УДК 624.21.004.69

І. Іваник, С. Віхоть, Ю. Вибранець
Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра будівельного виробництва

РЕГУЛЮВАННЯ ЗУСИЛЬ В СТАЛЕБЕТОННИХ КОМБІНОВАНИХ СТАТИЧНО НЕВИЗНАЧЕНИХ КОНСТРУКЦІЯХ З ВРАХУВАННЯМ ПОЛОЖЕННЯ НЕЙТРАЛЬНОЇ ОСІ БАЛКИ ЖОРСТКОСТІ

Ó Іваник І., Віхоть С., Вибранець Ю., 2010

Регулювання зусиль в комбінованій конструкції забезпечується сумісною взаємодією верхньої сталезалізобетонної частини і нижньої – металевої підвіски. Розроблена методика розрахунку зусиль у статично невизначених комбінованих нерозрізних багатопролітних конструкціях з врахуванням положення нейтральної осі в їх перетинах та постадійного завантаження.

Adjusting of efforts in the combined construction is provided compatible co-operation of overhead iron and concrete construction with steel reinforcement part and down - metallic pendant. The method of calculation of efforts is developed in the statically indefinite combined uncut multiflight constructions taking into account position of neutral ax in their crossings and step-by-step load.

Комбіновані сталезалізобетонні конструкції являють собою складні просторові елементи, точний розрахунок яких є складним. Зазвичай, їх розраховують, розділяючи просторові конструкції на ряд плоских систем. Зусилля в наскрізних елементах ферм нижньої частини визначають методами будівельної механіки, вважаючи вузлові з’єднання елементів ферми шарнірними.

Станом на сьогодні, як свідчить довготерміновий прогноз в галузі капітального будівництва, залізобетонні конструкції протягом тривалого часу зберігатимуть домінуюче положення, тому завдання зменшення їх матеріалоємності є першочерговим. Одним з варіантів виконання завдання є використання нерозрізних сталезалізобетонних конструкцій, які об’єднують поєднання в роботі залізобетонної плити і комбінованих металевих елементів.

Як показують розрахунки, достатньо високий ефект дають конструкції такого типу при великих прольотах будівель.

Під час розрахунку металевих балок верхнього поясу комбінованих конструкцій, об’єднаних з залізобетонною плитою, необхідно враховувати положення нейтральної осі на кожній стадії завантаження.

Залежно від величини напружень стиску, які виникають у залізобетонній плиті, розрізняють декілька розрахункових випадків роботи об’єднаного перетину.

Основною розрахунковою схемою об’єднаного перетину є пружна його робота, яка основана на гіпотезі плоских перетинів і пропорційності напружень і деформацій.

Цю розрахункову схему приймають в усіх випадках, коли найбільші напруження в плиті не перевищують розрахункового опору бетону на стиск. Її використовують також для визначення деформацій об’єднаних конструкцій.

Аналіз роботи комбінованих металевих конструкцій ще на стадії їх проектування дає можливість досягнути шляхом оптимізаційних розрахунків значної економії в витратах матеріалів. Ефект зменшення витрат матеріалів стає більшим при поєднанні в сумісній роботі металевих комбінованих конструкцій і залізобетонної плити в умовах регулювання зусиль як статично невизначених багатопрольотних нерозрізних конструкцій.

З метою досягнення вищезгаданого пропонується комплекс розрахунково-конструктивних і технологічних рішень, які дозволяють раціонально сформувати напружено деформований стан в

Lviv Polytechnic National University Institutional Repository http://ena.lp.edu.ua

перетинах сталезалізобетонних балок двотаврового перетину, з яких утворюється конструкція перекриття чи покриття.

Залізобетонна монолітна плита для конструкцій такого типу виготовляється з бетону класу В25…В30. Як показує аналіз наукових досліджень, в плиті пропонується використовувати збільшені витрати арматури в поздовжньому напрямі, хоча для плити він є неробочим. В робочому напрямку арматура підбирається традиційним розрахунком за схемою нерозрізної багатопролітної балки.

Збільшення класу бетону і збільшення кількості арматурних сіток в поздовжньому напрямі забезпечує зміщення фізичної осі в сторону полички і відповідно перерозподіл напружень зі стальної конструкції на залізобетонну плиту. Сумісність роботи залізобетонної плити і стальної конструкції забезпечується попереднім приварюванням до її верхньої полички відповідно до розрахунку арматурних анкерів.

