

## НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ КОМПЛЕКСНИХ КОНСТРУКЦІЙ З НЕСУЧИМИ СТАЛЕВИМИ ТОНКОСТІННИМИ ХОЛОДНОГНУТИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ

© Петренко О.В., 2013

Наведено результати теоретичних та експериментальних досліджень несучої здатності комплексних конструкцій з несучими сталевими тонкостінними холодногнутими елементами. Встановлено та проаналізовано параметри комплексних конструкцій, від яких залежить їх робота та схема руйнування.

**Ключові слова:** тонкостінні холодногнути елементи, комплексні конструкції, несуча здатність, схеми руйнування.

**In the article the results of theoretical and experimental studies of bearing capacity of complex structures with bearing cold-formed steel thin-walled elements are presented. Determined and analyzed the parameters of complex structures that affect their work and scheme of destruction.**

**Key words:** thin-walled cold-formed elements, complex structures, bearing capacity, the scheme of destruction.

### Проблема та її актуальність

Комплексна конструкція складається зі сталевих несучих тонкостінних елементів та неметалевої обшивки [1], які об'єднані пружно-податливими з'єднаннями. Досвід проектування на основі діючих норм і практичного застосування таких конструкцій незначний. Результати аналізу свідчать, що втрата несучої здатності та руйнування комплексної конструкції може відбуватись за двома принциповими схемами:

I – втрата несучої здатності відбувається внаслідок вичерпання міцності сталевих несучих елементів при забезпеченні його сумісної роботи з обшивкою;

II – сумісна робота з обшивкою порушується до вичерпання міцності сталевих несучих елементів; втрата несучої здатності відбувається як для окремо працюючого сталевих елементів.

Схема руйнування I більш прийнятна як за рівнем несучої здатності, так і за формою її втрати. Така схема дає змогу вчасно виявити наближення граничного стану II групи за прогинами і здійснити заходи по недопущенню виходу з ладу конструкції. Тому доцільно проектувати комплексні конструкції з такими параметрами, які передбачали б втрата несучої здатності і руйнування саме за схемою I. Проте, теоретичні методики розрахунку сталевих елементів та комплексних конструкцій [2,3] не вказують однозначно на області параметрів, які розмежовують можливі схеми руйнування. Тому встановлення параметрів комплексних конструкцій, які визначають схеми їх руйнування, є важливою науково-практичною задачею.

Постановка задачі. Робота комплексної конструкції характеризується низкою особливостей [4]: це податливість з'єднань, яка не виключає взаємного зсуву сталевих елементів і неметалевої обшивки; значна відмінність модулів їх пружності; тонкостінність сталевих елементів спричинює втрату місцевої стійкості стисненої полиці та стінки при низькому рівні напружень; перерозподіл напружень внаслідок сумісної роботи.

Для встановлення параметрів та їх значень, які розмежовують розглянуті схеми руйнування комплексних конструкцій, були проведені теоретично-експериментальні дослідження:

– аналіз методик розрахунку тонкостінних сталевих елементів для визначення залежностей розрахункових параметрів поперечного перерізу від початкових геометричних параметрів ( $h/t$ ,  $b/t$ ), а також від рівня напружень;

– аналіз результатів експериментальних досліджень модельних та натурних зразків згинаних комплексних конструкцій для визначення фізико-механічних характеристик, які впливають на схему руйнування.

### Аналіз методик розрахунку сталевих ТГЕ при закритичній роботі

Згідно з методикою Вінтера, розрахункові геометричні параметри перерізу тонкостінного сталевих елементів залежать від величини нормальних напружень, що виникають у ньому. При напруженнях у стінці та полицях ТГЕ, які не перевищують критичних напружень втрати місцевої стійкості, розподіл нормальних напружень у перерізі має вигляд, зображений на рис. 1, а.

