E04B 5/43, E04B 1/21, дата подання заявки 09.08.2010.

Безригельний каркас містить колони, надколонні плити перекриття, що розташовані між верхніми торцями нижніх колон і нижніми торцями верхніх колон, міжколонні плити перекриття, що розташовані між надколонними плитами перекриття, вузли з'єднання колон з надколонними плитами перекриття і вузли з'єднання надколонних та міжколонних плит перекриття між собою.

Колони виконані з кутовим і/або тавровим, і/або хрестоподібним поперечними перерізами, відповідно до їх розташування на плані будівлі. Таке виконання колон реалізує можливість обпирання плит перекриття на торці колон із збільшеною площею обпирання без застосування виступаючих консольних елементів, як на колонах, так і на плитах перекриття. Колони кутової, таврової чи хрестоподібної форми в поперечному перерізі є просторово стійкими вертикальними елементами, що сприймають як вертикальні, так і горизонтальні навантаження.

Габаритні розміри поперечного перерізу колон відповідають наступному співвідношенню:  $e_i < W_i/F_i$ , де  $e_i$  - ексцентриситет прикладення до  $i$ -тої колони сумарної подовжньої сили,  $W_i$  - осьовий момент опору поперечного перерізу  $i$ -тої колони відносно осі, яка перпендикулярна лінії, що проходить через точку прикладення сумарної подовжньої сили та центр ваги перерізу,  $F_i$  - загальна площа поперечного перерізу  $i$ -тої колони.

Таке виконання поперечного перерізу колон забезпечує в стикових швах з'єднання колон з надколонними плитами трикутну або трапецієподібну епюру напруг у всіх випадках сумарних вертикальних (подовжніх) сил. Тобто в стикових горизонтальних швах між колонами і надколонними плитами при всіх можливих експлуатаційних навантаженнях у вертикальному напрямі завжди діють лише напруги стискування. Це забезпечує можливість з'єднання будівельних елементів (верхній торець нижньої колони, надколонна плита перекриття, нижній торець верхньої колони у вузлі їх з'єднання) шляхом їх вільного спирання, що дозволяє відмовитись від традиційних випусків подовжньої робочої арматури на торцях колон з наступним їх з'єднанням шляхом зварювання при монтажі каркаса і застосувати площинні стикові шви з вільним спиранням в з'єднаннях колон з надколонними плитами, що знижує трудомісткість монтажних робіт на будівельному майданчику.

В торцях колон виконані глухі отвори, а в надколонних плитах перекриття - співвісні їм наскрізні отвори, в яких встановлені стержні. Зазначені стержні можуть бути виконані як направляючі стержні, що вільно встановлені в зазначених отворах, або як силові штирі, що замонолічені в зазначених отворах.

Вузли з'єднання надколонних плит перекриття з торцями колон виконані у вигляді сухих площинних стикових швів, або швів з шаром клейового розчину, або швів з шаром будівельного розчину.

Вузли з'єднання плит перекриття (надколонних та між колонних) між собою виконані у вигляді протилежних петельних арматурних випусків плит, попарно з'єднаних в'язальним дротом, а також штраб на ребрах плит, замонолічених бетоном.

Загальними ознаками прототипу та рішення, що заявляється, є: безригельний каркас будівлі, споруди, який містить колони, що розміщені по сітці плану і виконані з кутовим і/або тавровим, і/або хрестоподібним поперечними перерізами, надколонні плити перекриття, що розташовані між верхніми торцями нижніх колон і нижніми торцями верхніх колон і з'єднані з зазначеними торцями колон вільним спиранням через плоскі горизонтальні стикові шви, міжколонні плити перекриття, що розташовані між надколонними плитами перекриття і з'єднані з ними.

Рішення за прототипом забезпечує всі переваги збірних безригельних каркасних конструкцій (зменшення кількості зварювальних робіт і витрат бетону в процесі монтажу, висока продуктивність монтажних робіт, високий рівень індустріалізації та інші), однак не забезпечує стійкість будівлі, споруди в умовах сейсмічного впливу середньої та великої інтенсивності. Для забезпечення стійкості такої будівлі в зазначених умовах необхідно виконання спеціальних заходів, наприклад, введення в конструкцію додаткових конструктивних елементів, (вертикальних хрестових зв'язків між колонами, в тому числі з демпферами коливань, сейсмоізоляційних опор між надземними частинами будівлі та фундаментом і т. д.), збільшення міцності колон і надколонних плит перекриття шляхом додаткового армування, підвищення марки бетону. Такі спеціальні заходи, як правило, є технічно і економічно нераціональними, приводять до перевитрат будівельних матеріалів, ускладнення монтажних робіт, обмежень можливостей архітектурно планувальних рішень.

В рішенні за прототипом передбачено з'єднання колон та міжколонних плит перекриття шляхом вільного спирання колон та плит перекриття в стикових швах. Співвідношення  $e_i < W_i/F_i$  є умовою, що забезпечує в стикових швах тільки напруги стиснення, тобто умовою "не розкриття"

стикових швів в процесі експлуатації будівлі. Така будівельна конструкція поводить себе як монолітна конструкція (пружна коливальна система) з частотою власних коливань, межами пружного деформування та особливостями пластичної деформації конструкції. Тобто в умовах сейсмічного впливу в такій будівельній конструкції значна частина енергії сейсмічного впливу

буде перетворюватися в потенційну енергію напруженого стану конструкційних елементів будівлі, інша частина енергії сейсмічного впливу буде розсіюватися (поглинатися) за рахунок непружних деформацій елементів будівельної конструкції з деяким рівнем руйнування будівлі.

При зростанні інтенсивності сейсмічних впливів до середніх чи значних величин стає проблематичним зберігання трапецієподібних чи трикутних епюр вертикальних напружень стиску в з'єднаннях торців колон з надколонними плитами перекриття (в з'єднаннях плоскими горизонтальними стиковими швами шляхом вільного спирання). Виникає небезпека некерованого розкривання стикових швів, яка зростає в міру зростання сейсмічних навантажень.

Забезпечення сейсмічної стійкості в таких умовах може бути досягнуто шляхом:

- підвищення міцності несучих елементів конструкції, що досягається збільшенням розмірів поперечних перерізів і/або міцності матеріалів; при цьому збільшується маса будівельної конструкції, що призводить до збільшення зусиль від сейсмічних впливів (підвищення міцності не супроводжується пропорційним підвищенням сейсмостійкості); збільшення розмірів поперечного перерізу колон супроводжується геометричними обмеженнями, врахування яких перетворює систему безригельного каркаса до геометрично неприйнятної абсурдної стану.

- введення у будівельну конструкцію спеціальних елементів для поглинання та розсіювання енергії сейсмічного впливу (інерційні демпфери, різновиди гістерезисних демпферів, пружно-пластичні сталеві чи свинцеві елементи, шви ковзання або гумово-металеві опори для ізолювання надземної частини будівельної конструкції від фундаменту та інше), що істотно ускладнює будівельну конструкцію та її експлуатацію.

Відповідно до міжнародної шкали сейсмічної інтенсивності «MSK-64» до сейсмічних впливів середньої інтенсивності (VII-VIII балів) відносяться впливи, від яких в будівлях, спорудах виникають зусилля, здатні привести до значних пошкоджень. До сейсмічних впливів великої інтенсивності (IX балів і вище) відносяться впливи, від яких в будівлях, спорудах виникають зусилля, здатні привести до неприйнятних пошкоджень і повного руйнування.

В основу винаходу поставлена задача удосконалення безригельного каркаса будівлі, споруди, в якому за рахунок конструктивних рішень забезпечується підвищення сейсмічної стійкості будівлі, споруди в умовах сейсмічних впливів середньої та великої інтенсивності без використання додаткових елементів в конструктивній схемі будівлі, споруди, що забезпечує техніко-економічну раціональність конструкції.

Поставлена задача вирішується тим, що в безригельному каркасі будівлі, споруди, який містить колони, що розміщені по сітці плану і виконані з кутовим і/або тавровим, і/або хрестоподібним поперечними перерізами, надколонні плити перекриття, що розташовані між верхніми торцями нижніх колон і нижніми торцями верхніх колон і з'єднані з зазначеними торцями колон вільним спиранням через плоскі горизонтальні стикові шви, міжколонні плити перекриття, що розташовані між надколонними плитами перекриття і з'єднані з ними, відповідно до винаходу колони виконані з дотриманням умов наступних співвідношень:  $(e_1 + e_{sbi}) > W_i / F_i$ ,  $P_i(e_{max} - e_i) > Q_i H_i K_i$ , де:  $e_i$  - ексцентриситет прикладення до і-тої колони подовжньої сили при відсутності сейсмічного впливу,  $e_{sbi}$  - ексцентриситет прикладення до і-тої колони подовжньої сили в результаті сейсмічного впливу середньої та великої інтенсивності,  $W_i$  - осьовий момент опору поперечного перерізу і-тої колони відносно осі, що перпендикулярна лінії, яка проходить через точку прикладення сумарної подовжньої сили і центр тяжіння поперечного перерізу і-тої колони,  $F_i$  - загальна площа поперечного перерізу і-тої колони,  $P_i$  - подовжня сила, що прикладена до і-тої колони при відсутності сейсмічного впливу,  $e_{max}$  - ексцентриситет прикладення до і-тої колони сумарної подовжньої сили у напрямку сейсмічного впливу, величина якого рівна відстані від центру тяжіння перерізу і-тої колони до зони перерізу з максимальними напругами,  $Q_i$  - максимальна горизонтальна сила в результаті сейсмічного впливу, що прикладена до і-тої колони у вузлі з'єднання колони з надколонною плитою перекриття,  $H_i$  - відстань між торцями і-тої колони,  $K_i$  - коефіцієнт, що враховує характер зміни величини, напрямку і терміну дії горизонтальної сили  $Q_i$ , прикладеної до і-тої колони у вузлі з'єднання колони з надколонною плитою перекриття.

Зазначені ознаки є суттєвими ознаками винаходу.

Плоскі горизонтальні стикові шви доцільно виконати з прокладками, що додатково підвищує сейсмічну стійкість будівлі, споруди.

Прокладки можуть бути пружними та/або пластичними.

Пластичні прокладки дозволяють зменшити концентрації напружень у стиках, які пов'язані з недосконалостями виготовлення та монтажу контактуючих елементів.

Наявність пружних прокладок дозволяє за рахунок підбору їх жорсткості регулювати динамічний відклик (реакцію) системи при сейсмічному впливі і зменшувати інерційні сили. Крім того, пружні прокладки, при взаємних поворотах контактуючих елементів, дозволяють підвищити площу контакту і знизити напруження. Модуль пружності прокладок приймається значно нижчим за модуль пружності матеріалу перекриття та колон.

Прокладки можуть бути виконані одношаровими або багатошаровими. Доцільність виконання прокладок у вигляді декількох шарів пов'язана з тим, що частина прокладок може мати переважно пружні властивості, а частина переважно пластичні властивості, за рахунок чого на етапі будівництва досягається нівелювання можливих геометричних недосконалостей елементів стику, а також підвищуються дисипативні властивості системи (здатність розсіювати енергію, що передається на будівлю при сейсмічних впливах).

Шари багатошарових прокладок можуть бути виконані з різною товщиною. За рахунок зміни товщини прокладок можна регулювати їх жорсткість і, відповідно, регулювати динамічний відклик (реакцію) будівельної системи при сейсмічному впливі і зменшувати інерційні сили.

Прокладки можуть бути виконані із змінною жорсткістю в напрямі від центру тяжіння до периферії в плановій площині. У зв'язку з тим, що при дії сейсмічного впливу при взаємних поворотах елементів стику, додаткові напруження виникають переважно у периферійних зонах стикових швів, доцільно ці зони частково розвантажити. Це досягається тим, що прокладки в центральній зоні стику виконуються з більшою жорсткістю.

Змінна поздовжньої жорсткості прокладок в напрямі від центру тяжіння до периферії може бути забезпечена шляхом виконання їх із змінною товщиною, або виконання в прокладках отворів різного діаметра.

Між шарами багатошарових прокладок можуть бути виконані фрикційні прошарки, якщо коефіцієнти тертя між окремими шарами прокладок будуть недостатніми для забезпечення сумісної роботи при зсуві і попередження неконтрольованого горизонтального переміщення.

Причинно-наслідковий зв'язок суттєвих ознак винаходу з результатом, що досягається (підвищення сейсмічної стійкості будівлі, споруди в умовах сейсмічних впливів середньої та великої інтенсивності без використання додаткових елементів в конструктивній схемі будівлі, споруди), пояснюється наступним.

Рішення, що заявляється, засновано на принципі перетворення енергії сейсмічного впливу в потенційну енергію положення елементів конструкції (не в потенційну енергію напруженого стану елементів конструкції, як в прототипі) за рахунок можливості вільного та безпечного для будівлі, споруди переміщення її конструктивних елементів (блоків) у вертикальному напрямку при сейсмічній дії з наступним їх поверненням в вихідне (стаціонарне) положення за рахунок дії сил гравітації. Зміна положення (підйом) реалізується за рахунок повороту колон (розкриття стиків колон в умовах вільного спирання) відносно їх крайніх точок. Це є принциповою різницею в перетворенні (поглинанні) енергії сейсмічного впливу: в рішенні, що заявляється - в потенційну енергію положення елементів конструкції, в рішенні за прототипом - в потенційну енергію напруженого стану елементів конструкції.

В рішенні, що заявляється, енергія сейсмічного впливу  $E_{\text{сейсм}}$  перетворюється в потенційну енергію положення (не в потенційну енергію напруженого стану) конструктивних елементів (блоків) будівлі  $\Delta E_{\text{потенц}}$ , яка визначається формулою  $\Delta E_{\text{потенц}} = \sum m_i g \Delta h_i$ , де  $m_i$  - маса  $i$ -того конструктивного елемента (блока) будівлі,  $g$  - прискорення земного тяжіння,  $\Delta h_i$  - переміщення  $i$ -того конструктивного елемента (блока) будівлі у вертикальному напрямку в результаті сейсмічній дії. Потенційна енергія положення будівлі, споруди збільшується за рахунок поглинання (перетворення) енергії сейсмічного впливу. Після сейсмічного впливу конструктивні елементи (блоки) будівлі, споруди вільно та безпечно для споруди повертаються в вихідне (стаціонарне) положення за рахунок дії сил гравітації.

