

ПРО ВИБІР РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ ДЛЯ СТАТИЧНО НЕВИЗНАЧЕНОЇ МЕТАЛЕВОЇ РАМИ

ON THE CHOICE OF A CALCULATION SCHEME FOR A STATICALLY UNDETERMINED METAL FRAME

Боднар Ю.І., к.т.н., доцент, [ORCIDorcid.org/0000-0002-7196-2157](https://orcid.org/0000-0002-7196-2157), (Львівський національний аграрний університет, м.Дубляни)

Bodnar Yu.I., candidate of technical sciences, associate professor, orcid.org/0000-0002-7196-2157, (Lviv National Agrarian University, town of Dubliany)

У статті на конкретному прикладі досліджено, як впливає заміна ферми на суцільний ригель та вибір його жорсткостей на результати розрахунку статично невизначеної сталеві рами.

For a single-span steel frame with rigid crossbar bolt the forces in the sections of the column at constant, snow, wind and crane loads have been determined. The calculations were performed using a software package ЛІРА-САПР 2016 (non-commercial version) for various calculation schemes. Schemes with replacement of a truss on a continuous crossbar have been used. Thus in scheme 1: we adhered only to the approximate ratios of bending stiffness; in scheme 2: for crossbars and columns there were set bending and axial stiffness calculated by known formulas that are based on loads, mechanical and geometric parameters; in scheme 3: for the crossbar we have set bending and axial stiffness determined on the basis of cross-sectional areas of the truss belts; and for the column the calculations were made by known formulas depending on the loads, mechanical and geometric parameters. The calculation scheme with a crossbar as a truss has also been used.

The simulation results have indicated a slight change in effort when changing the axial stiffness. Thus, when reducing the axial stiffness by two orders of magnitude, the change in effort from constant, snow, wind and horizontal crane load has not exceeded 1.7%.

The difference between the efforts that were obtained as a result of calculations in the approximate setting of the ratios of bending stiffness and setting of the stiffness (bending and axial) calculated according to the formulas based on loads, mechanical and geometric parameters does not exceed 7.5%. There is a large difference in moments in individual sections, but the values of bending moments in these sections are insignificant.

The difference between the forces obtained when replacing the truss with a beam and calculating its stiffness by bending moments and cross-sectional areas of the belts has been insignificant (in most sections does not exceed 10%). In some sections this difference is larger, but it should be noted that the amount of effort in these sections is insignificant. The difference in bending moments of about 10% for all sections occurs under both constant and snow loads. It should also be noted a more significant difference between the results of calculations regarding the calculation schemes with the farm and the corresponding beam. And as to wind loading it happened practically in all sections.

Ключові слова: рама, колона, ферма, статична невизначеність, сталь, внутрішні зусилля, розрахункова схема
frame structure, column, truss, static uncertainty, steel, internal forces, calculation scheme

Вступ. Одноповерхові промислові будівлі часто проектуються по каркасній схемі із металевим каркасом. Особливо це стосується будівель із значними прольотами та кранами великої вантажопідйомності. Рама, як правило, є статично невизначеною, а ригель проектується у вигляді ферми. Тому актуальним є вивчення особливостей розрахунку таких несучих систем.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Особливості утворення розрахункових схем статично невизначених металевих рам, зокрема початкового вибору жорсткостей елементів, наведено у [1-5]. У статтях [6, 7] автори пропонують підходи до визначення жорсткостей ферм.

Постановка завдання. У статично невизначених системах, як відомо, зусилля при силових навантаженнях залежать від співвідношень жорсткостей елементів. Тому їх розрахунок є ітераційним і спочатку необхідно задати жорсткості (їх співвідношення). Дослідимо наскільки впливає заміна ферми на суцільний ригель та похибка у початковому задаванні жорсткостей на результати розрахунку. Дослідження проведемо в рамках програмного комплексу ЛІРА-САПР.