Регулювання зусиль у комбінованій сталезалізобетонній конструкції забезпечується сумісною взаємодією верхньої сталезалізобетонної частини і нижньої – стальною частиною підвіски. До того ж регулювання напружено деформованого стану доцільно здійснити одночасно за технологічним методом, тобто постадійним долученням в роботу різних частин конструкцій. Особливо значний ефект досягається за нерозрізної схеми роботи такої конструкції.

Задача визначення зусиль в комбінованих статично невизначених системах розв'язується на основі методик пружного розрахунку, в основному з використанням наближених методів. В таких конструкціях пружні жорсткісні характеристики елементів залишаються постійними і не залежать від зусиль, а визначаються на основі робочих креслень елементів. Несуча здатність комбінованих сталезалізобетонних систем визначається або з пружного розрахунку, або методом граничної рівноваги. У першому випадку не враховуються повною мірою перерозподіл зусиль поміж елементами конструкції після тріщиноутворення і появи пластичних деформацій бетону і арматури в верхній частині, а також дефекти (розриви накладок діафрагм, корозію елементів підвіски нижньої частини) реального стану. У другому випадку (оперує поняттям пластичного шарніру) передбачається наявність нескінченно великого інтервалу пластичних деформацій під час деформування залізобетонного елементу, тому дещо переоцінюється такий перерозподіл.

Комбіновані континуальні плитно-балочні системи під час розрахунків найчастіше замінюють спрощеними дискретними фізичними моделями у вигляді стержневої статично невизначеної системи [1–2], елементи якої представляють геометричні осі балки і елементів підвіски, жорсткість яких в статичній схемі відповідає їхнім фактичним жорсткостям.

Співробітники НДЛ-19 кафедри будівельного виробництва інституту будівництва та інженерії довкілля Національного університету “Львівська політехніка” запропонували під час розроблення робочого проекту реконструкції басейну санаторію “Женева” в м. Трускавці конструкцію сталезалізобетонного перекриття над першим поверхом будівлі.

Будівля в середній частині запроектована за схемою 10+10+10 м. Як несучі конструкції перекриття виконавець запропонував комбіновані сталезалізобетонні конструкції прольотом 10 м (рис.1).

На першій стадії проектування згідно з розробленою методикою розрахунку [3] комбінованої однопрольотної металевої конструкції прольотом 10 м шляхом оптимізації розроблено геометричні та пружні параметри її елементів (рис. 1). Критерієм розрахунку є досягнення в елементах балкоферми рівнонапруженого стану, при якому витрати матеріалів є мінімальними. Металеві балкоферми розташовані з кроком 6 м.

Розрахункове навантаження на перекриття становить 48 кН/м.

Плитно-балочна конструкція на кінцевому етапі її влаштування складається з нерозрізної сталезалізобетонної трипрольотної поздовжньої балки, опертої на опори, і $\boldsymbol{m}$ стержнів підвіски в нижній частині, які об’єднують балки в комбіновану систему (рис.1). Приймемо, що нейтральні осі балки жорсткості паралельні до площини $\boldsymbol{XOY}$.

Lviv Polytechnic National University Institutional Repository http://ena.lp.edu.ua

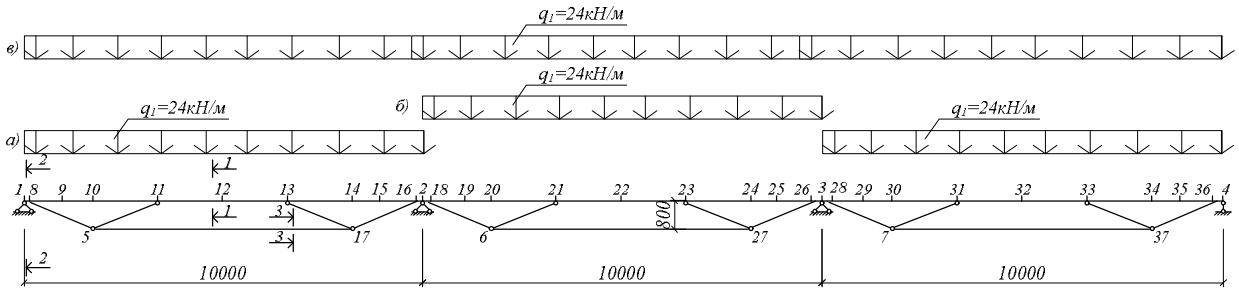

Рис. 1. Схеми завантаження нерозрізної комбінованої конструкції: а – схема завантаження крайніх прольотів постійним навантаженням металевої конструкції – стадія I; б – схема завантаження середнього прольоту постійним навантаженням сталезалізобетонної в крайніх і металевої в середньому комбінованої конструкції – стадія II; в) схема завантаження прольотів постійним і корисним навантаженням сталезалізобетонної комбінованої конструкції – стадія III

У прийнятій моделі стержневу систему представляємо пружними матеріальними лініями окремих елементів, які збігаються з їхніми геометричними осями. Прийнята початкова жорсткість стержня в статичній схемі відповідає початковій жорсткості перерізу реального елементу.