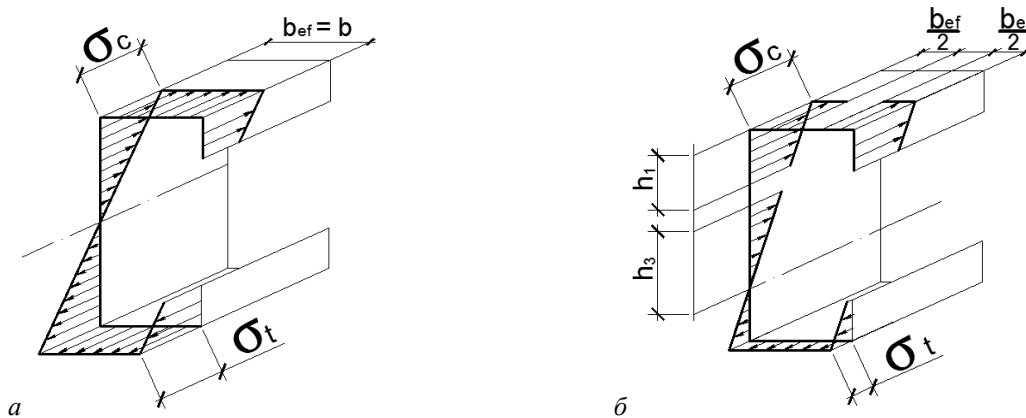


Рис. 1. Розподіл розрахункових нормальних напружень у перерізі згинаного тонкостінного елемента: а – до втрати місцевої стійкості; б – після втрати місцевої стійкості стінки та стисненої полиці

Із збільшенням навантаження напруження зростають, досягають рівня критичних і відбувається втрата місцевої стійкості стисненої полиці і стінки ТГЕ. Несуча здатність при цьому не вичерпується, а розрахункову ширину стиснених полиць і стінок визначають згідно із нормами [2] або результатами досліджень, виконаних на основі [3] (див. рис. 2, б). Порядок визначення геометричних параметрів за настановою [2] такий. Визначають умовну гнучкість стінки  $\overline{\lambda}_w$  та стисненої полиці  $\overline{\lambda}_p$ :

$$\overline{\lambda}_w = 1,052 \frac{h}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{\max}}{E}} \quad (1)$$

$$\overline{\lambda}_p = 1,052 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{\max}}{E k_1}} \quad (2)$$

При виконанні умови:

$$\overline{\lambda}_w(\overline{\lambda}_p) \geq 0,673 \quad (3)$$

розрахункова висота стінки та ширина стисненої полиці становлять:

$$h_{ef} = \rho h \quad (4)$$

$$b_{ef} = \rho b \quad (5)$$

Коефіцієнт  $\rho$  визначають залежно від умовної гнучкості стінки  $\overline{\lambda}_w$  та стисненої полиці  $\overline{\lambda}_p$ :

$$\rho = \frac{1 - \frac{0,22}{\overline{\lambda}_w(\overline{\lambda}_p)}}{\overline{\lambda}_w(\overline{\lambda}_p)} \quad (6)$$

Геометричні параметри ТГЕ в закритичній стадії роботи згідно із [3] визначають так. Визначають гнучкість стисненої полиці:

$$\lambda_p = \frac{b}{t}. \quad (7)$$

За умови, що гнучкість не перевищує значення:

$$\lambda_p < 0,95 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{\max}}}, \quad (8)$$

розрахунок ведуть за геометричними параметрами стисненої полиці. Коли ж умова (8) не виконується, розрахункову ширину стисненої полиці визначають за залежністю:

$$b_{ef} = 1,9t \sqrt{\frac{E}{\sigma_{\max}}} - 0,904 \frac{t^2 E}{b \sigma_{\max}}. \quad (9)$$

Розрахункові параметри стінки приймають:

$$h_1 = 0,76t \sqrt{\frac{E}{\sigma_{\max}}}; \quad (10)$$

$$h_3 = 1,5h_1. \quad (11)$$

Залежності від навантаження розрахункової ширини стисненої полиці типових сталевих тонкостінних елементів: С90х35х1,0 та С90х40х1,0 Sunday-System, а також С75х50х0,55 системи Кнауф, визначені за двома методиками: настановою [2] та рекомендаціями [3], наведено в табл. 1.