Методика та результати досліджень. При розрахунку статично невизначених сталевих рам рекомендовано [1-3] рекомендовано визначати жорсткості елементів на згинза формулами:

- для ригеля при невідомих перерізах поясів ферми

$$EI_p = E \frac{M_{max} h_p}{2R_y} 1,15\mu \quad (1)$$

- для підкранової частини колони

$$EI_1 = E \frac{(R_2 + 2D_{max}) h_1^2}{k_1 R_y} \quad (2)$$

- для надкранової частини колони

$$EI_2 = E \frac{I_1}{k_2} \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 \quad (3)$$

У цих формулах M_{max} - максимальний згинальний момент в ригелі, як балці на двох шарнірних опорах, навантаженій постійним і сніговим навантаженням, h_p - висота ферми в середині прольоту, R_y - розрахунковий опір матеріалу конструкції, μ - коефіцієнт, який враховує ухил верхнього поясу і деформативність ґратки ферми, R_2 - сила рівна опорній реакції ригеля, як шарнірної балки навантаженої постійним та сніговим навантаженням, D_{max} - максимальний тиск на колону від кранів, h_1 - висота підкранової частини колони, k_1 - коефіцієнт, який залежить від кроку колон, k_2 - коефіцієнт, який враховує нерівність площ перерізів над кранової та підкранової частин колони, h_2 - висота надкранової частини колони.

При розрахунку без застосування програмних засобів цього досить, оскільки у класичних методах (метод сил, метод переміщень) ми нехтуємо впливом поперечних та поздовжніх сил. При розрахунках із застосуванням програмних засобів (наприклад ЛПА-САПР) необхідно задати також поздовжню жорсткість. Рекомендації для цього наведені у [2] :

- осьова жорсткість ригеля

$$EA_p = 4EI_p / h_p^2 \quad (4)$$

- осьова жорсткість підкранової частини

$$EA_1 = 4EI_1 / h_1^2 \quad (5)$$

- осьова жорсткість надкранової частини

$$EA_2 = 4EI_2 / h_2^2 \quad (6)$$

Також у [2] наведено формули для визначення жорсткостей ферми при відомих перерізах поясів ферми

$$EI_p = E(A_{f1}z_1^2 + A_{f2}z_2^2) \quad (7)$$

$$EA_p \approx 2EA_f \quad (8)$$

У формулах A_{f1} , A_{f2} - площі перерізів нижнього та верхнього поясів ферми в середині прольоту, z_1, z_2 - відстані від центрів ваги поясів до нейтральної осі ферми в середині прольоту, $2A_f$ - площа перерізів поясів ферми.

Дослідження будемо проводити на прикладі однопролітної рамина постійне, снігове, вітрове і кранове навантаження згідно [1] (рис.1). Рама є статично невизначеною. Постійне навантаження: рівномірно розподілене на ригель 23.56 кН/м, рівномірно розподілене на надкранову частину колони 18.31 кН/м, на підкранову - 11.30 кН/м. Снігове навантаження - рівномірно розподілене на ригель 8.4кН/м. Кранове навантаження $D_{max}=2670.3$ кН, $M_{max}=2002.7$ кНм, $D_{min}=955.3$ кН, $M_{min}=716.0$ кНм, $T=89.8$ кН. Вітрове навантаження: рівномірно розподілене по висоті від активного та пасивного тиску відповідно 2.77 кН/м та 2.08кН/м, зосереджене на рівні ригеля - відповідно 62.25кН та 46.69кН.

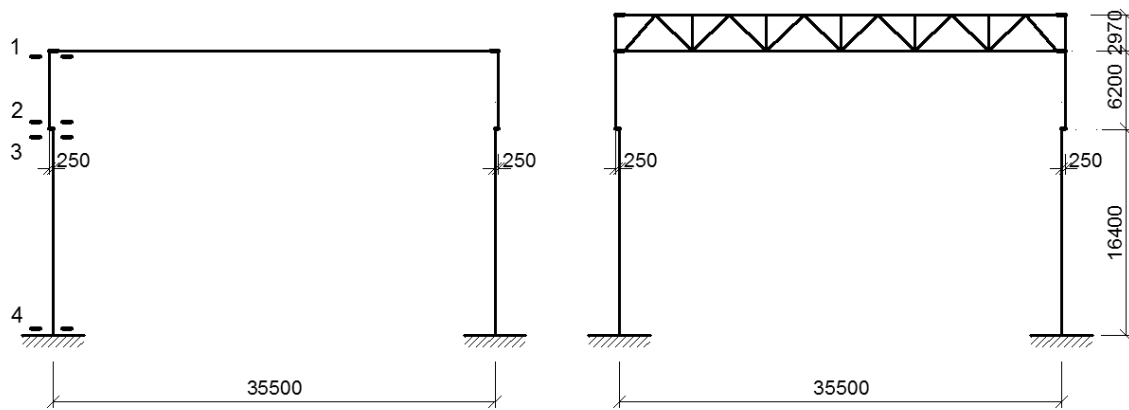


Рис.1 Розрахункові схемита розрахункові перерізи рами
На основі формул (1 - 6) визначаємо жорсткості елементів (табл.1).