Можливість вільного та безпечного для будівлі переміщення її конструктивних елементів (блоків) у вертикальному напрямку з перетворенням енергії сейсмічного впливу в потенційну енергію положення конструктивних елементів (блоків) будівлі з наступним безпечним поверненням елементів (блоків) будівлі в вихідне (стаціонарне) положення забезпечується зазначеними співвідношеннями:  $(e_i + e_{\text{sbi}}) > W_i / F_i$ ,  $P_i(e_{\text{max}} - e_i) > Q_i H_i K_i$ .

Співвідношення  $(e_i + e_{\text{sbi}}) > W_i / F_i$  є умовою розкриття стиків колон при дії сейсмічних впливів середньої та великої інтенсивності (можливість вертикального переміщення конструктивних елементів будівлі з перетворенням енергії сейсмічного впливу в потенційну енергію положення елементів будівлі).

Співвідношення  $P_i(e_{\max}-e_i) > Q_i H_i K_i$  обмежує величину розкриття стиків до наперед заданої величини, тобто попереджує можливість перекидання конструктивних елементів (блоків) будівлі та забезпечує безпечне повернення елементів (блоків) будівлі, в вихідне (стаціонарне) положення після сейсмічного впливу.

5 Розсіювання енергії сейсмічного впливу в пропонованій конструкції безригельного каркаса відбувається на всіх несучих елементах системи на відміну від відомих систем захисту будівель від сейсмічних впливів

Залежності  $(e_i + e_{sbi}) > W_i / F_i$ ,  $P_i(e_{\max}-e_i) > Q_i H_i K_i$  є критеріями при проведенні перевірочних розрахунків. Спочатку створюється розрахункова модель, в якій всі параметри є заданими. Далі, виконуються перевірочні розрахунки, результати яких порівнюються з заданими критеріями. У разі невиконання критеріїв у розрахунковій моделі змінюються один або декілька параметрів, і проводиться повторний перевірочний розрахунок. Підбір параметрів будівельної системи та перевірочні розрахунки виконуються доти, поки параметри будівельної системи не будуть відповідати зазначеним критеріям.

15 Фізичний зміст коефіцієнта  $K_i$ , який присутній в залежності  $P_i(e_{\max}-e_i) > Q_i H_i K_i$  виражається в наступному: коефіцієнт  $K_i$  враховує динаміку зміни величини, напрямку і терміну дії горизонтальної сили сейсмічного впливу  $Q_i$ . Залежність  $P_i(e_{\max}-e_i) > Q_i H_i K_i$  являє собою рівняння рівноваги моментів всіх сил відносно точки, навколо якої здійснюється провертання колони при сейсмічному впливі.

20 Сила  $P_i$ , що входить у ліву частину зазначеної залежності, за характером є постійною статичною величиною, а сила  $Q_i$ , що входить у праву частину залежності є змінною динамічною величиною.

У залежність  $P_i(e_{\max}-e_i) > Q_i H_i K_i$  входить максимальне (амплітудне) значення горизонтальної сили сейсмічного впливу  $Q_i$  ( $Q_i$  - максимальна горизонтальна сила в результаті сейсмічного впливу, що прикладена до  $i$ -тої колони у вузлі з'єднання колони з надколонною плитою перекриття). Очевидно, що результат дії горизонтальної статичної сили з величиною  $Q_i$ , буде відрізнятися від результату дії горизонтальної динамічної сили з амплітудним значенням  $Q_i$ . Приведення максимального (амплітудного) значення динамічної горизонтальної сили сейсмічного впливу  $Q_i$  до еквівалентного за результатом дії значення горизонтальної статичної сили (позначимо його  $Q_{i\text{екв}}$ ) виконується з використанням коефіцієнта  $K_i$ :  $Q_{i\text{екв}} = Q_i K_i$  або  $K_i = Q_{i\text{екв}} / Q_i$ .

Тобто, залежність  $P_i(e_{\max}-e_i) > Q_i H_i K_i$  може бути представлена в вигляді:

$$P_i(e_{\max}-e_i) > Q_{i\text{екв}} K_i,$$

35 де  $Q_{i\text{екв}}$  - величина горизонтальної статичної сили, дія якої на будівельну конструкцію еквівалентна дії динамічної сили з максимальним (амплітудним) значенням  $Q_i$ .

Розрахунки виконують за відомою методикою, в основу якої покладено критерій рівності імпульсів сили статичної та сили динамічної (умова еквівалентності дії зазначених сил на будівельну конструкцію). Розрахунки виконують з використанням відомих програмних комплексів.

40 Підтвердження технічного результату шляхом порівняння двох наступних схем будівельних конструкцій:

а) - перша схема з ознаками рішення, що заявляється (будівельна конструкція що виконана з вільним спиранням колон в стикових швах, можливості "розкриття" яких забезпечені співвідношенням  $(e_i + e_{sbi}) > W_i / F_i$  і обмежені співвідношенням  $P_i(e_{\max}-e_i) > Q_i H_i K_i$ ; в такій конструкції енергія сейсмічного впливу перетворюється в потенційну енергію положення конструкційних елементів будівлі за рахунок їх вертикального переміщення з наступним її розсіюванням при поверненні елементів будівлі в вихідне (стаціонарне) положення;

б) - друга схема з ознаками прототипу (будівельна конструкція з вільним спиранням колон в стикових швах, в яких мають місце тільки напруги стиснення, можливості "розкриття" яких виключені співвідношенням  $e_i < W_i / F_i$ ); в такій конструкції енергія сейсмічного впливу перетворюється в потенційну енергію напруженого стану елементів конструкції та частково розсіюється (поглинається) за рахунок не пружних деформацій елементів будівельної конструкції.

55 Горизонтальне навантаження від сейсмічних впливів приймалося у відповідності з параметрами сейсмічного впливу, описаного акселерограмою  $Vb6r$  (табл. 6.10 ДБН В 1.1-12:2014).

60 Результати розрахунків за відомими методиками показують, що застосування технічного рішення у відповідності з прототипом в умовах сейсмічних впливів з інтенсивністю до 9 балів вимагає неприйнятного збільшення габаритів колон, перетворює їх в перехресні стіни зі значними додатковими витратами матеріалів.



Для будівельної конструкції з ознаками рішення, що заявляється, габаритний розмір поперечного перерізу колони в умовах сейсмічного впливу до 9 балів є не більше 1,5 м. При використанні технічного рішення за прототипом габаритний розмір поперечного перерізу колони в умовах сейсмічного впливу до 9 балів при інших рівних умовах повинен бути збільшений до

5 величин 2,3 м, 5 м, 8 м для інтенсивностей 7, 8 і 9 балів відповідно, що неприйнятно і потребує введення в конструкцію додаткових конструкційних елементів та вузлів.

Проведені дослідження чутливості зазначених вище будівельних конструкцій (конструкції за прототипом та конструкції, що заявляється) до частотної характеристики сейсмічного впливу шляхом комп'ютерного моделювання результатів сейсмічного впливу на будівельні конструкції з використанням відомої програми LIRA10. Як критерій чутливості використовувалися спектри реакції прискорення. Наявність на графіках спектра реакції прискорення нерівномірностей у вигляді сплесків є критерієм чутливості конструкції до сейсмічних впливів з відповідними частотами.

Відсутність значних піків (сплесків) прискорення в конструкції, що заявляється, свідчить про

15 нечутливість конструкції до частотної характеристики сейсмічного впливу.  
Забезпечення сейсмічної стійкості будівлі, споруди шляхом перетворення енергії сейсмічного впливу в потенційну енергію положення конструкційних елементів (блоків) будівлі, споруди має наступні переваги в порівнянні з відомими рішеннями:

- не потрібно вводити в будівельну схему додаткові, як правило, дорогі конструкційні

20 елементи та вузли (демпфери, ізолятори та інше);  
- величина енергії сейсмічного впливу, що може бути перетворена в інші види енергії з наступним розсіюванням, набагато більше, ніж у відомих рішеннях - в процесі задіяна маса всієї будівлі;

- діючим фактором поглинання та наступного розсіювання енергії сейсмічного впливу є сила

25 тягіння, яка діє завжди і нічого не коштує;  
- схема не чутлива до частотного складу сейсмічного впливу, тобто працездатна в умовах різноманітних землетрусів;

- забезпечується безпечне повернення конструкції у вихідне положення після завершення землетрусу.

Нижче приводиться опис безригельного каркаса будівлі, споруди, що заявляється, з посиланнями на креслення, на яких показано:

Фіг. 1 - Безригельний каркас будівлі, споруди, колона з хрестоподібним поперечним перерізом.

Фіг. 2 - Безригельний каркас будівлі, споруди, колона з тавровим поперечним перерізом.

35 Фіг. 3 - Безригельний каркас будівлі, споруди, колона з кутовим поперечним перерізом.

Фіг. 4 - Безригельний каркас будівлі, споруди, принципова монтажна схема.

Фіг. 5-7 - Безригельний каркас будівлі, споруди, приклади монтажних схем з різним поєднанням колон.

Фіг. 8 - Безригельний каркас будівлі, споруди, вузол з'єднання надколонної плити з колоною

40 з хрестоподібним поперечним перерізом.  
Фіг. 9 - Безригельний каркас будівлі, споруди, переріз А-А на фіг. 8.

Фіг. 10 - Безригельний каркас будівлі, споруди, вузол з'єднання надколонної плити з колоною з тавровим поперечним перегином.

Фіг. 11 - Безригельний каркас будівлі, споруди, переріз Б-Б на фіг. 10.

45 Фіг. 12 - Безригельний каркас будівлі, споруди, вузол з'єднання надколонної плити з колоною з кутовим поперечним перерізом.

Фіг. 13 - Безригельний каркас будівлі, споруди, переріз В-В на фіг. 12.

Фіг. 14 - Безригельний каркас будівлі, споруди, приклад з'єднання плит перекриття між собою.

Фіг. 15 - Безригельний каркас будівлі, споруди, вузол з'єднання надколонної плити з колоною з хрестоподібним поперечним перерізом, епюри напружень стиску.

Фіг. 16 - Безригельний каркас будівлі, споруди, тестові моделі, що моделюють колони безригельного каркасу.

55 Фіг. 17 - Безригельний каркас будівлі, споруди, результати розрахунків горизонтальних переміщень тестових моделей колон безригельного каркасу.

Фіг. 18 - Безригельний каркас будівлі, споруди, результати розрахунків вертикальних напружень тестових моделей колон безригельного каркаса.

Фіг. 19 - Безригельний каркас будівлі, споруди, фрагмент з монолітним зв'язком між колонами з хрестоподібним поперечним перерізом та надколонними плитами перекриття,

60 деформована схема.

Фіг. 20 - Безригельний каркас будівлі, споруди, фрагмент з вільним спиранням через плоскі стикові шви між колонами з хрестоподібним поперечним перерізом та надколонними плитами перекриття, деформована схема.

5 Фіг. 21 - Безригельний каркас будівлі, споруди, фрагменти з вільним спиранням через плоскі стикові шви між колонами з хрестоподібним поперечним перерізом та надколонними плитами перекриття, епюри напружень в стиках.

Фіг. 22 - Безригельний каркас будівлі, споруди, приклад діаграми зміни горизонтальної сили  $Q_i$  при сейсмічному впливі.

10 Фіг. 23 - Безригельний каркас будівлі, споруди, фрагмент з вільним спиранням через плоскі стикові шви між колонами з хрестоподібним поперечним перерізом та надколонними плитами перекриття, граничний стан не перекидання.

Фіг. 24 - Безригельний каркас будівлі, споруди, вузол з'єднання надколонної плити з колоною з хрестоподібним поперечним перерізом з багат шаровими прокладками.

15 Фіг. 25 - Безригельний каркас будівлі, споруди, вузол з'єднання надколонної плити з колоною з хрестоподібним поперечним перерізом з прокладкою зі змінною жорсткістю, порівняльні епюри напружень стиску.

Фіг. 26 - Безригельний каркас будівлі, споруди, план прокладки зі змінною жорсткістю.

Безригельний каркас будівлі, споруди містить колони, які виконані з хрестоподібним 1, тавровим 2, кутовим 3 поперечними перерізами (фіг. 1, 2, 3), надколонні плити перекриття 4, що  
20 обпираються на колони 1, 2, 3, міжколонні плити перекриття 5, які розташовані між надколонними плитами перекриття 4, вузли 6 з'єднання колон 1, 2, 3 з надколонними плитами перекриття 4 і вузли 7 з'єднання плит перекриття 4, 5 між собою. Колони 1, 2, 3 розташовані в кутках будівель і в місцях перерізу подовжніх і поперечних стін (фіг. 4). На фіг. 5, 6, 7 показані приклади монтажних схем каркасів з різним поєднанням колон 1, 2, 3. Так, на фіг. 5 показана  
25 монтажна схема із застосуванням колон 3 з кутовим перерізом, на фіг. 6 - колон 3 з кутовим перерізом колон 2 з тавровим перерізом, на фіг. 7 - колон 3 з кутовим перерізом, колон 2 з тавровим перегином і колон 1 з хрестоподібним перерізом.

Плити перекриття 4, 5 виконані плоскими, без ребер, капітелей і інших потовщень в зоні обпирання на колони 1, 2, 3 або одна на одну. Колони 1, 2, 3 виконані постійного перетину по  
30 висоті, позбавлені будь-яких капітелей або виступаючих за їх габарити хомутів в зоні обпирання надколонних плит перекриття 4.