Таблиця 1

**Залежності від навантаження розрахункової ширини стисненої полиці, визначені згідно із [2] та [3]**

Геометричні параметри поперечного перерізу	Нормальні напруження в стисненій полиці $\sigma_{\max}$ , МПа	Розрахункова ширина стисненої полиці $b_{ef}$ , мм:		Різниця значень розрахункової ширини, %
		I – визначена за [2], II – згідно з [3]		
		I	II	
С90х35х1 $\frac{b}{t} = 35,0$	До 150,8	35,00	35,00	0
	Від 150,8 До 274,9	35,00	32,70	7,03
С90х40х1 $\frac{b}{t} = 40,0$	До 114,9	40,0	40,0	0
	Від 114,9 до 210,7	40,0	37,312	Від 0 до 7,23
	213,5	39,747	37,211	6,80
	221,7	39,00	36,916	5,7
	230,0	38,301	36,622	4,58
	238,2	37,635	36,331	3,59
С75х50х0,55 $\frac{b}{t} = 90,91$	до 22,50	50,0	50,0	0
	Від 22,5 до 40,8	50,0	від 50,0 до 46,63	Від 0 до 6,74
	60,5	41,067	42,354	3,04
	72,6	37,489	40,145	6,62
С75х50х0,55 $\frac{b}{t} = 90,91$	84,7	34,708	38,233	9,22
	96,8	32,467	36,567	11,21
	108,9	30,610	35,103	12,80
	121,0	29,039	33,806	14,10
	145,2	26,509	31,601	16,11
	169,4	24,542	29,789	17,61
	193,62	22,957	28,267	18,79
	217,8	21,644	26,964	19,73

Як видно з табл. 1, значення розрахункової ширини полиці, визначені за двома методиками, аналогічні для перерізів зі значенням параметра гнучкості  $\frac{b}{t} = 35,0$  до напружень 150,8 МПа, для

$b/t = 40,0$  – до 114,9 МПа, а для  $b/t = 90,91$  до напружень 22,50 МПа. При перевищенні вказаного рівня напружень значення розрахункової ширини полиці, визначені за різними методиками, не дають збіжних результатів. Для профілів із параметром  $b/t = 40,0$  при збільшенні напружень від 210,7МПа до 238,2МПа розбіжність у значеннях розрахункової ширини полиці зменшується від 7,23% до 3,59%, для профілів з  $b/t = 90,91$  розбіжність у значеннях зростає: від 6,74% до 14,10% при напруженнях від 40,8МПа до 121,0МПа відповідно. Відмінність значень розрахункової ширини спостерігається за більших значень  $b/t$ .

Як показали результати оптимізації ширини стисненої полиці [5], для комплексних конструкцій оптимальне значення  $b/t$  може становити від 38 до 150 залежно від товщини сталевго елемента та площі сумісно працюючої обшивки. Тому для коректного проектування елементів, що працюють у закритичній стадії, з гнучкістю  $b/t \geq 40,0$ , було проведено експериментальні дослідження і встановлено дійсний розподіл напружень у перерізі. Зокрема встановлено, що завдяки сумісній роботі відбувається перерозподіл напружень у перерізі комплексної конструкції. Напруження у стисненій полиці при нормальній роботі не перевищують 80-100МПа. Для такого рівня напружень значення розрахункової ширини стисненої полиці, визначені за двома методиками [2] та [3], показують задовільну збіжність навіть при значеннях  $b/t \geq 80,0$ . Тому для подальших розрахунків і конструювання комплексних конструкцій користуємось чинними нормами [2]. Аналіз методик розрахунку показав (див.табл.1), що одним з параметрів, який визначає роботу і схему руйнування комплексної конструкції, є гнучкість стисненої полиці  $b/t$  несучого сталевго елемента.

### Методика розрахунку та стадії роботи комплексних конструкцій

Розрахунок комплексних конструкцій з неметалевою обшивкою та сталевими тонкостінними холодногнутими елементами зводиться до визначення приведеної площі сумісно працюючої обшивки.

Геометричну площу обшивки  $A_{sh}$  приводять до розрахункової  $A_{sh}^{red}$  за формулою:

$$A_{sh}^{red} = A_{sh} \times k_b \times k_\gamma \times \gamma_1 \times k_{def}, \quad (12)$$

де коефіцієнти враховують:  $k_b$  – нерівномірність розподілу напружень за шириною і товщиною обшивки, приймається за аналогією згідно із [6];  $k_\gamma$  – відмінність модулів пружності сталі і матеріалу обшивки;  $k_{def}$  – податливість з'єднання;  $\gamma_1$  – зміну несучої здатності та податливості з'єднання внаслідок корозії.