Таблиця 1

Жорсткості елементів рами

№	Елемент рами	Жорсткість	
		згинальна, МН·м ²	осьова, МН
1	Ригель	5236	2111
2	Підкранова частина колони	4078	7250
3	Надкранова частина колони	1169	4677

Співвідношення згинальних жорсткостей елементів

$$EI_2 / EI_1 / EI_p = 1169 / 4078 / 5236 \approx 1/3/4 \quad (9)$$

Розрахунок проведемо в рамках ЛІРА-САПР. Результати розрахунків при прийнятій осьовій жорсткості набагато більший за згинальну (аналог ручного розрахунку класичними методами) та співвідношенням між згинальними жорсткостями $EI_2/EI_1/EI_p=1/3/4$ наведені у таблиці 2.

Таблиця 2

Зусилля при приблизному співвідношенні згинальних і великих осьових жорсткостях

Переріз	Вид зусилля	Постійне навантаж.	Короткочасні навантаження						
			снігове	від двох кранів				вітрове	
				D _{max} на колону		T _{max} на колону		зліва	справа
				ліву	праву	ліву	праву		
1	М, кН·м	1260	453	-220	313	95.1	210	-523	533
	N, кН	-420	-151					29.3	-29.3
2	М, кН·м	736	261	-738	-205	281	23.8	-152	136
	N, кН	-534	-151					29.3	-29.3
3	М, кН·м	602	223	1270	507	279	21.6	-145	128
	N, кН	-534	-151	-2660	-970			29.3	-29.3
4	М, кН·м	-783	-285	-101	-862	-701	-471	1350	-1310
	N, кН	-719	-151	-2660	-970			29.3	-29.3
	Q, кН	84.5	31	83.5	83.5	59.8	30	-113	105

Результати моделювання вказують на незначну зміну зусиль при зміні осьової жорсткості. Так при осьовій жорсткості рівній згинальній (зменшенні її на два порядки) зміна зусиль від постійного, снігового, вітрового та горизонтального кранового навантаження не перевищує 1,7%. Суттєвіше ця зміна впливає на зусилля від вертикального кранового навантаження. Різниця сягає 11%.

Визначимо зусилля у перерізах рами, прийнявши згинальні та осьові жорсткості наведені у таблиці 1. Результати подані у таблиці 3.

Таблиця 3

Зусилля при жорсткостях елементів згідно таблиці 1

Переріз	Вид зусилля	Постійне навантаж.	Короткочасні навантаження						
			снігове	від двох кранів				вітрове	
				D_{\max} на колону		T_{\max} на колону		зліва	справа
				ліву	праву	ліву	праву		
1	M, кН·м	1190	429	-203	309	84.9	197	-496	505
	N, кН	-420	-151					27.8	-27.8
2	M, кН·м	691	245	-716	-203	268	13.7	-124	109
	N, кН	-534	-151					27.8	-27.8
3	M, кН·м	558	207	1290	510	266	11.8	-117	102
	N, кН	-534	-151	-2660	-970			27.8	-27.8
4	M, кН·м	-770	-280	-64.3	-845	-723	-472	1380	-1330
	N, кН	-719	-151	-2660	-970			27.8	-27.8
	Q, кН	80.9	29.7	82.6	82.6	60.3	29.5	-114	105

Різниця зусиль отриманих в результаті розрахунків при приблизному співвідношенні жорсткостей та жорсткостях (згинальних та осьових) підрахованих згідно формул (1)-(6) не перевищує 7.5%. Велика різниця по моментах має місце у перерізах 4 (для вертикального кранового навантаження на ліву колону) та у перерізах 2, 3 (для горизонтального кранового навантаження). Слід зауважити, що при цьому величини згинальних моментів у цих перерізах є незначними. Також має місце різниця у результатах по моментах біля 20% у перерізах 2,3 від вітрового навантаження.