Надколонні плити перекриття 4 розташовані між верхніми торцями нижніх колон 1, 2, 3 і нижніми торцями верхніх колон 1, 2, 3. і з'єднані з зазначеними торцями колон 1, 2, 3 вільним  
35 спиранням через плоскі горизонтальні стикові шви. Колони 1, 2, 3 виконані з дотриманням умов наступних співвідношень:

$$(e_i + e_{sbi}) > W_i / F_i,$$

$$P_i (e_{\max} - e_i) > Q_i H_i K_i,$$

де:  $e_i$  - ексцентриситет прикладення до  $i$ -тої колони подовжньої сили при відсутності сейсмічного впливу,  $e_{sbi}$  - ексцентриситет прикладення до  $i$ -тої колони подовжньої сили в  
40 результаті сейсмічного впливу середньої та великої інтенсивності,  $W_i$  - осьовий момент опору поперечного перерізу  $i$ -тої колони відносно осі, що перпендикулярна лінії, яка проходить через точку прикладення сумарної подовжньої сили і центр тяжіння поперечного перерізу  $i$ -тої колони,  $F_i$  - загальна площа поперечного перерізу  $i$ -тої колони,  $P_i$  - подовжня сила, що прикладена до  $i$ -тої колони при відсутності сейсмічного впливу,  $e_{\max}$  - ексцентриситет прикладення до  $i$ -тої  
45 колони сумарної подовжньої сили у напрямку сейсмічного впливу, величина якого рівна відстані від центру тяжіння перерізу  $i$ -тої колони до зони перерізу з максимальними напруженнями,  $Q_i$  - максимальна горизонтальна сила в результаті сейсмічного впливу, що прикладена до  $i$ -тої колони у вузлі з'єднання колони з надколонною плитою перекриття,  $H_i$  - відстань між торцями  $i$ -тої колони,  $K_i$  - коефіцієнт, що враховує характер зміни величини, напряму і терміну дії  
50 горизонтальної сили  $Q_i$ , прикладеної до  $i$ -тої колони у вузлі з'єднання колони з надколонною плитою перекриття.

Конструктивні особливості вузлів з'єднання 6 колон 1, 2, 3 з надколонними плитами перекриття 4 показані на фіг. 8-13, у тому числі на фіг. 8, 9 - для колони 1, на фіг. 10, 11 - для колони 2, на фіг. 12, 13 - для колони 3.

55 В торцях колон 1, 2, 3 виконані глухі отвори 8, в надколонних плитах перекриття 4 виконані співвісні отворами 8 наскрізні отвори 9, а в зазначених отворах 8, 9 вільно встановлені направляючі стержні 10 та силові штирі 11, які спрощують виставлення колон в проектне положення та підвищують жорсткість каркасу у горизонтальному напрямку, але не заважають у стикових горизонтальних швах 12 поворотам і підйомам колон 1, 2, 3 при сейсмічних впливах,  
60 що досягається відомими конструкторськими рішеннями, наприклад, влаштуванням мінімальних

вільних зазорів, або кільцевих пружних та/або пластичних прокладок в отворах 8, 9, що сприймають горизонтальні зусилля, але дозволяють колонам вільний вертикальний рух. При необхідності, в залежності від величини сейсмічних впливів, направляючі стрижні 10 та силові штирі 11 можуть бути частково, наприклад, у місцях їх проходів в надколонних плитах перекриття 4, замоноличені без перешкоджання вертикальним переміщенням колон 1, 2, 3.

У вузлах з'єднання 6 колон 1, 2, 3 з надколонними плитами перекриття 4 між надколонними плитами перекриття 4 і торцями колон 1, 2, 3 утворені стикові шви 12, які можуть бути виконані з умов вільного спирання у вигляді сухих стикових швів, або стикових швів з шаром клейового розчину, або стикових швів з шаром будівельного розчину з повним збереженням умов вільного спирання надколонних плит перекриття 4 на торці колон 1, 2, 3.

Вузли 7 з'єднання плит перекриття 4, 5 між собою можуть бути виконані за відомими конструкторськими і технологічними рішеннями. Так, на фіг. 14 показано приклад виконання вузла 7 з'єднання плит перекриття 4, 5. В ребрах плит перекриття 4, 5 виконані симетричні неглибокі штраби 13 і арматурні петельні випуски 14 з прокату періодичного профілю, довжина яких мінімізована з умов розрахункового анкерування. Петельні випуски 14 попарно сполучені по довжині в'язальним дротом 15 для підсилення анкерного ефекту. При цьому об'єми стикових швів 7 замоноличені бетоном 16. Для підсилення системи плит перекриття 4, 5 при монтажі плит 4, 5 між петельними випусками 14, що розташовані внапуск один з одним, додатково пропущені горизонтальні арматурні стержні 17, які також замоноличені бетоном 16.

На фіг. 8, 10, 12 також показані епюри 18 напруг в стикових швах з'єднання колон 1, 2, 3 з надколонними плитами 4, які з'являються в усіх випадках, коли відсутні сейсмічні впливи та мають при цьому характерну трапецієподібну форму.

На фіг. 15, показано вузол безригельного каркаса, що включає колони 1 з хрестоподібним поперечним перетином, надколонні плити перекриття 4 і горизонтальні стикові шви 12, утворені з умов вільного спирання, в яких формуються перемінні величини вертикальних напружень стиску. Показані характерні величини трапецієподібної епюри 19 вертикальних напружень стиску від звичайних експлуатаційних впливів в порівнянні з величинами трикутних епюр 20, 21 вертикальних напружень стиску, обумовлених приростами додаткових змінних складових від коливальних (знакозмінних) сейсмічних впливів невеликої інтенсивності (зони I-VI балів). У таких випадках в стикових швах 12 ділянки з нульовими напруженнями (зони відриву) повністю відсутні.

Приведені перемінні величини вертикальних напружень стиску за формою аналогічні для всіх вузлів 6 з'єднання безригельного каркаса. Однак, за рахунок динамічного відгуку (реакції) всієї системи розподіл додаткових вертикальних напружень від сейсмічних впливів по поверхх відбувається із зменшенням їх величини знизу вгору за рахунок послідовного розсіювання енергії в стикових швах.

На фіг. 16, 17 і 18 суть винаходу продемонстрована спрощеним тестовим прикладом шляхом порівняння горизонтальних переміщень і вертикальних напружень однієї моделі колон 22 з монолітними з'єднаннями 23 між поверххами по висоті будівлі, споруди на жорсткій основі 24 і іншої моделі на такій же основі 24 також з колонами 22, але розділених між поверххами і жорсткою основою 24 горизонтальними стиковими швами 12 при умові вільного спирання. На фіг. 16 позиціями 25, 26 показані, відповідно, крайні верхні точки моделей колон 22 з монолітним з'єднанням 23 та з горизонтальними стиковими швами 12 при умові вільного спирання. На фіг. 16 позиціями 27, 28 також показані, відповідно, крайні нижні точки моделей колон 22 з монолітним з'єднанням 23 та з горизонтальними стиковими швами 12 при умові вільного спирання. Розміри поперечних перерізів колон 22 задовольняють умовам відповідно до суті винаходу.

Розрахунки тестових моделей виконані на сейсмічну дію землетрусу Elcentro 1940 року.

Для наглядного порівняння відмінностей тестових моделей на фіг. 17 приведені результати розрахунків горизонтальних переміщень 29 в крайній верхній точці 25 моделі з монолітним з'єднанням 23 колон 22 і горизонтальних переміщень 30 в крайній верхній точці 26 моделі з з'єднанням 12 колон 22 вільним спиранням. Горизонтальні переміщення 29 моделі з монолітним з'єднанням 23 колон 22 значно більші горизонтальних переміщень 30 моделі з з'єднанням 12 колон 22 вільним спиранням.

Аналогічно, для наглядного порівняння відмінностей тестових моделей на фіг. 18 приведені результати розрахунків вертикальних напружень 31 моделі з монолітним з'єднанням 23 колон 22 в крайній нижній точці 27 і вертикальних напружень 32 моделі зі з'єднанням 12 колон 22 вільним спиранням в крайній нижній точці 28. Вертикальні напруги 31 моделі з монолітним з'єднанням 23 колон 22 в точці 27 значно більше вертикальних напружень 32 моделі з з'єднанням 12 колон 22 вільним спиранням в точці 28.

На фіг. 19, 20 спрощено зображені схеми деформування різних фрагментів безригельних каркасів в результаті сейсмічних впливів відносно вихідних станів, положення яких показані пунктирними лініями.

На фіг. 19 приведено фрагмент безригельного каркаса, що включає колони 1 з хрестоподібним поперечним перерізом, що мають жорсткі монолітні з'єднання в місцях примикання до надколонних плит перекриття 4, які в свою чергу з'єднані з міжколонними плитами 5 відомими конструкторськими і технологічними рішеннями (вузли стикування умовно не показані).

На фіг. 20 приведено фрагмент безригельного каркаса, який також включає колони 1 з хрестоподібним поперечним перерізом. При цьому колони 1 з'єднані з надколонними плитами перекриття 4 через горизонтальні стикові шви 12 в умовах вільного спірання. Надколонні плити 4 в свою чергу з'єднані з міжколонними плитами 5 за аналогією з вищевказаним. В обох випадках розміри поперечних перерізів колон 1 задовольняють умовам відповідно до сутності винаходу.

Деформаційна схема безригельного каркаса на фіг. 19 характеризується "розгойдуванням" колон зі збільшенням горизонтальних зміщень у міру збільшення поверховості будівлі і значним вигинанням колон і плит перекриття. Центри ваги 33 колон переважно зміщуються в горизонтальному напрямку разом з плитами 4, 5, а середні положення центрів ваги 34 перекриттів в прольотах практично зберігаються без вертикальних зсувів. Тобто збільшення потенційної енергії положення колон 1 і плит 4, 5 перекриття не відбувається. Для такого безригельного каркаса характерними є пружні коливальні процеси всього каркаса з малим поглинанням енергії.

Деформована схема безригельного каркаса на фіг. 20, яка відповідає технічній суті винаходу, принципово відрізняється від описаної вище. Колони 1 на кожному поверсі здійснюють самостійні зворотно поворотні колювання, при яких горизонтальні переміщення центрів ваги 35 колон 1 та центрів ваги 36 плит перекриття 4, 5 виявляються незначними, а за рахунок повороту відбувається підйом зазначених центрів ваги на величину  $\Delta H_i$ , що супроводжується збільшенням потенційної енергії положення, яка при зміні величини і напрямку інерційних сил, безповоротно втрачається при опусканні елементів конструкції в вихідний стан під дією сил гравітації.

У міру збільшення поверховості будівлі, величини переміщень і поворотів колон відносно суміжних елементів знижуються. При цьому плити перекриття мають незначні вигини, а їх центри ваги піднімають на величини  $\Delta H_i$ , що супроводжується збільшенням потенційної енергії положення, яка також безповоротно втрачається при поверненні конструкції у вихідне положення під дією сил гравітації. Для безригельного каркаса, що відповідає суті винаходу, характерними є коливальні процеси окремих елементів каркаса у вигляді поворотів колон і підйомів - опускання плит перекриття із значним поглинанням енергії сейсмічного впливу.

Таким чином, безригельний каркас на фіг. 20 при сейсмічних впливах захищений від руйнувань своїх несучих конструкцій за рахунок перетворення енергії сейсмічного впливу в потенційну енергію положення конструктивних елементів каркаса з наступним її розсіюванням при поверненні конструкції у вихідне положення під дією сил гравітації.

На фіг. 21 зображений фрагмент безригельного каркаса з вільним обпиранням через горизонтальні плоскі стикові шви 12 колон 1 висотою  $H$  зі хрестоподібним поперечним перерізом в надколонні плити перекриття 4 з різними видами епюр напружень стиснення. При середній інтенсивності сейсмічних впливів (орієнтовно зони VII-VIII балів) епюри вертикальних напружень стиску декілька спотворюються і формуються тільки на частині контактних площ. При цьому виникають малі контактні площі з нульовими напруженнями і великі контактні площі з підвищеними крайовими значеннями 37 вертикальних напружень стиску. Останні діють при одному напрямку горизонтальних сил  $Q_i$  і потім, при протилежному напрямку горизонтальних сил  $Q_i$ , перетворюються в інші дзеркально розташовані контактні площі з підвищеними крайовими значеннями 38 вертикальних напружень стиску. У таких випадках розкриття горизонтальних стикових швів 12 проявляється досить незначно.

При великій інтенсивності сейсмічних впливів (орієнтовно зони в діапазоні IX і більше балів) епюри вертикальних напружень стиску істотно змінюються, можуть набувати у верхній і нижній частині різні форми, відповідно 39 і 40, і займають лише малу периферійну частину контактних площ. При значних контактних площах з нульовими напруженнями діють високі концентрації вертикальних напружень стиску, на яких можуть розвиватися значні незворотні деформації. У зоні з максимальними значеннями вертикальних напружень стиску з'являється точка А, навколо якої можливий поворот колони аж до перекидання. При зміні напрямку дії горизонтальних сил  $Q_i$  стан епюр вертикальних напружень стиску дзеркально перетвориться в відповідні форми 39 і

40. В цих випадках розкриття горизонтальних стикових швів 12 стає досить значним, але значним стає і поглинання енергії від сейсмічних впливів за рахунок істотного збільшення потенційної енергії положення при повороті і підйомі колон 1.

5 При сейсмічних впливах середньої інтенсивності на безригельний каркас будівлі, споруди, останній перебуває в статичній рівновазі, при умовно статичній дії горизонтальних інерційних сил  $Q_i$  з максимальною величиною, а надійність роботи безригельного каркаса визначається коефіцієнтом  $K_i$ .