За основну систему на початковому етапі розрахунку приймемо систему матеріальних осей балок і стержнів, умовно розрізану на прості елементи – вузли і стержні між вузлами разом з діючими в них зовнішніми навантаженнями і внутрішніми зусиллями. Напружено-деформований стан балок такої системи при дії вертикального навантаження визначається трьома компонентами сил і трьома компонентами згинальних і крутних моментів, а їх деформації – трьома компонентами лінійних і трьома компонентами кутових переміщень.

Для інженерних розрахунків практичний інтерес становлять згинальні та крутні моменти, поперечні і поздовжні сили, а також прогини в балках. Для наближених розв'язків інші компоненти зусиль і переміщень можна не враховувати, оскільки конструкція в своїй площині ***XOУ*** має велику жорсткість за рахунок сталезалізобетонного перекриття, що складається з поперечних металевих балок і залізобетонної плити перекриття і, практично, немає переміщень. Отже, моделювання роботи конструкції системою згинальних і крутних моментів і поперечних сил без врахування осьових внутрішніх зусиль в площині ***XOУ*** пов'язане з певним спрощенням дійсного характеру її роботи.

Зовнішні навантаження в дискретно-континуальній стержневій системі подамо нормальними до її площини ***XOУ.*** Від дії рухомих навантажень розрахунок проводиться на вузлову одиничну силу, яку розміщують послідовно в усіх вузлах системи, вираховують ординати зусиль і прогинів в кожному вузлі комбінованої системи.

Розрахункову модель стержневої статично невизначеної комбінованої системи представимо у вигляді системи взаємодіючих балок верхнього поясу в деформованому стані як на жорстких опорах, так і на пружно-осідаючих, якими слугують вузли кріплення елементів підвіски нижнього поясу. Вважатимемо, що в пружно-осідаючій опорі переміщення пропорційне тиску, що діє на неї.

Згідно з отриманими розрахунками встановлено перетини елементів металевої конструкції та їх напружено деформований стан (рис. 2). Під час проведення розрахунків встановлено, що зміна положення розкосів нижньої частини практично не впливає на зміну величини прольотних моментів, а для досягнення рівномоментного стану необхідно було збільшити висоту конструкції між математичними осями. Однак це суперечило вимогам архітектурного проектування.

Регулювання зусиль в нерозрізній трипрольотній балці жорсткості статично невизначеної комбінованої конструкції здійснюється у три стадії, що описані нижче.

Металеві елементи статично невизначеної комбінованої конструкції сприймають рівномірно розподілене навантаження q=4,8 т/м.п.=48 кН/м.п. на всі три прольоти.

Найбільші напруження виникають в приопорних елементах 16-2 і 3-28 і становлять

$$\sigma = \frac{1632490}{848} + \frac{37709}{73{,}5} = 2438 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = 243.8\ \text{МПа}.$$

Lviv Polytechnic National University Institutional Repository http://ena.lp.edu.ua

Стадія I. Обетоновуючи крайні прольоти завдовжки 10 м, комбінована залізобетонна конструкція сприймає навантаження величиною 24 кН/м (постійне навантаження) лише в крайніх прольотах (рис.1, а). Від завантаження крайніх прольотів в середньому прольоті конструктивні елементи отримують зворотні прогини (див. таблицю), а також знакоперемінні зусилля – відбувається додаткове регулювання зусиль в елементах металевої балко-ферми.

У результаті набору міцності бетоном в крайніх прольотах поперечні перетини балок в цих прольотах з металевих перетворюються в сталезалізобетонні (рис.2, б), жорсткісні характеристики яких значно перевищують початкові. У цьому випадку зміщується положення математичної осі перетинів в сталезалізобетонній конструкції.