При виконанні розрахунків із застосуванням програмних засобів можна не замінити ферму покриття на балку. Але при цьому необхідно знати перерізи елементів ферми. Слідуючи формулам (7), (8) необхідно хоча б перерізи поясів. Для нашої задачі у [1] виконано розрахунок ферми та підібрано перерізи її елементів. Визначимо зусилля в рамі із застосуванням цих результатів (таблиця 4)

Таблиця 4

Зусилля при розгляді ригеля, як ферми

Переріз	Вид зусилля	Постійне навантаж.	Короткочасні навантаження						
			снігове	від двох кранів				вітрове	
				D_{\max} на колону		T_{\max} на колону		зліва	справа
				ліву	праву	ліву	праву		
1	M, кН·м	1230	441	-244	182	101	134	-429	417
	N, кН	-420	-151					23.5	-23.5
2	M, кН·м	659	233	-717	-284	265	-26.9	-51.8	25.8
	N, кН	-534	-151					23.5	-23.5
3	M, кН·м	526	196	1290	429	263	-28.6	-45.9	19.9
	N, кН	-534	-151	-2660	-967			23.5	-23.5
4	M, кН·м	-978	-355	56.3	-803	-785	-453	1470	-1400
	N, кН	-719	-151	-2660	-967			23.5	-23.5
	Q, кН	91.7	33.5	75.2	75.2	63.9	25.9	-115	104

Виконаємо також розрахунки прийнявши згинальну та осьову жорсткість ригеля на основі реальних розмірів поясів ферми посередині прольоту [1] (верхній пояс 200x160x8, нижній пояс 160x7) згідно формули (7), (8). Результати наведені у таблиці 5.

Таблиця 5

Зусилля при суцільному ригелі із жорсткостями згідно перерізів поясів

Переріз	Вид зусилля	Постійне навантаж.	Короткочасні навантаження						
			снігове	від двох кранів				вітрове	
				D_{\max} на колону		T_{\max} на колону		зліва	справа
				ліву	праву	ліву	праву		
1	M, кН·м	1310	470	-203	299	86.8	189	-486	494
	N, кН	-420	-151					27.2	-27.2
2	M, кН·м	753	267	-713	-211	267	8.18	-114	97.7
	N, кН	-534	-151					27.2	-27.2
3	M, кН·м	619	229	1290	502	266	6.26	-107	90.9
	N, кН	-534	-151	-2660	-969			27.2	-27.2
4	M, кН·м	-846	-307	-54.8	-847	-729	-472	1390	-1340
	N, кН	-719	-151	-2660	-969			27.2	-27.2
	Q, кН	89.3	32.7	82.2	82.6	60.7	29.1	-114	104

Із аналізу результатів (таблиці 3-5) можна зробити висновки, що різниця між зусиллями отриманими при заміні ферми балкою та підрахунку її жорсткостей за згинальними моментами та за перерізами поясів є незначною (в більшості перерізів не перевищує 5%). В окремих перерізах ця різниця є більшою, але слід зауважити що величина зусиль у цих перерізах є незначною.

Також слід відмітити суттєвішу різницю між результатами розрахунків за розрахунковими схемами з фермою та еквівалентною балкою (рис.2, 3). На рисунках позначення \blacksquare відповідає розрахунковій схемі із ригелем фермою, \blacklozenge - розрахунковій схемі із жорсткістю суцільного ригеля згідно згинального моменту, \blacktriangle - розрахунковій схемі із жорсткістю суцільного ригеля згідно перерізів поясів ферми.