10 На фіг. 22 показано приклад діаграми зміни горизонтальної сили  $Q_i$  при сейсмічній дії, яка характеризується наявністю множини нульових точок початку напівперіоду коливань 41 і кінця напівперіоду коливань 43 і множини поточних пікових значень 42 горизонтальних сил  $Q_i$  в напівперіодах коливань. З діаграми слід виділити максимальне значення горизонтальної сили  $Q_{max}$  і період часу  $\Delta T$ , за який величина горизонтальної сили збільшується від нуля до максимального значення і знову зменшується до нуля. Ці величини мають вирішальне значення в тих випадках, коли в результаті сейсмічних впливів великої інтенсивності на безригельний

15 каркас будівлі, споруди порушується умова статичного не перекидання і стійкість каркаса забезпечується виконанням динамічної умови не перекидання, коли за період часу  $\Delta T$  процес перекидання починається але не встигає реалізуватися.

20 На фіг. 23 в спрощеному вигляді зображений фрагмент безригельного каркаса будівлі, споруди з вільним обпиранням через горизонтальні плоскі стикові шви 12 колон 1 з хрестоподібним поперечним перерізом, розташованих між надколонними плитами перекриття 4 в граничному стані динамічної умови не перекидання. При цьому точка обертання А практично збігається з проекцією вертикальної сили  $P_i$ . В момент початку напівперіоду коливань 41 на колону починає діяти інерційна сила  $Q_i$ . Зміні сили  $Q_i$  від 0 до  $Q_{imax}$  і від  $Q_{imax}$  до 0 відповідає поворот колони від вихідного стану до граничного стану не перекидання. Далі горизонтальна

25 інерційна сила змінює напрямок дії, і колона повертається в стійкий стан. Граничному стану динамічної умови не перекидання відповідає коефіцієнт  $K_{imin}$  менший 1.

Кінематична особливість безригельного каркаса будівлі, споруди при сейсмічних впливах полягає в тому, що за наявності горизонтальних стикових швів 12 і виборі габаритних розмірів поперечних перерізів фігурних колон із вищевказаних умов при їх висоті  $H_i$  порушення цілісності

30 будівельної системи проявляється тільки в повторюваних знакозмінних утвореннях (розкриттях і закриттях) тріщин в горизонтальних стикових швах 12. Це дозволяє розглядати безригельний каркас будівлі, споруди при сейсмічних впливах, як будівельний механізм з обмеженими і регульованими повторюваними невеликими переміщеннями всіх несучих елементів (колон і плит перекриття) і керувати його напружено-деформованим станом шляхом зміни поздовжньої жорсткості горизонтальних стикових швів 12 за рахунок введення по їх площі пружних і/або

35 пластичних прокладок. При заданих площах поперечних перерізів колон  $F_i$  і їх моментах опору  $W_i$  виникають можливості якісної та кількісної зміни вертикальних напружень стиску безпосередньо за рахунок введення пружних і/або пластичних прокладок, в тому числі за рахунок їх конструктивних перетворень. При цьому модулі пружності прокладок завжди

40 приймаються значно нижчими в порівнянні з модулями пружності матеріалів колон і надколонних плит перекриття.

Так, наприклад, в простому випадку, при відсутності сейсмічних впливів, пластичні прокладки дозволяють знижувати концентрації напружень в стиках, обумовлених нерівностями

45 поверхонь при їх виготовленні або технологічними неточностями при монтажі. При цьому точність виготовлення конструкцій з сухими стиковими швами може бути знижена і, стало бути, знижена вартість збірних конструкцій. Крім того, обтиснуті прокладки зберігають здатність до часткового одноразового перерозподілу вертикальних напружень стиску при прояві зусиль від сейсмічних впливів. Пружні ж прокладки при наявності сейсмічних впливів дозволяють

50 знижувати максимальні крайові величини вертикальних напружень стиску за рахунок збільшення крайових контактних площ в горизонтальних стикових швах при обтисненні пружних прокладок. При цьому при знакозмінних проявах сейсмічних впливів та відповідних взаємних поворотах контактуючих елементів в горизонтальних стикових швах явища обтиснення повторюються багато разів. Таким чином, при сейсмічних впливах, наявність пружних прокладок за рахунок відповідного підбору їх поздовжньої жорсткості забезпечує в безригельному каркасі

55 будівлі, споруди додаткове регулювання динамічного відгуку системи і зниження інерційних сил.

Залежно від архітектурно-планувальних рішень безригельного каркаса будівлі, споруди та величини сейсмічних впливів пружні та/або пластичні прокладки можуть виконуватися одношаровими або багатшаровими в будь-яких необхідних поєднаннях.

60 На фіг. 24 представлено вузол з'єднання безригельного каркаса будівлі, споруди з вільним обпиранням через горизонтальні плоскі стикові шви 12 колони 1 з хрестоподібним поперечним

перерізом з надколонною плитою 4, наприклад, через багат шарові прокладки 44, 45 і 46, кожна з яких має певні параметри поздовжньої жорсткості, і які в сукупності поліпшують як податливі розподільні якості системи при відсутності сейсмічних впливів, так і динамічні властивості всієї системи, що зумовлюють зниження дії сейсмічних впливів. Прокладки 44, 45 і 46 можуть бути

5 плоскими, однакової або різної товщини. Також пружні прокладки можуть мати однакові або різні модулі деформацій за рахунок використання різних матеріалів, наприклад, гуми, каучуку або їх сумішей з полімерами.

Крім цього, пружні та/або пластичні прокладки можуть бути виконані в площині горизонтальних стикових швів 12 змінної товщини, що дозволяє при їх обтисненні створювати

10 попередні напруження в центральній частині колон і тим самим знижувати крайові величини вертикальних напружень стиску. Так на фіг. 25 показано вузол з'єднання колони 1 з хрестоподібним поперечним перерізом з надколонною плитою 4 через прокладку 47 змінної товщини, яка в центральній частині більше, а на периферійних ділянках менше. Від вертикальної сили  $P_i$  при відсутності прокладки 47 реалізується рівномірна епюра 48

15 вертикальних напружень стиску. Пунктирними лініями показані положення нижнього торця колони 1 і початкова форма прокладки 47 до обтиску. Після прикладення вертикального навантаження  $P_i$  за рахунок підбраного низького модуля деформацій пружна прокладка 47 нерівномірно стискається і формується криволінійна епюра 49 вертикальних напружень стиску з помітним зниженням крайових величин. Далі спрощено показана одна з реальних форм епюри

20 50 додаткових вертикальних напружень стиску від сейсмічних впливів, які характеризуються, як правило, максимальними значеннями напружень в периферійних зонах горизонтальних стикових швів 12. Згідно з цим нижче показані сумарні епюри 51 і 52 відповідно без пружної прокладки змінної товщини 47 і з прокладкою. Отже, використання таких прокладок 47 дозволяє не тільки знижувати максимальні величини крайових вертикальних напружень стиску, але і за

25 рахунок раціонального регулювання динамічного відгуку всієї системи помітно знижувати інерційні сили сейсмічних впливів.

Зменшення поздовжньої жорсткості прокладок від їх центру ваги до периферії в площині горизонтальних стикових швів 12 може виконуватися не тільки за рахунок використання змінної товщини прокладок, а й іншими конструктивними прийомами, наприклад, виконанням на

30 периферійних ділянках прокладок множини отворів різного діаметра, величина яких поступово, в відповідності з заданими поздовжніми жорсткостями, знижується від периферії до центру. На фіг. 26 для безригельного каркаса будівлі, споруди показана плоска прокладка 53 із змінною жорсткістю за рахунок виконання в ній отворів 54 різного діаметра.

Крім того, між шарами пружних і/або пластичних плоских прокладок можуть бути додатково

35 виконані фрикційні прошарки для тих випадків, коли коефіцієнти тертя між окремими шарами може бути недостатнім з умов забезпечення спільної роботи колон і надколонних плит перекриття при зсуві для попередження неконтрольованих горизонтальних переміщень при сейсмічних впливах.

Монтаж каркаса виконують наступним чином.

40 Виставляють в проектне положення колони 1, 2, 3. На них монтують надколонні плити перекриття 4 за допомогою направляючих стержнів 10, що встановлені в відповідних отворах 8, 9 в торцях колон 1, 2, 3 та в надколонних плитах перекриття 4. При цьому у вузлі з'єднання колон 1, 2, 3 з надколонними плитами перекриття 4 між надколонною плитою перекриття 4 і торцями колон 1, 2, 3 утворюють стикові шви 12.

45 При необхідності, у стикові горизонтальні шви 12, за умови вільного спирання, установлюють насухо пружні та/або пластичні прокладки, наприклад одношарові прокладки 44, 47, 53, або багат шарові прокладки 44, 45, 46. У випадках коли верхні торці нижніх колон 1, 2, 3, нижні торці верхніх колон 1, 2, 3, а також контактуючі поверхні надколонних плит 4 мають недосконалості виготовлення або монтажу застосовуються шари клейового або будівельного

50 розчину на які встановлюються пружні та/або пластичні прокладки.

Після монтажу надколонних плит 4 монтують міжколонні плити перекриття 5. Плити перекриття 4, 5 стикують між собою швами 7, наприклад, як показано на фіг. 19. Петельні випуски 14 розташовують внапуск один з одним і з'єднують між собою по довжині в'язальним дротом 15. Між петельними випусками 14 у разі потреби пропускають горизонтальні арматурні

55 стрижні 17. Стиковий шов 7 замоноличують бетоном 16. При монтажі плит перекриття 4, 5 використовують тимчасові монтажні стійки та опалубні тимчасові опори-столики (для спрощення умовно не показані). Після монтажу плит перекриття 4, 5 приступають до монтажу колон 1, 2, 3 та плит перекриття 4, 5 наступного поверху, який виконують аналогічним чином, і так далі до верхнього поверху будівлі, споруди.

Зварювальні роботи не вимагаються, що знижує трудомісткість монтажних робіт, а також значно прискорює швидкість їх виконання. Всі процедури по монтажу носять стандартний характер, спеціальної підготовки монтажників не вимагається.

5

# ФОРМУЛА ВИНАХОДУ

1. Безригельний каркас будівлі, споруди, який містить колони, що розміщені по сітці плану і виконані з кутовим і/або тавровим, і/або хрестоподібними поперечними перерізами, надколонні плити перекриття, що розташовані між верхніми торцями нижніх колон і нижніми торцями верхніх колон і з'єднані з зазначеними торцями колон вільним спіранням через плоскі горизонтальні стикові шви, міжколонні плити перекриття, що розташовані між надколонними плитами перекриття і з'єднані з ними, який **відрізняється** тим, що колони виконані з дотриманням умов наступних співвідношень:

$$(e_i + e_{sbi}) > W_i / F_i,$$

$$P_i(e_{\max} - e_i) > Q_i H_i K_i,$$

де:  $e_i$  - ексцентриситет прикладення до і-тої колони подовжньої сили при відсутності сейсмічного впливу,  $e_{sbi}$  - ексцентриситет прикладення до і-тої колони подовжньої сили в результаті сейсмічного впливу середньої та великої інтенсивності,  $W_i$  - осьовий момент опору поперечного перерізу і-тої колони відносно осі, що перпендикулярна лінії, яка проходить через точку прикладення сумарної подовжньої сили і центр тяжіння поперечного перерізу і-тої колони,  $F_i$  - загальна площа поперечного перерізу і-тої колони,  $P_i$  - подовжня сила, що прикладена до і-тої колони при відсутності сейсмічного впливу,  $e_{\max}$  - ексцентриситет прикладення до і-тої колони сумарної подовжньої сили у напрямку сейсмічного впливу, величина якого рівна відстані від центру тяжіння перерізу і-тої колони до зони перерізу з максимальними напругами,  $Q_i$  - максимальна горизонтальна сила в результаті сейсмічного впливу, що прикладена до і-тої колони у вузлі з'єднання колони з надколонною плитою перекриття,  $H_i$  - відстань між торцями і-тої колони,  $K_i$  - коефіцієнт, що враховує характер зміни величини, напряму і терміну дії горизонтальної сили  $Q_i$ , прикладеної до і-тої колони у вузлі з'єднання колони з надколонною плитою перекриття.

2. Безригельний каркас за п. 1, який **відрізняється** тим, що плоскі горизонтальні стикові шви виконані з пружними та/або пластичними прокладками.

3. Безригельний каркас за п. 2, який **відрізняється** тим, що пружні та/або пластичні прокладки виконані одношаровими.

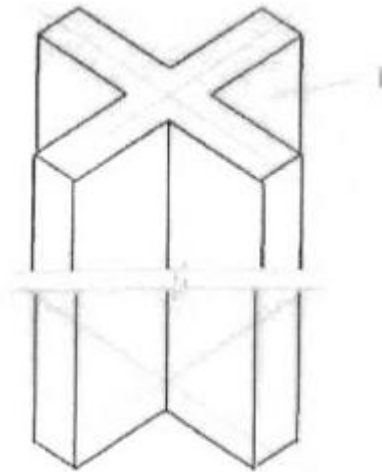
4. Безригельний каркас за п. 2, який **відрізняється** тим, що пружні та/або пластичні прокладки виконані багатошаровими.

5. Безригельний каркас за п. 4, який **відрізняється** тим, що шари багатошарових пружних та/або пластичних розкладок виконані з різною товщиною.

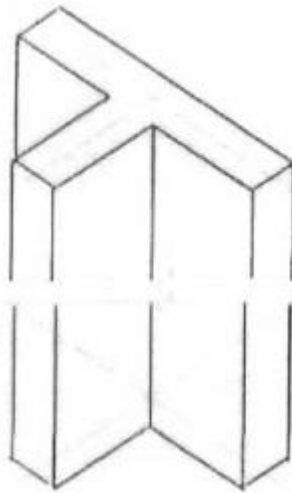
6. Безригельний каркас за будь-яким із пп. 2, 3, 4, 5, який **відрізняється** тим, що пружні прокладки виконані із змінною жорсткістю в напрямку від центру тяжіння до периферії в плановій площині.

7. Безригельний каркас за п. 6, який **відрізняється** тим, що пружні прокладки виконані зі змінною товщиною або отворами різного діаметра в плановій площині для забезпечення змінної жорсткості.