Теоретичні дослідження, підтвержені результатами експериментів, показують, що робота комплексної конструкції умовно поділяється на три стадії (рис. 2,а): 1 – від початку прикладення навантаження до включення обшивки в сумісну роботу; 2 – від моменту включення обшивки в сумісну роботу до втрати місцевої стійкості стінки і стисненої полиці; 3 – від моменту втрати місцевої стійкості стінки і стисненої полиці до втрати несучої здатності комплексної конструкції.

Стадія 1. При початковому прикладенні навантаження відбувається поступове включення обшивки в сумісну роботу. До моменту такого включення сталевий несучий елемент і обшивка працюють окремо. Тонкостінний сталевий елемент працює у пружній фазі. Напруження у стінці і стисненій полиці є нижчими від критичних напружень, місцева стійкість забезпечується. Нейтральна вісь згину сталевго елемента збігається з геометричною віссю. Напруження від згину в обшивці незначні.

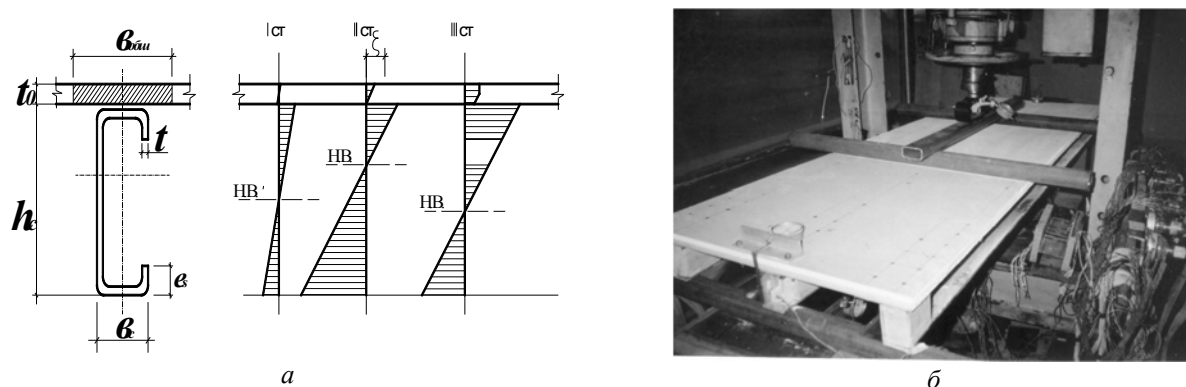


Рис. 2. Стадії роботи (а) та експериментальні дослідження (б) комплексної конструкції

Стадія 2. Початок стадії 2 відповідає моменту включення обшивки в сумісну роботу за залежністю (12) і початку пружної роботи з'єднань. Із збільшенням навантажень частину стиснених зусиль разом із стисненою полицею сприймає також стиснена обшивка. При цьому напруження у розтягнутій полиці порівняно із стисненою зростають інтенсивніше. Закінченням стадії 2 вважатимемо досягнення критичних напружень втрати місцевої стійкості стисненої полиці і стінки несучого елемента.

Стадія 3. Внаслідок втрати місцевої стійкості стисненої полиці і стінки несучого елемента розрахункова ширина стисненої полиці і висота стінки сталевго ТГЕ зменшується і може бути визначена згідно із (4)–(5) або (9)–(11). Залежність  $N - \Delta$  з'єднань продовжує залишатись пропорційною. Залежність прогинів від навантаження переставє залишатись пропорційною. Подальше збільшення навантажень призводить до зростання ділянки втрати місцевої стійкості стиснених частин сталевго елемента. Напруження стиску у сталевому ТГЕ та обшивці стрімко зростають. Залежність  $N - \Delta$  з'єднань переставє залишатись пропорційною. Прогини стрімко наростають. Відбувається втрата несучої здатності.

На основі аналізу методик розрахунку сталевих ТГЕ та комплексних конструкцій встановлено, що причиною руйнування комплексних конструкцій є депланація і випучування перерізу сталевго елемента, яка відбувається після втрати ним місцевої стійкості.

### Аналіз результатів експериментальних досліджень комплексних конструкцій

На основі результатів проведених експериментальних досліджень комплексних конструкцій (рис. 2, б, табл. 2) встановлено схему їх руйнування залежно від співвідношення площі сумісно працюючої обшивки та площі стисненої полиці сталевих ТГЕ.