Після бетонування переріз 2-2 матиме вигляд сталебетонного, геометричні характеристики якого такі:

$$A_{red}= 46 \cdot 5+200 \cdot 10/7=332,21 \text{ см}^2;$$
$$S_{red}=200 \cdot 10/7 \cdot 15=4285,71 \text{ см}^3;$$
$$y_0'= 4285,71/332,21 = 12,90 \text{ см};$$
$$y_0= 15+12,9=27,9 \text{ см};$$
$$I_{red}=7080+46,5 \cdot 12,9^2+20000/(7 \cdot 12)+200 \cdot 10 \cdot 2,1^2=26019 \text{ см}^4;$$
$$W_{red}^{н}=26019/27,9=932,58\text{см}^3;$$
$$W_{red}^{в}=26019/7,1=3664,65\text{см}^3.$$

Для розрахунку приймаємо

$$t_в=(1,02 \cdot 13,5+2000/7)=1,51\text{см}.$$

Стадія II. Цей етап – обетонування середніх прольотів. У такому разі в верхній частині отримано нерозрізну балку по всій довжині сталезалізобетонного перетину.

Розрахункова схема такої складної конструкції являє собою нерозрізну комбіновану сталезалізобетонну і металеву конструкцію з врахуванням зміни положення по вертикалі математичної осі. Величинами положення математичної осі є отримані під час попереднього розрахунку значень вертикальних переміщень характерних вузлів конструкції (рис.1; таблиця).

Після бетонування переріз 3-3 матиме вигляд сталебетонного. Знайдемо його центр ваги та зведені характеристики:

$$A_{red}= 46 \cdot 5+2 \cdot 13,5+2000/7=359,21 \text{ см}^2;$$
$$S_{red}=2 \cdot 1 \cdot 15,5 \cdot 13,5+2000/7 \cdot 15=4704,21 \text{ см}^3;$$
$$y_0'= 4704,21/359,21 = 13,10 \text{ см};$$
$$y_0= 15+13,1=28,1 \text{ см};$$
$$I_{red}=7080+46,5 \cdot 13,1^2+13,5 \cdot 1^3/(12 \cdot 2)+2 \cdot 13,5 \cdot 1 \cdot 2,4^2+$$
$$+20000/(7 \cdot 12)+2000 \cdot 1,9^2/7=18115,19 \text{ см}^4;$$
$$W_{red}^{н}=18115,19/28,1=932,58\text{см}^3;$$
$$W_{red}^{в}=18115,19/6,9=2625,4\text{см}^3.$$

Для розрахунку приймаємо

$$t_в=((1,02+1) \cdot 13,5+2000/7)=1,56\text{см}$$

Розроблена методика розрахунку комбінованих металевих сталезалізобетонних конструкцій передбачає в рівняннях нерозривності деформації зв'язок між згинальними моментами й вертикальними переміщеннями. У разі зміни положення математичної осі рівняння нерозривності деформацій матимуть вигляд:

$$d_{m,k-2}M_{k-2} + d_{m,k-1}M_{k-1} + d_{m,k}M_k + d_{m,k+1}M_{k+1} + d_{m,k+2}M_{k+2} +$$
$$+ \frac{y_{k-1} + y_{k-1}'}{l_1} - \frac{(y_k + y_k')(l_1 + l_2)}{l_1 * l_2} + \frac{(y_{k+1} + y_{k-1}')}{l_2} = 0 \quad (1)$$

де y_{k-2}', y_{k-1}', y_k', y_{k+1}', y_{k+2}' – відомі величини вертикальних переміщень характерних вузлів конструкції.

Lviv Polytechnic National University Institutional Repository http://ena.lp.edu.ua

Після математичних операцій рівняння нерозривності деформацій (1) матимуть вигляд

$$d_{m,k-2}M_{k-2} + d_{m,k-1}M_{k-1} + d_{m,k}M_k + d_{m,k+1}M_{k+1} + d_{m,k+2}M_{k+2} +$$

(2)

$$+ \frac{y_{k-1}}{l_1} - \frac{y_k(l_1 + l_2)}{l_1 * l_2} + \frac{y_{k+1})}{l_2} = -\frac{y_{k-1}'}{l_1} + \frac{y_k'(l_1 + l_2)}{l_1 * l_2} - \frac{y_{k-1}'}{l_2}$$

Стадія III – набір міцності бетону в середніх прольотах. Комбіновані сталезалізобетонні перетини в прольотних будовах працюють на сприйняття постійного і корисного навантаження. По довжині верхня частина являє собою нерозрізну сталезалізобетонну балку (рис.2, б).