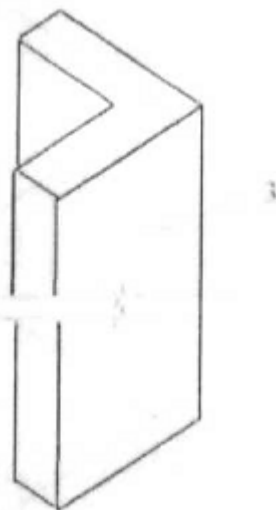
8. Безригельний каркас за будь-яким із пп. 4, 5, який **відрізняється** тим, що між шарами багатошарових пружних та/або пластичних плоских прокладок виконані фрикційні прошарки.



Фиг. 1

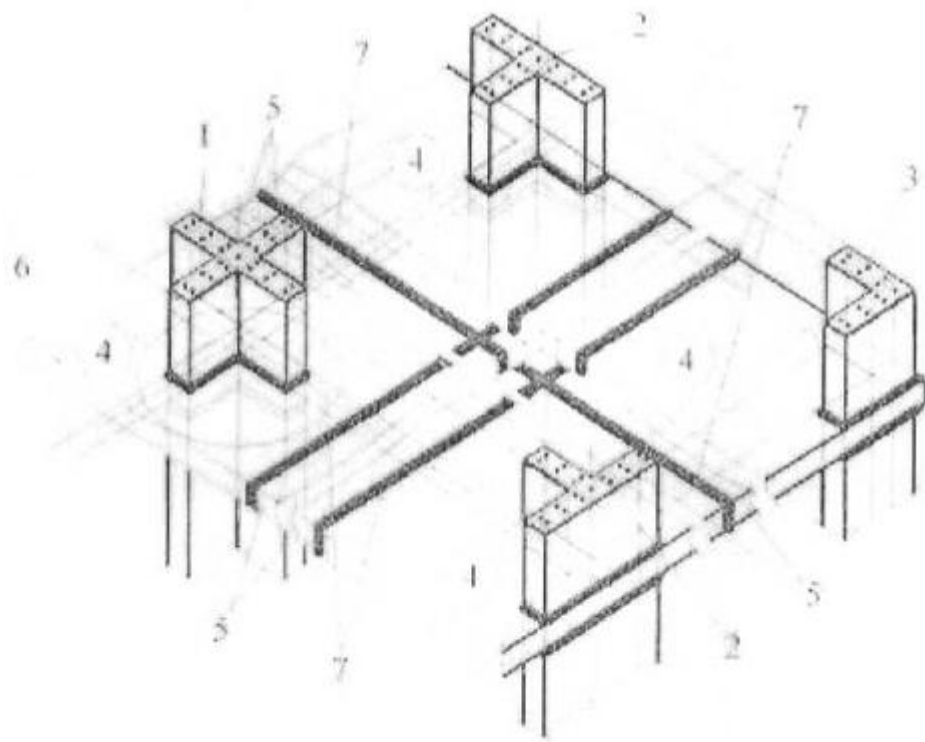


Фиг. 2

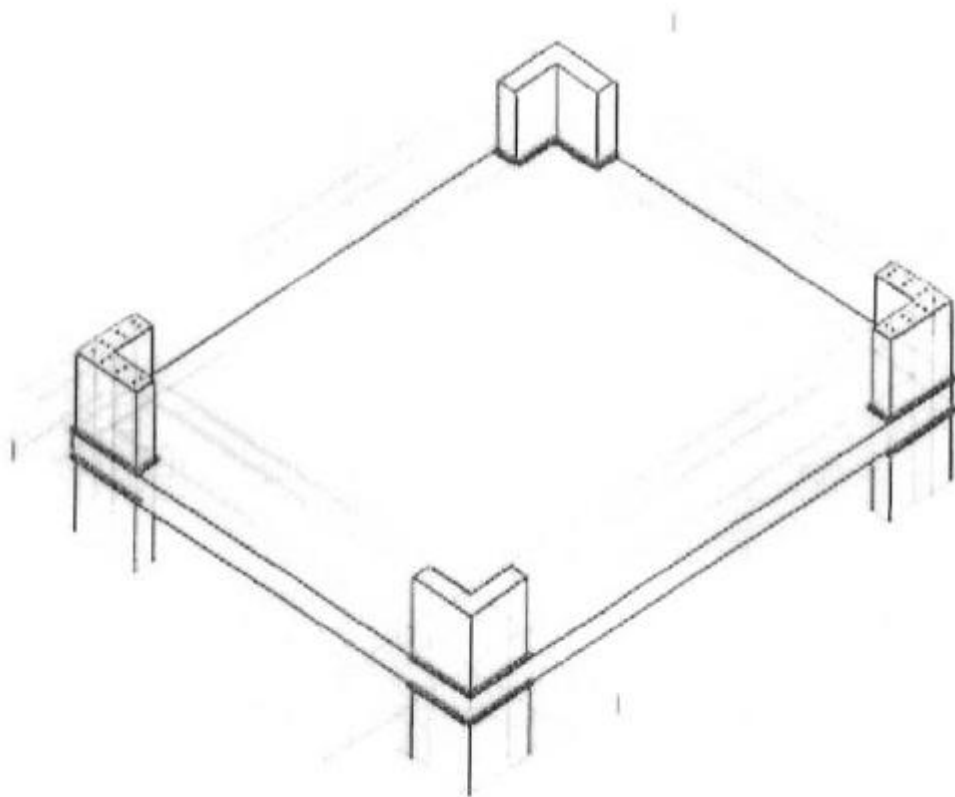


Фиг. 3

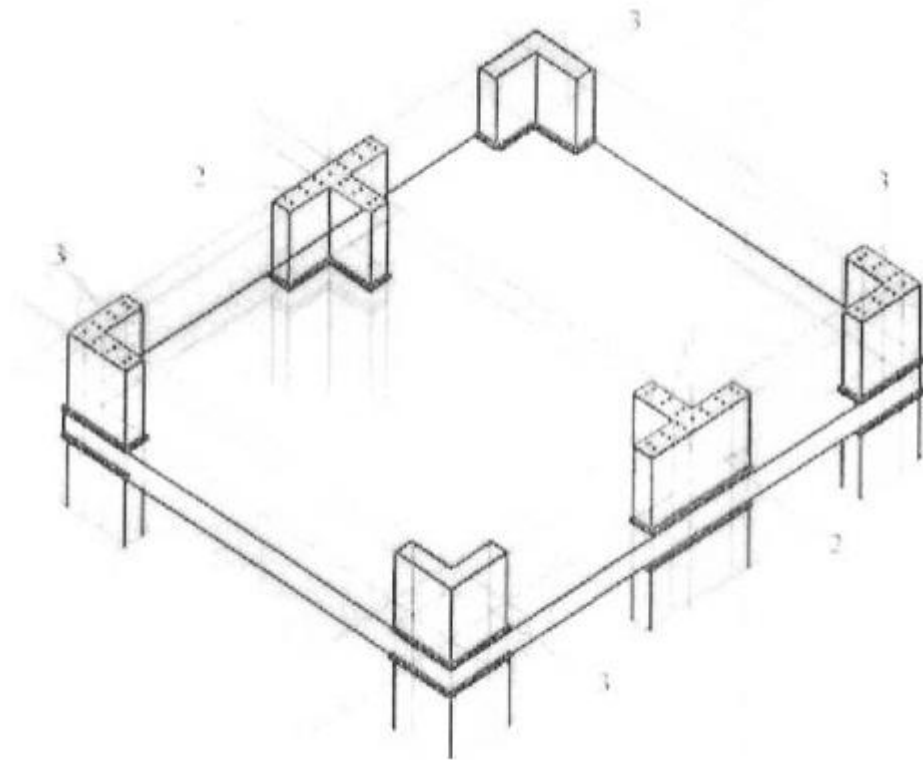




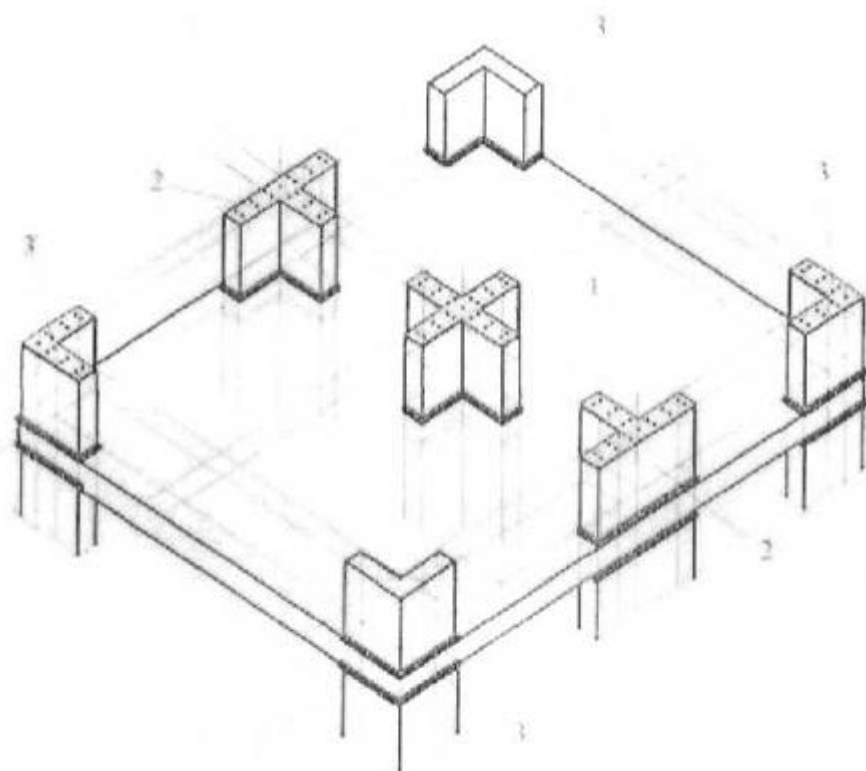
Фиг. 4