Таблиця 2

### Результати випробування згинаних комплексних конструкцій

Марка зразка	Площа сумісно прац. обшивки Ash, мм <sup>2</sup>	Площа стисненої полиці bc × t, мм <sup>2</sup>	Відношення Ash / (bc × t), %	Значення при руйнуванні фактичні:		Значення при руйнуванні теорет.:		Схема руйнування
				I – напруження стиску, МПа,	II – прогини, мм (f/L)	I – напруження стиску, МПа,	II – прогини, мм (f/L)	
2.1	0	55,0	0	121,8	16,97 (1/108)	248,62	13,60 (1/135)	II
2.2	6,50	55,0	11,82	144,1	16,43 (1/112)	207,91	16,49 (1/112)	II
2.3.1	8,70	55,0	15,82	128,2	15,15 (1/121)	183,36	14,06 (1/131)	I
2.3.2	26,00	82,5	31,52	145,4	13,63 (1/135)	223,49	12,21 (1/151)	I
2.4	26,00	82,5	31,52	130,4	13,63 (1/135)	218,79	13,94 (1/132)	I
2.5	26,00	82,5	31,52	151,2	28,10 (1/65)	336,85	26,92 (1/68)	I
2.6	52,0	82,5	63,03	161,1	17,77 (1/104)	199,52	19,96 (1/92)	I
2.7	109,0	82,5	132,12	77,7	9,11 (1/202)	55,13	6,03 (1/305)	II*
2.8	109,0	82,5	132,12	182,3	13,26 (1/139)	101,28	12,67 (1/145)	II*

\* руйнування відбулось внаслідок втрати місцевої стійкості стінки за дії зосередженого навантаження

## Схеми руйнування комплексних конструкцій

Залежно від співвідношення геометричних параметрів та фізико-механічних характеристик сталевих несучого елемента, обшивки, а також їх з'єднань встановлено дві принципові схеми втрати несучої здатності комплексних конструкцій:

I – відповідає комплексним конструкціям з вираженою сумісною роботою за умови, що розрахункова площа сумісно працюючої обшивки становить понад 30 % від площі стисненої полиці ( $A_{sh}^{red} \geq 0,3 \times b_c \times t$ ). До навантажень, що становлять 25–30 % від руйнівного, робота конструкції проходить без зсуву обшивки відносно несучих елементів. На цьому етапі роботу сталевих несучих елементів і обшивки можна вважати повністю сумісною. Максимальні напруження в стисненій полиці не перевищують 50 МПа. За збільшення навантаження відбувається зсув обшивки. При навантаженнях, що становлять 40 % від руйнівного, деформації зсуву не перевищують 0,2 мм. При цьому характер залежності прогинів від навантаження помітно не змінюється. Рівень напружень у стисненій полиці становить порядку 80 МПа. Робота комплексної конструкції на цьому етапі відповідає завершенню стадії 2 і переходу до стадії 3. Подальше збільшення навантажень до рівня 60–70 % від руйнівного призводить до наростання взаємних деформацій зсуву обшивки і ТГЕ. Характер залежності прогинів від навантаження також змінюється і відбувається інтенсивніше зростання прогинів. Значення прогинів перевищують допустимий рівень 1/200 від прольоту. Рівномірний розподіл нормальних напружень у стисненій полиці порушується. Відбувається зростання напружень у частині полиці, яка примикає до стінки до рівня 100–120 МПа за зменшення напружень на вільному краю полиці. Це свідчить про втрату місцевої стійкості стисненої полиці. Однак при цьому руйнування конструкції не відбувається і конструкція здатна сприймати збільшення навантажень (стадія роботи 3). Руйнування конструкції відбувається внаслідок випучування краю полиці і депланації перерізу, що супроводжується значними (понад 1/100 від прольоту) прогинами.