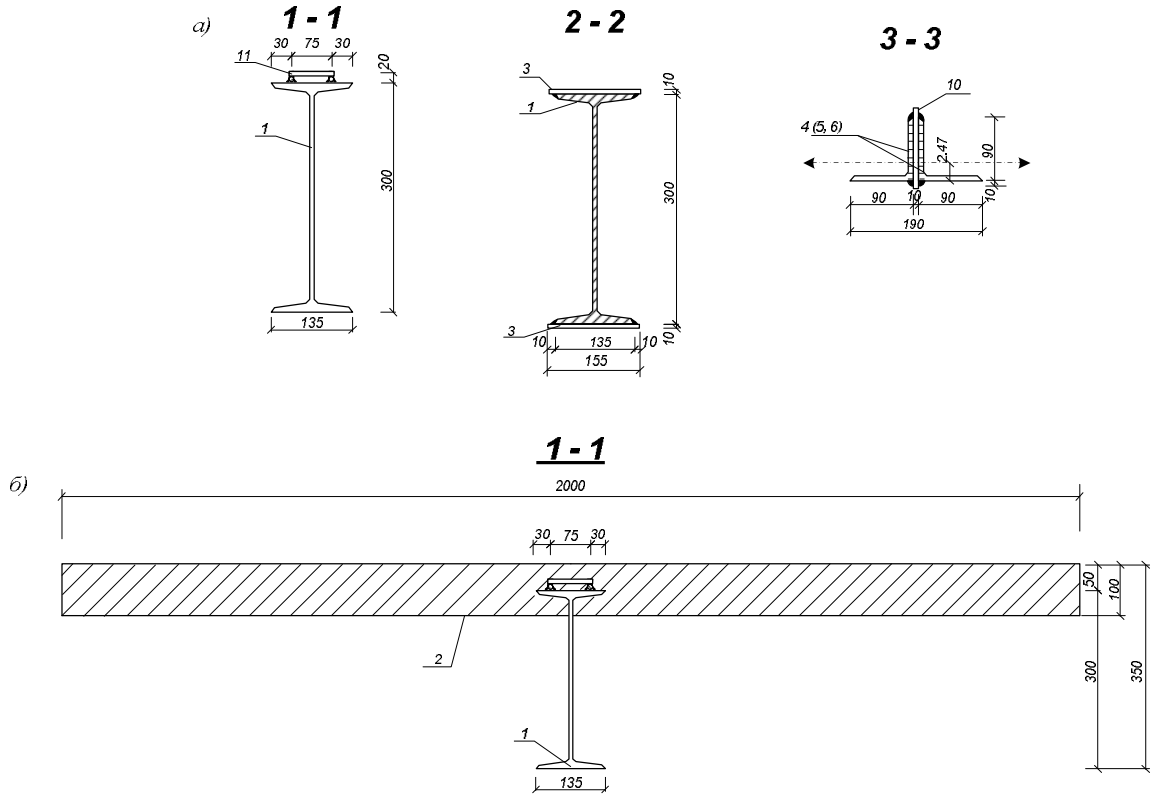

Рис. 2. Перетини комбінованої конструкції: а – до бетонування; б – після бетонування

Розрахункова схема конструкції (рис. 1) враховує зміну положення по вертикалі математичної осі з результатів розрахунку попереднього етапу (стадії II).

Як показують проведені поетапно розрахунки, перетворення металевої комбінованої конструкції в нерозрізну сталезалізобетонну дає змогу зменшити величину прокатної балки жорсткості. До того ж дещо збільшуються перетини нижньої підвіски ферми, але їх затрати з економічного погляду є незначними порівняно з решотою конструкції.

Величини вертикальних прогинів вузлів комбінованої конструкції з врахуванням стадійного завантаження

вузол / стадія	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
стадія 1	0	0	0	0	-5,9	1,2	-4,0	-1,3	-5,9	-8,8	-11,6	-11,7	-8,4	-4,9	-3,0	-0,57	-4,0	0,52
стадія 2	0	0	0	0	-4,9	-2,9	-3,0	-0,9	-4,4	-6,6	-9,5	-9,5	-6,5	-2,9	-1,5	-0,2	-3,0	-0,05
стадія 3	0	0	0	0	-4,0	-3,1	-2.3	-0,8	-3,8	-0,3	0	-7,6	-5,0	-2,2	-1,1	-0,1	-2,3	-0,02