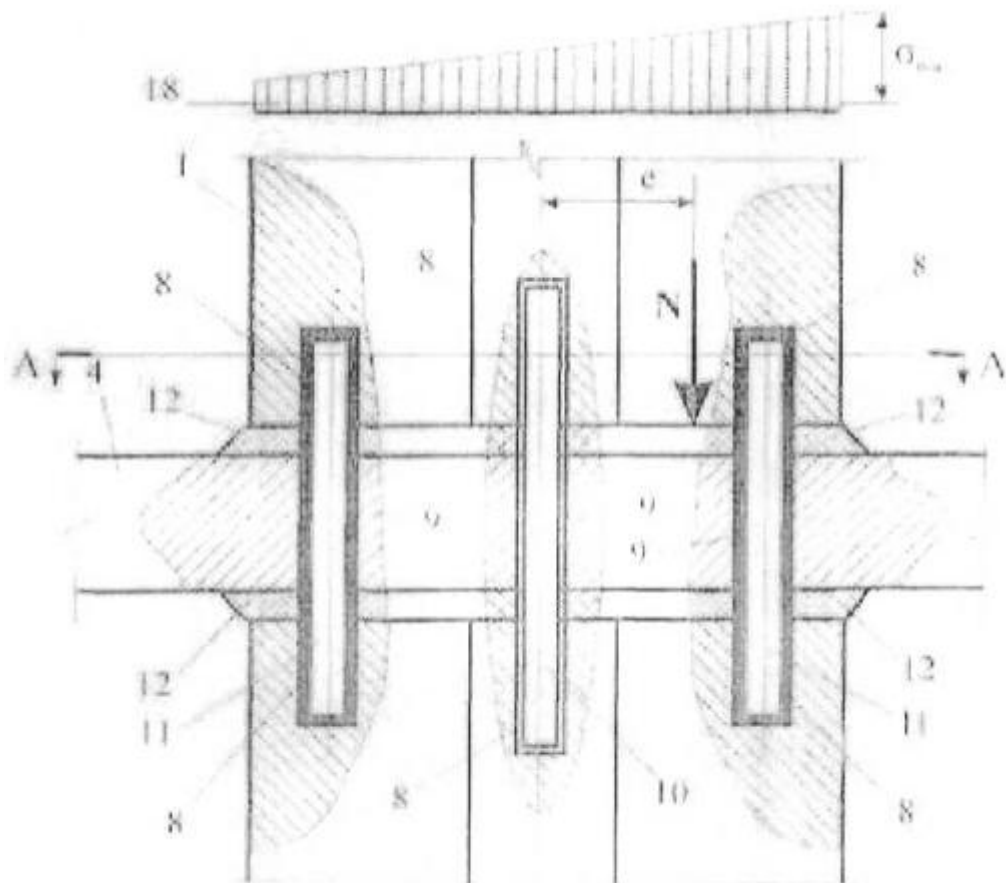
Фиг. 5



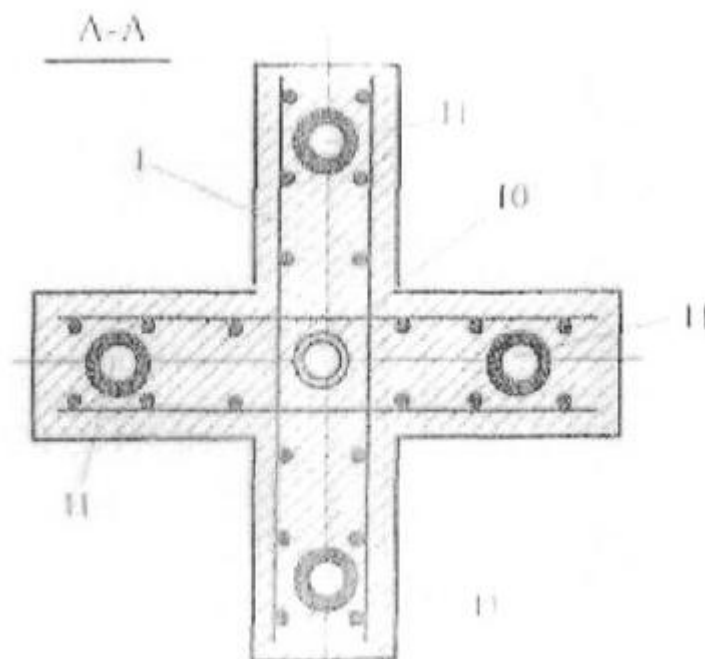
Фиг. 6



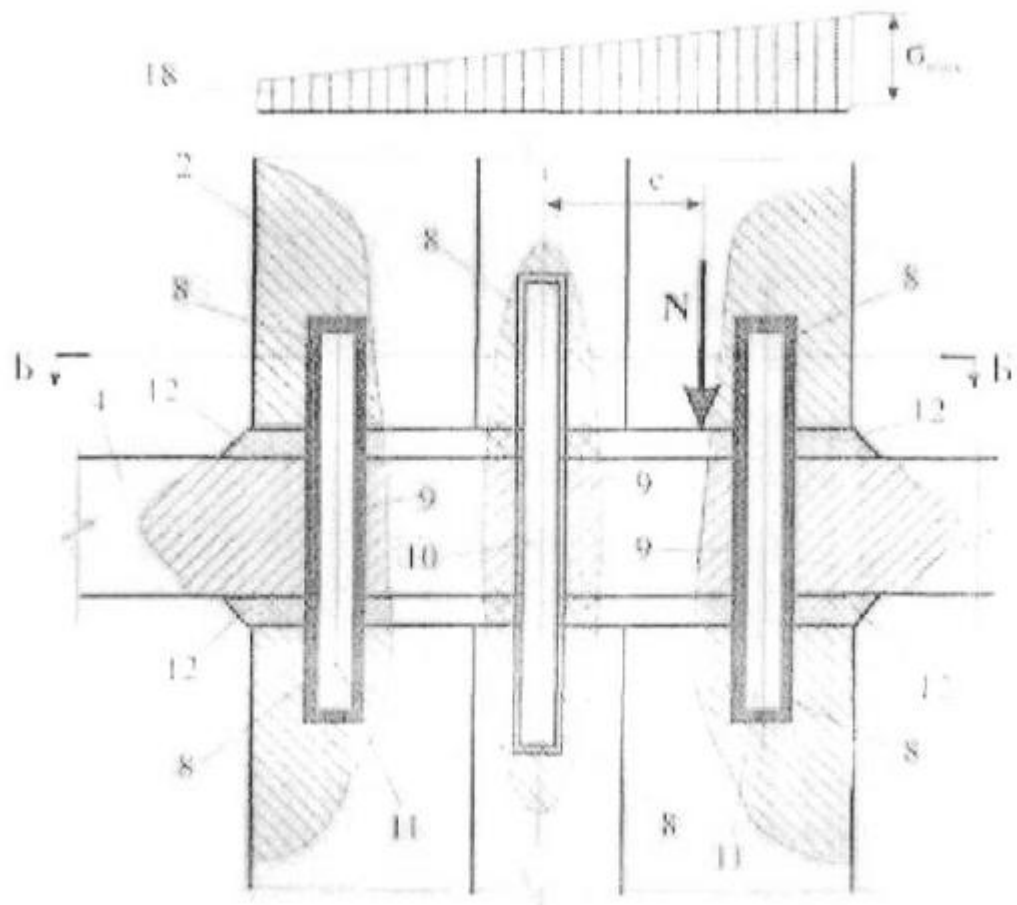
Фиг. 7



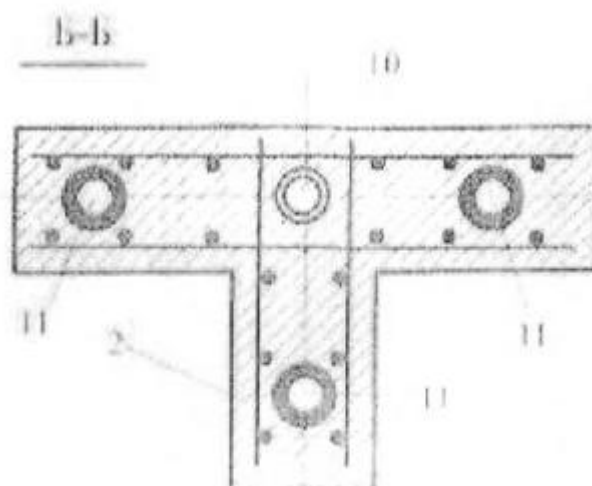
Фиг. 8



Фиг. 9



Фиг. 10



Фиг. 11

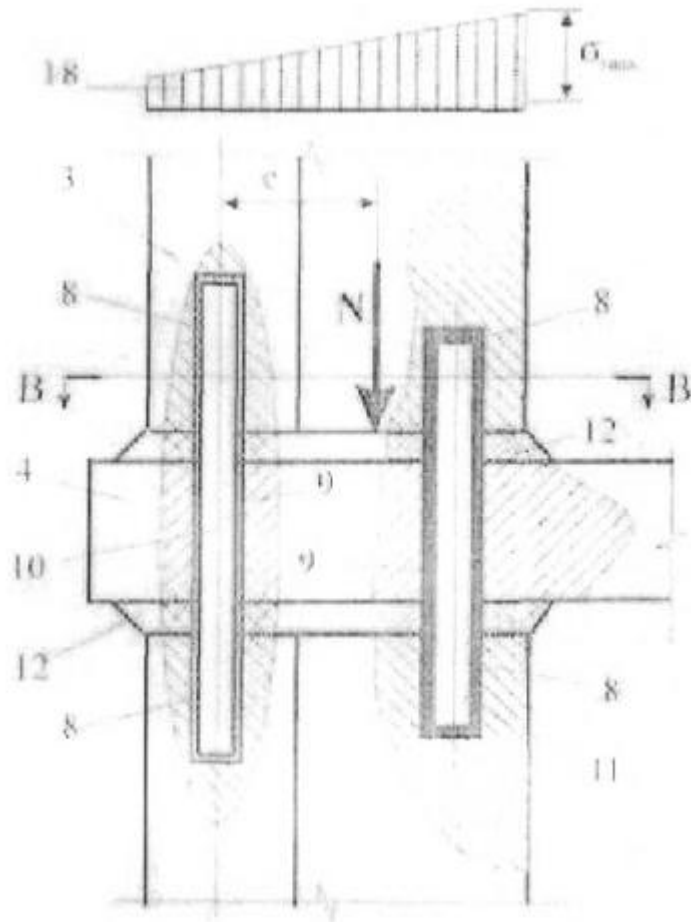


Fig. 12

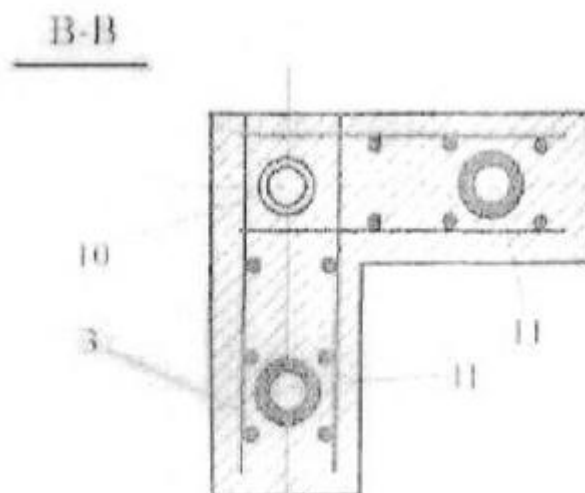


Fig. 13

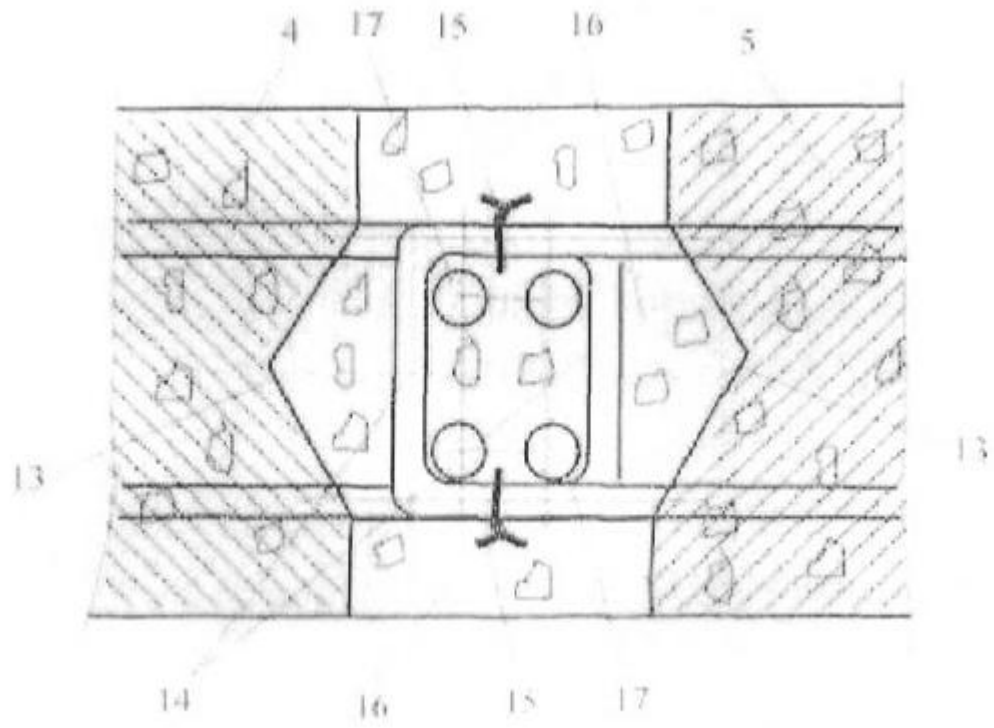
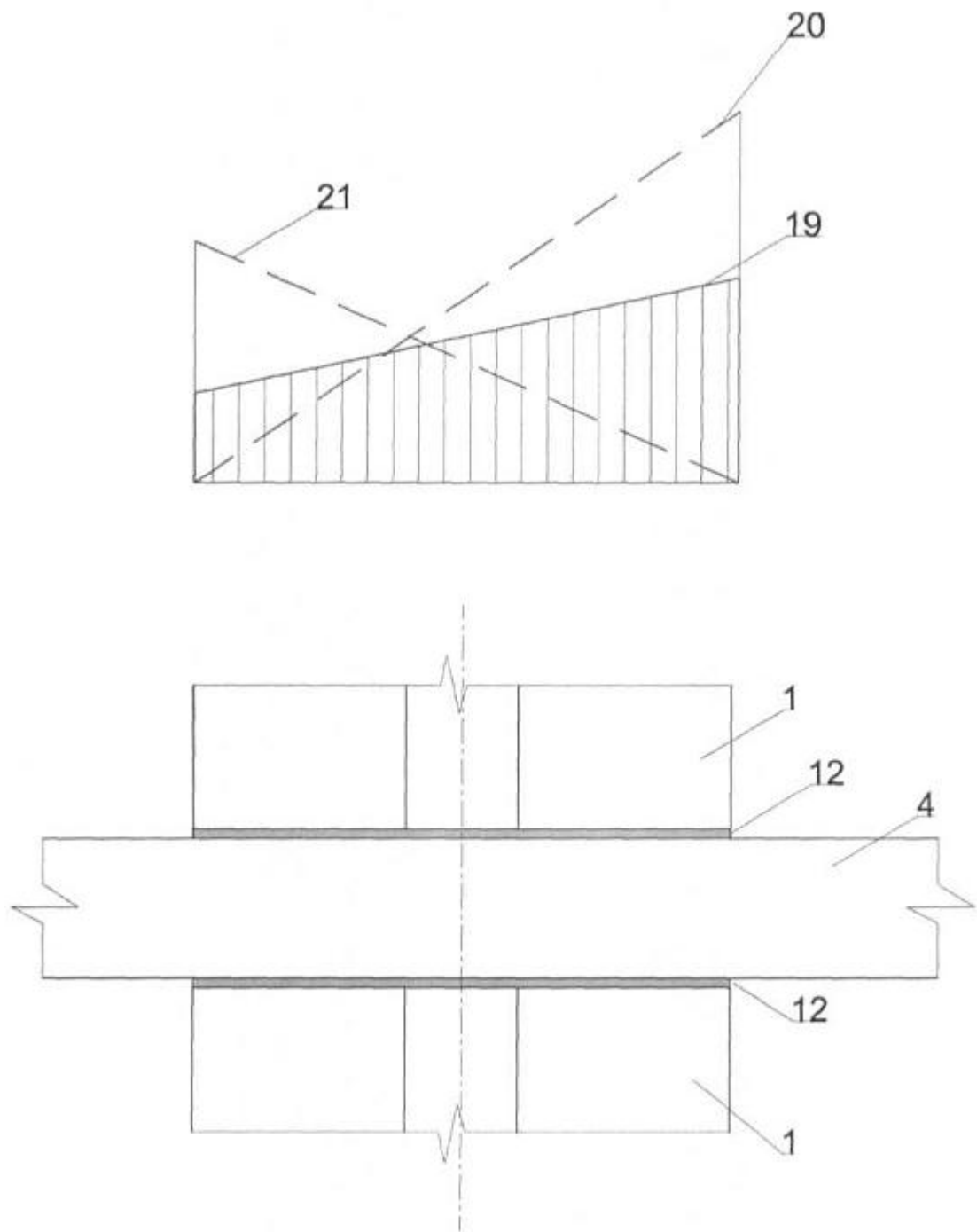
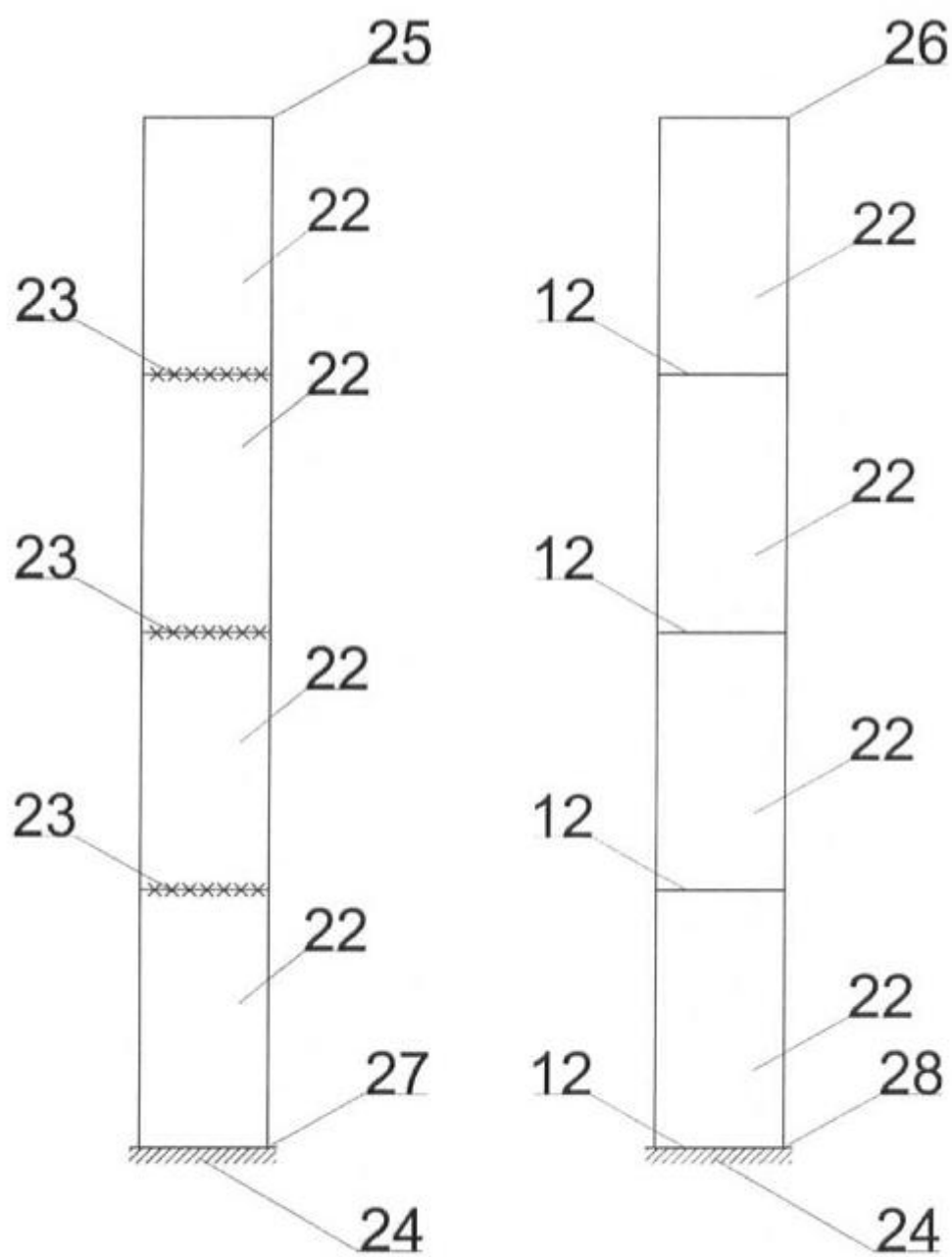