II,а – характерна для окремо працюючих сталевих елементів та для конструкцій з незначним ступенем сумісної роботи несучих елементів з обшивкою (розрахункова площа сумісно працюючої обшивки менше 15 % від площі стисненої полиці  $A_{sh}^{red} \leq 0,15 \times b_c \times t$ ). При прикладенні навантаження, що становить 10–15 % руйнівного, починається відносний зсув обшивки і сталевих елементів. Рівномірність розподілу напружень у стисненій полиці порушується. Втрата місцевої стійкості, депланація перерізу і випучування вільного краю стисненої полиці відбувається за навантажень, що становлять 40 % від руйнівного за схемою I. Залежність прогинів від навантаження вже на початкових етапах набуває непропорційного характеру. Руйнування конструкції відбувається при навантаженнях, які становлять 60–80 % від руйнівного за схемою I. Прогини при руйнуванні перевищують гранично допустимі.

II,б – руйнування конструкції відбувається внаслідок зминання стінки за дії зосередженого навантаження в місцях прикладення навантаження та на опорах. Така схема характерна для конструкцій, у яких настил (обшивка) опирається не безпосередньо по всій довжині несучого елемента, а через додаткові поперечні прогони (лаги). Руйнівні навантаження конструкцій за схемою II,б становлять 60 % від руйнівного за схемою I. Прогини при руйнуванні можуть не перевищувати гранично допустимі або перевищувати їх незначно.

### Висновки

На основі теоретичного аналізу та експериментальних досліджень встановлено параметри комплексних конструкцій, які визначають роботу та схему руйнування таких конструкцій. Такими параметрами є спосіб прикладення навантаження, приведена площа сумісно працюючої обшивки

$A_{sh}^{red}$  та гнучкість стисненої полиці  $\lambda_p = \frac{b}{t}$ . Для комплексної конструкції з суцільно прикріпленою сумісно працюючою стисненою обшивкою з розрахунковою площею не меншою за 30 % від площі стисненої полиці відбувається втрата несучої здатності за II групою граничних станів –

перевищення прогинів. Руйнування при цьому не відбувається і конструкція здатна сприймати додаткові навантаження. Руйнування відбувається після прикладення додаткового навантаження і проходить не крихко. Прогини при руйнуванні перевищують гранично допустимі незалежно від ступеня сумісної роботи обшивки і сталевих елементів.

Робота, втрата несучої здатності і руйнування комплексної конструкції з розрахунковою площею сумісно працюючої обшивки меншою за 15 % від площі стисненої полиці не відрізняється від окремо працюючого сталевих елементів.

Для конструкцій з вираженим місцевим прикладенням навантаження руйнування може відбуватися без попередніх значних деформацій внаслідок зминання стінки та випучування стисненої полиці. Тому в конструкціях з місцевим прикладенням навантаження слід передбачати додаткові конструктивні заходи для уникнення зминання стінки та випучування стисненої полиці, тобто для запобігання крихкому руйнуванню.

1. Гоголь М.В. Підвищення ефективності роботи сталевих тонкостінних холодногнутих елементів у цивільному будівництві / М.В. Гоголь, О.В. Петренко // Вісник Держ. ун-ту "Львівська політехніка" "Теорія і практика будівництва". – Львів, 1998. – № 360. – С.47–52. 2. ДСТУ-Н Б В.2.6-87:2009. Настанова з проектування будинків із застосуванням сталевих тонкостінних профілів. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 55 с. 3. Брудка Я. Стальные складчатые конструкции в строительстве / Я. Брудка, Р. Гарнцарек, К. Милачевски; Пер. с пол. Л.Б. Шарина. – К.: Будивельник, 1989. – 152 с.; ил. 4. Гоголь М.В. Особливості проектування згинаних комплексних конструкцій із сталевими тонкостінними холодногнутими елементами / М.В. Гоголь, О.В. Петренко // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК. – 2003. – Вип. 59. – Кн. 2. – С. 110–117. 5. Оптимальне проектування згинаних тонкостінних холодногнутих елементів С-подібного перерізу / М.В. Гоголь, І.Д. Пелешко, О.В. Петренко, В.В. Юрченко // Вісник Держ. ун-ту "Львівська політехніка" "Теорія і практика будівництва". – Львів, 1998. – № 360. – С.42–47. 6. Гринь И.М. Проектирование и расчет деревянных конструкций: Справочник / И.М. Гринь, В.В. Фурсов, Д.И. Бабушкин и др.; под общ. ред. И.М. Гриня. – К.: Будівельник. – 240 с., ил.