вузол / стадія	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
стадія 1	2,1	2,7	2,1	1,7	2,1	2,7	2,1	0,52	1,2	-0,57	-3,0	-4,9	-8,4	-11,7	-11,6	-8,8	-5,9	-1,3	-5,9
стадія 2	-1,0	-2,7	-6,7	-9,1	-6,7	-2,7	-1,0	-0,04	-2,9	-0,2	-1,5	-2,9	-6,5	-9,5	-9,5	-6,6	-4,4	-0,9	-4,8
стадія 3	-1,3	-3,0	-7,0	-9,0	-7,0	-3,0	-1,3	-0,02	-3,1	-0,1	-1,1	-2,2	-5,0	-7,6	-7,8	-5,6	-3,8	-0,8	-4,0

Lviv Polytechnic National University Institutional Repository http://ena.lp.edu.ua

За результатами проведених теоретичних досліджень встановлено:

– розрахунок комбінованої конструкції як багатопрольотної сталезалізобетонної з врахуванням регулювання зусиль за рахунок поетапного завантаження прольотів показує, що максимальні напруження виникають в приопорних ділянках, але вони не перевищують 2.5 %. Ці напруження (зусилля) достатньою мірою сприйме арматура в верхній зоні залізобетонної плити. До того ж в середній частині середнього прольоту максимальні напруження становлять 75 % від допустимих;

– недонапруження перетинів сталезалізобетонної конструкції дає можливість зменшити величину прокату балки жорсткості на 25%.

1. Кваша В.Г., Іваник І.Г. Інженерний метод просторового розрахунку плитно-ребристих залізобетонних систем. Проблеми теорії і практики залізобетону // Ювілейна наук.-техн. конф., присвячена 100-річчю від дня народження д.т.н., проф. М.С. Торяника. Збірн. наук. ст. – Полтава: Державний технічний ун-т ім. Кондратюка, 29–31 жовтня 1997 р. – с. 186–189.

2. Кваша В.Г., Попович Б.С., Іваник І.Г До розрахунку залізобетонних балок зі змінною по довжині жорсткістю. Теорія і практика будівництва // Вісник Держ. ун-ту "Львівська політехніка". – № 335. – Львів, 1997. – С.56–62.

3. Іваник І.Г, Віхоть С.І. Розрахунок комбінованих конструкцій з використанням методу введення уявних шарнірів // Теорія і практика будівництва. Вісн. Нац. ун-ту "Львівська політехніка". – №545. – Львів, 2005. – С.74–78.

І. Кархут

Національний університет "Львівська політехніка"

ДОСВІД НЕТИПОВОГО ПРОЕКТУВАННЯ

© Кархут І., 2010

Застосування нетипових конструкцій у будівництві пов'язане з кількома факторами. Основними з них є застосування індивідуальних проектів, наявність складних інженерно-геологічних умов будівництва, реконструкція та підсилення будівель і споруд.

Під час реконструкції офісного центру на площі Є. Петрушевича, 3 поряд з проблемою збереження архітектурного ансамблю площі, сформованого у радянські часи, постало завдання мінімального втручання в конструктивні схему будівлі. Перше завдання було виконане в архітектурній майстерні під керівництвом заслуженого архітектора України, лауреата державної премії О. Базюка. Друге завдання (надбудови двох-трьох поверхів без посилення фундаментів та з мінімальним посиленням існуючого неповнокаркасного будинку. Було проведене посилення простінків 1–2 поверхів з віброцегляної кладки з застосуванням найлегших матеріалів – полотен з вуглецевих волокон завтовшки 0,13 мм. Це дозволило підвищити вдвічі несучу простінків практично без збільшення їх ваги. Демонтаж важкого залізобетонного покриття четвертого поверху (порожнисті плити, ригелі, гідроізоляційний килим та шар утеплювача) дозволив значно зменшити навантаження на існуючі стрічкові фундаменти, оперті на мергелястий грунт.

Загальна вага демонтованих конструкцій перевищувала 500 кг/м^2. Повторне використання демонтованих залізобетонних конструкцій дало змогу зменшити затрати на реконструкцію. Проектуючи металевий каркас надбудови, прийнято ефективнішу схему з нерозрізними трипрогоновими поперечними рамами з прокатних профілів, на відміну від поздовжніх залізобетонних рам каркаса існуючого будинку. Крок рам дорівнював кроку залізобетонних колон – 4 м. Для зменшення зусиль у рамах існуючого каркаса обпирання металевих колон прийняте шарнірним. Другорядні балки встановлювались з кроком 0,6–0,8 м в межах висоти ригелів. Для балок використані тонкостінні С-подібні оцинковані профілі заввишки 200 мм. Жорсткі диски

Lviv Polytechnic National University Institutional Repository http://ena.lp.edu.ua