Fig. 14

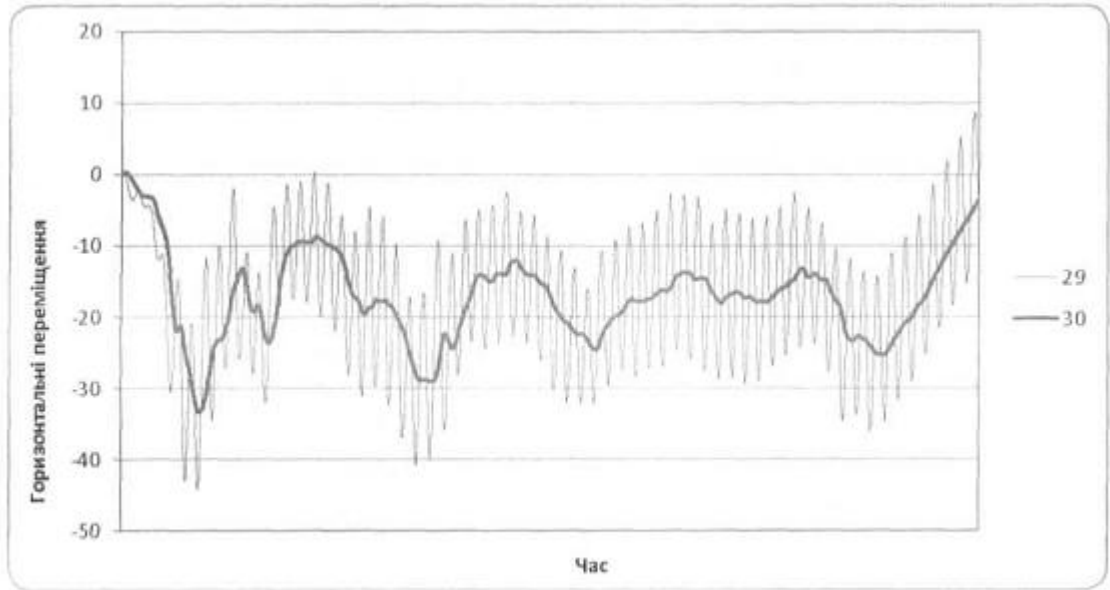


Фиг. 15

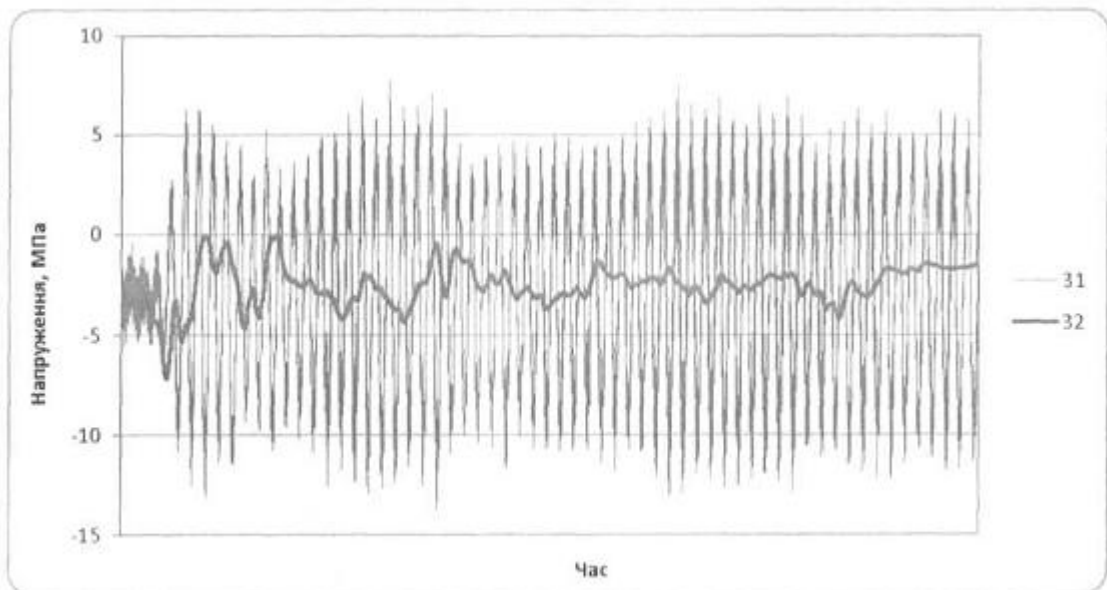


Фиг. 16

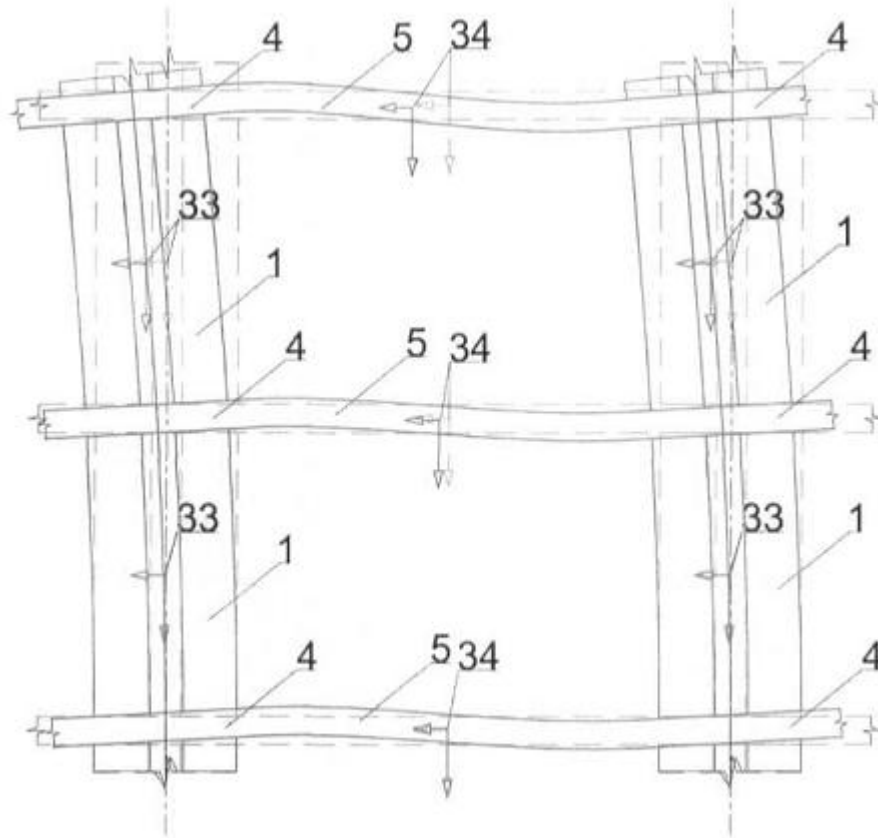




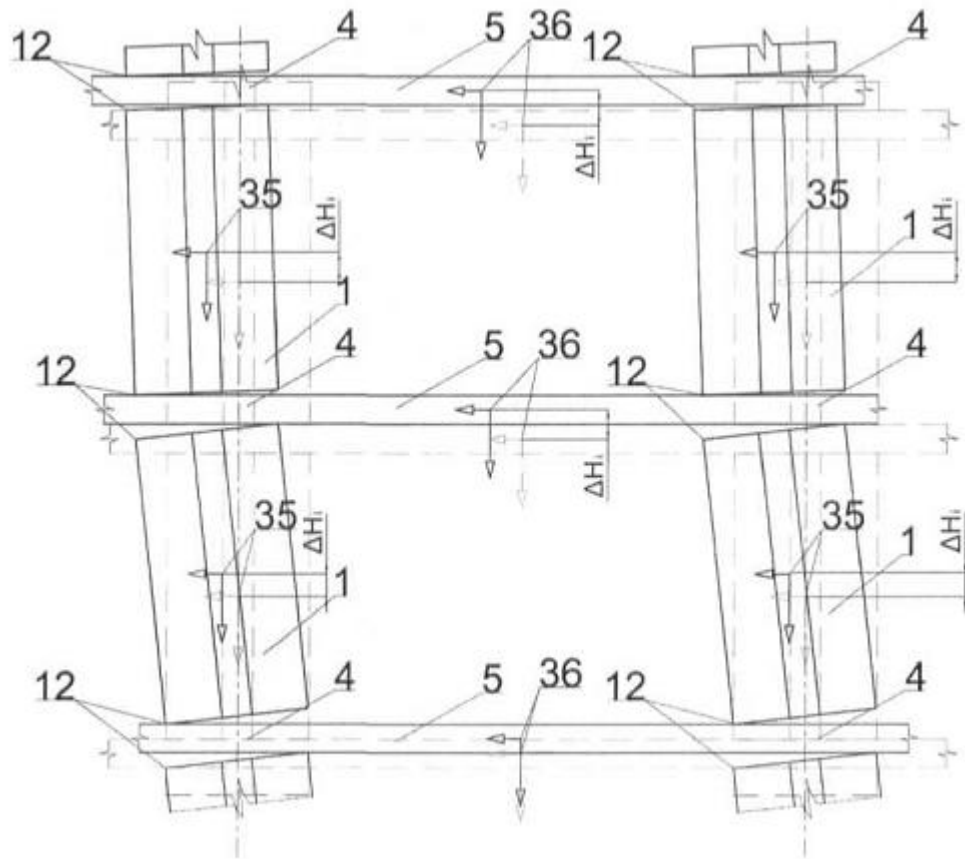
Фіг. 17



Фіг. 18



Фиг. 19



Фиг. 20

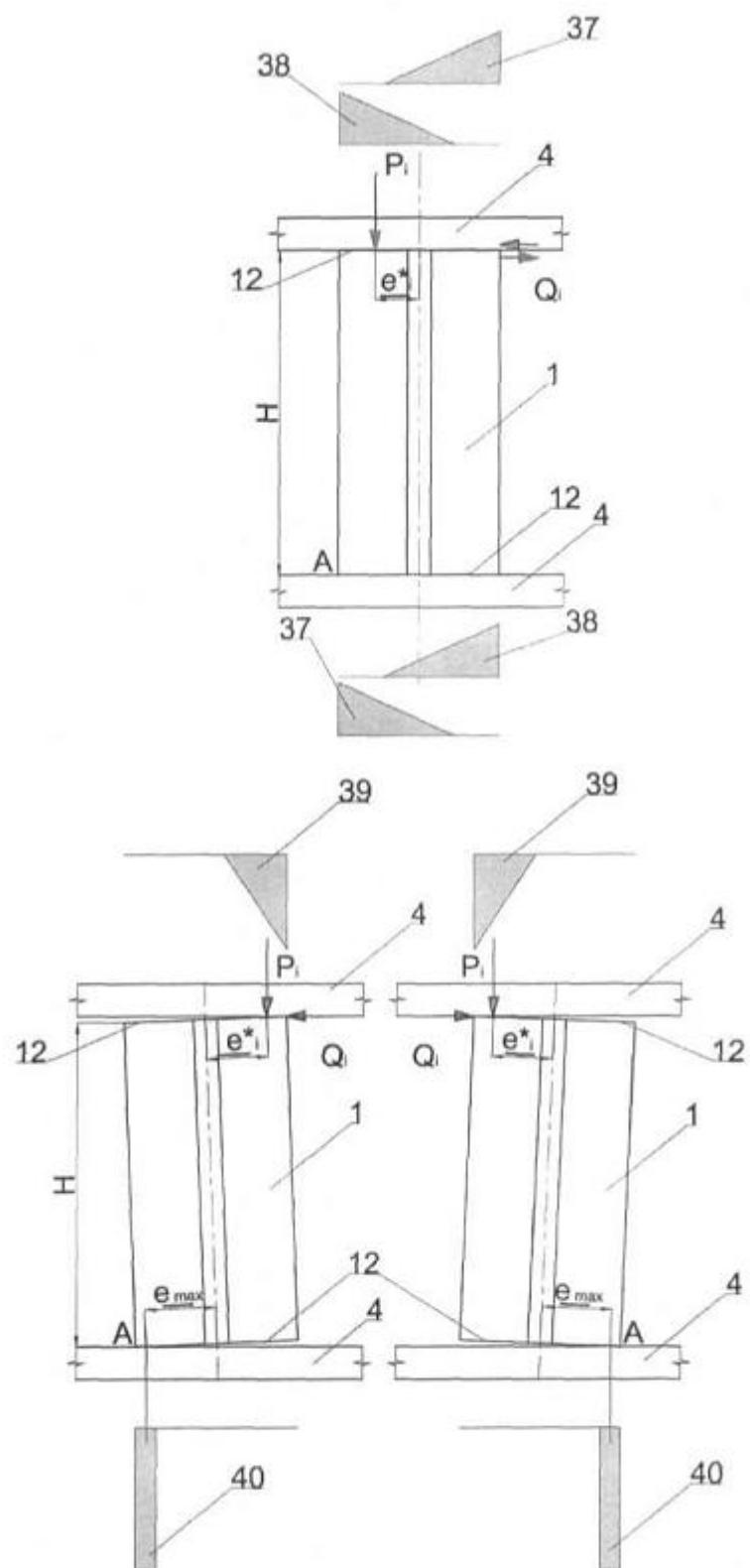


Fig. 21

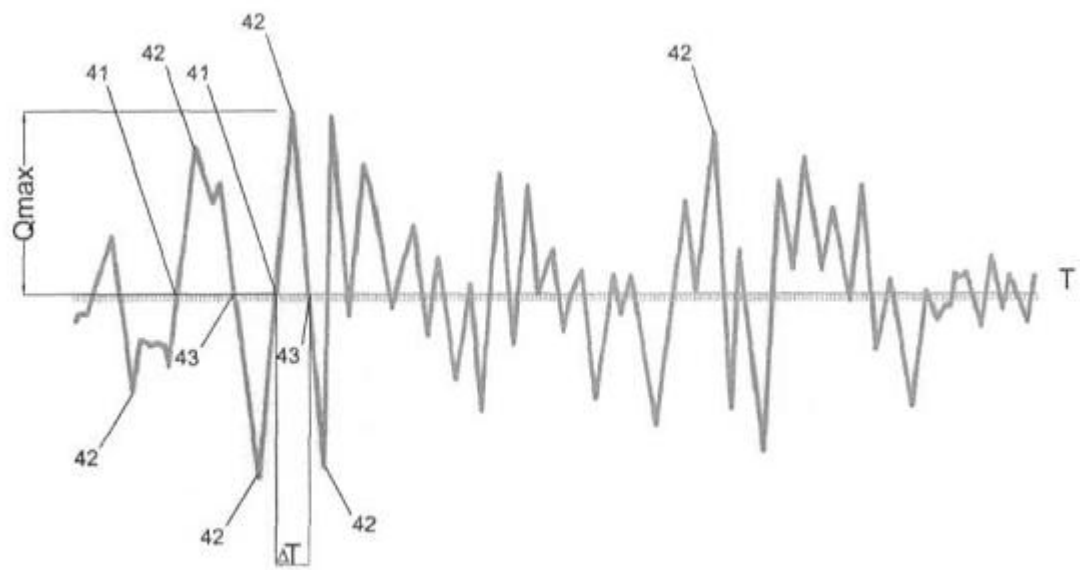


Fig. 22

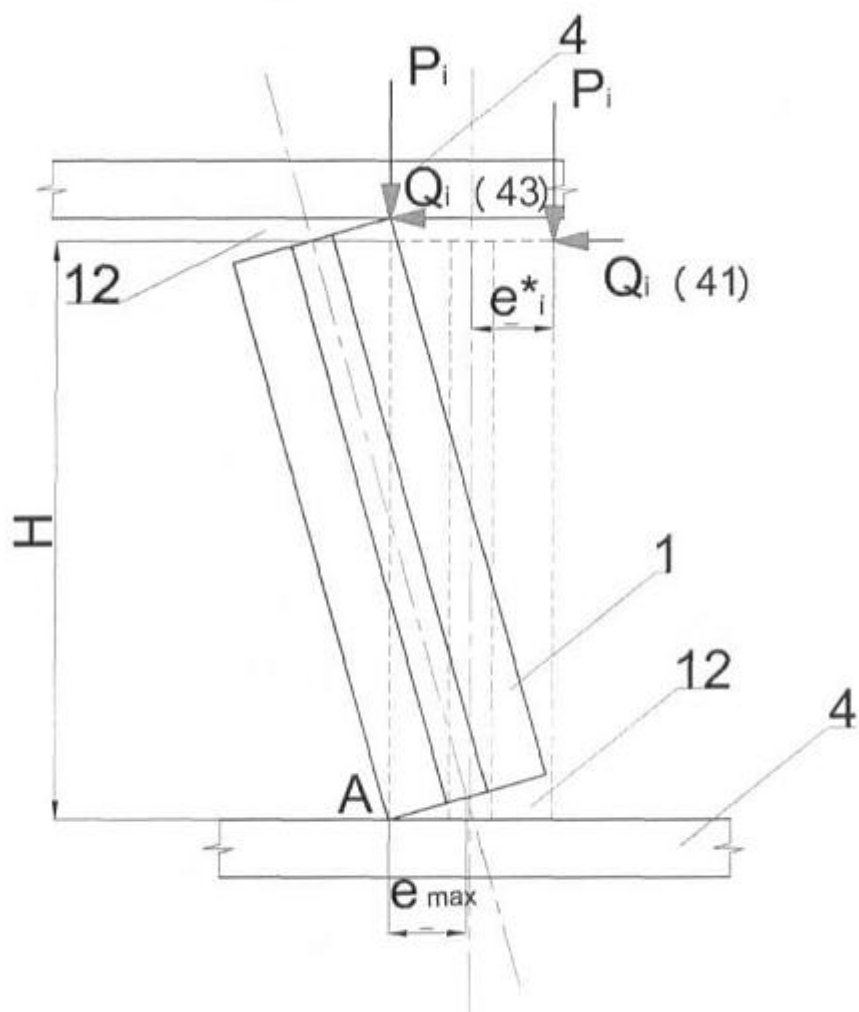


Fig. 23

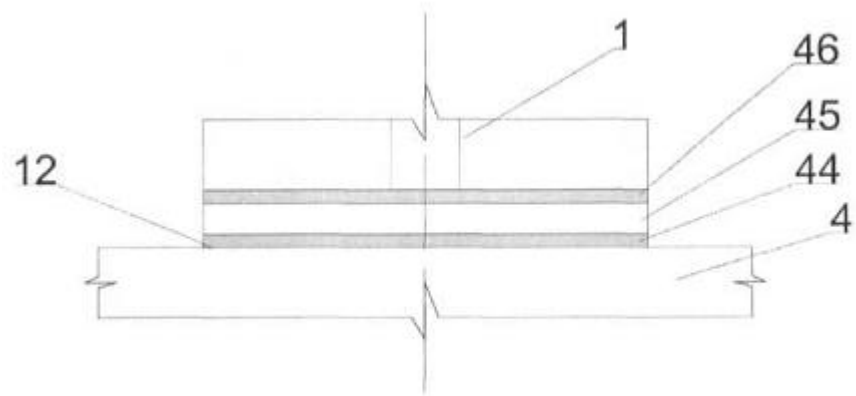


Fig. 24

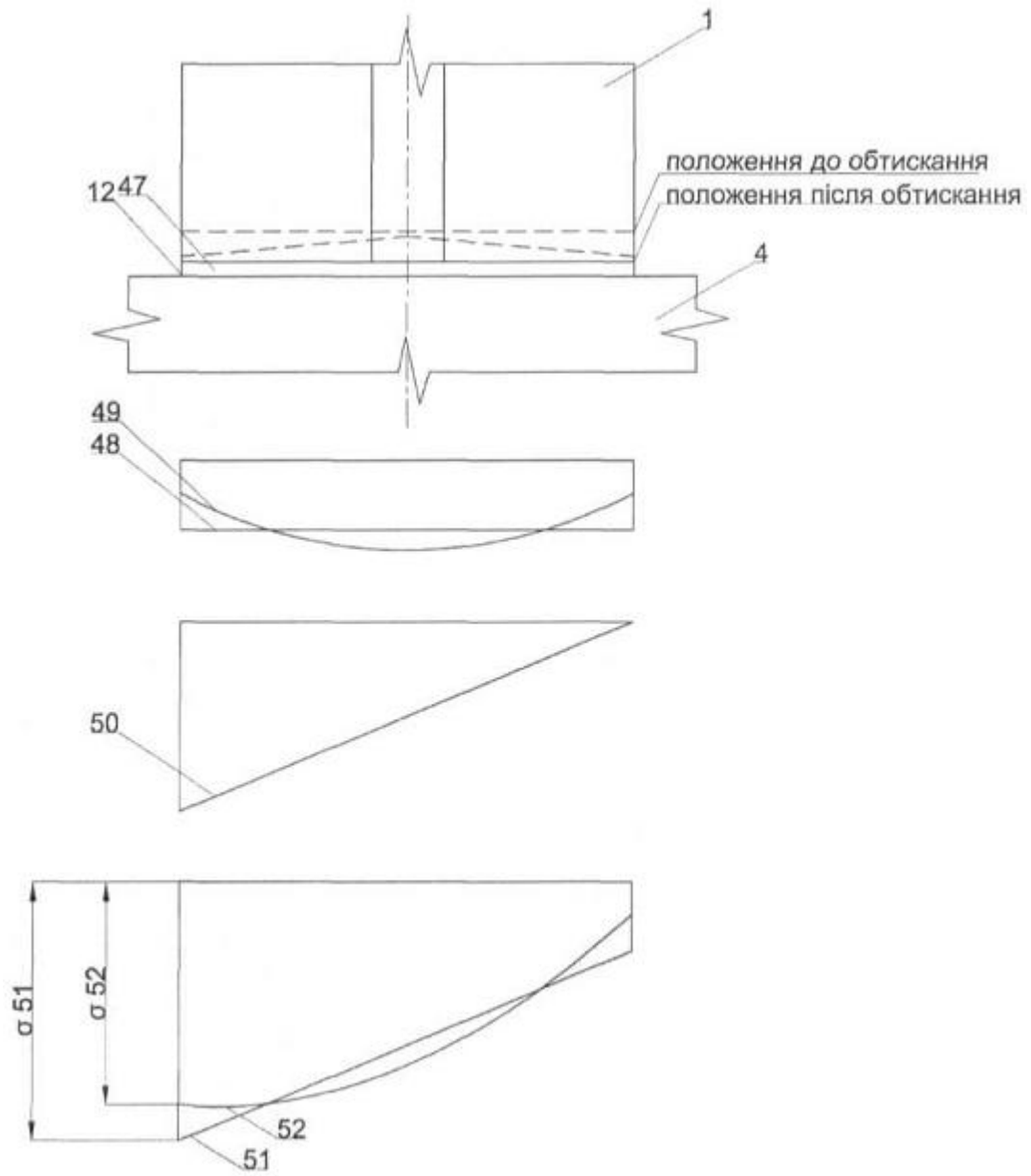


Fig. 25

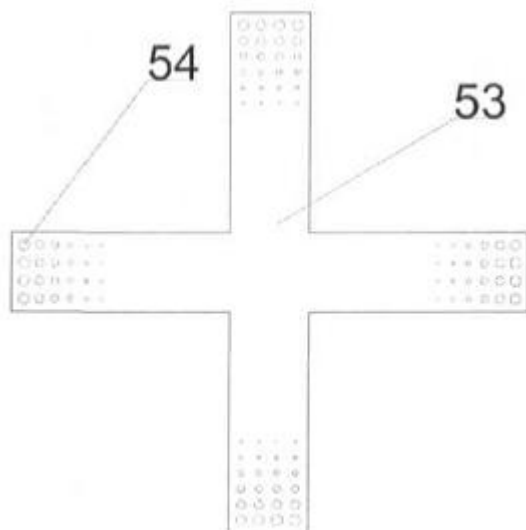


Fig. 26

---

Комп'ютерна верстка Д. Шеверун

---

Державна служба інтелектуальної власності України, вул. Василя Липківського, 45, м. Київ, МСП, 03680, Україна

---

ДП "Український інститут інтелектуальної власності", вул. Глазунова, 1, м. Київ – 42, 01601