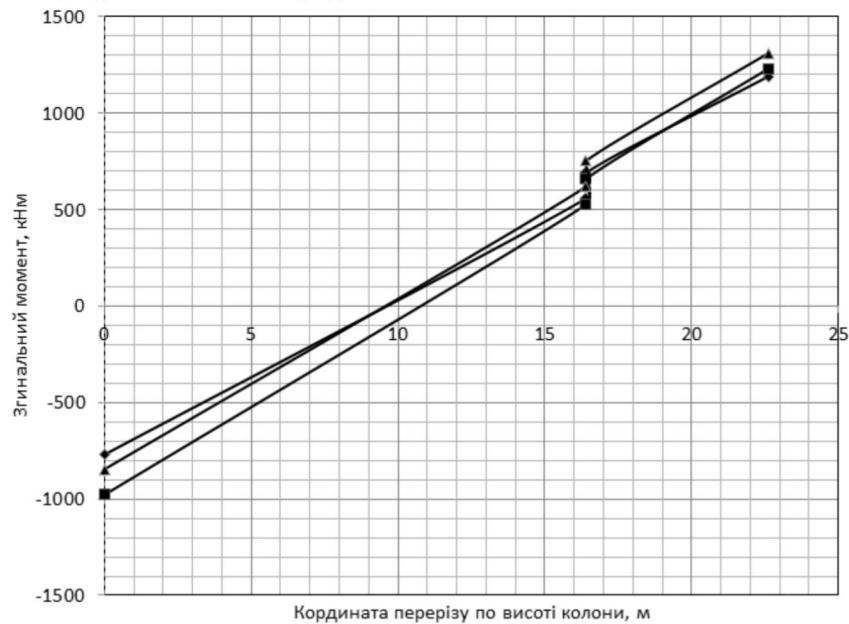


Рис.2. Графіки моментів у лівій колоні від постійного навантаження (0 внизу)

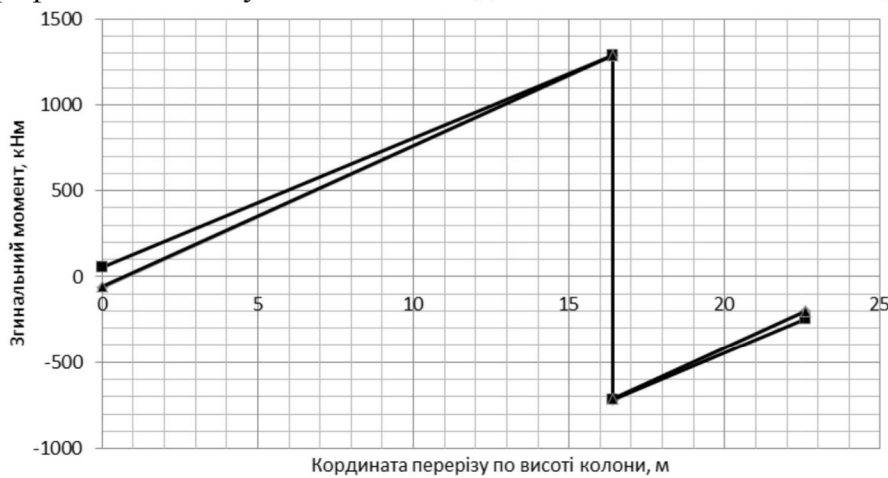


Рис.3. Графіки моментів у лівій колоні від D_{max} на лівій колоні (0 внизу)

Висновки. При попередньому призначенні жорсткостей елементам сталевій одно пролітній рами із жорстким з'єднаннями ферми та колон можна користуватися відомими формулами (1)-(8) для визначення жорсткостей. Різниця у величинах визначених зусиль у більшості перерізів колон при задаванні жорсткостей ригеля згідно формул (1)-(6) та згідно формул (7), (8) не перевищує 10%.

При заміні ферми балкою та підрахунку її жорсткостей за згинальними моментами та за перерізами поясів різниця у згинальних моментах для усіх перерізів біля 10% має місце при постійному та сніговому навантаженні.

Слід відмітити суттєвішу різницю між результатами розрахунків за розрахунковими схемами з фермою та еквівалентною балкою. Причому це спостерігається для вітрового навантаження практично у всіх перерізах.

1. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: підручник. Львів: Світ, 2002. 312с.

Klymenko F.Є., Barabash V.M., Storozhenko L.I. Metalevi konstruktsii: pidruchnyk. Lviv: Svit, 2002. 312s

2. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Конструкции зданий: учеб. для строит. вузов / В. В. Горев и др.; 2-е изд., испр. М.: Высш. шк., 2002. 528 с.

Metallicheskie konstrukcii. V 3 t. T. 2. Konstrukcii zdanij: ucheb. dlya stroit. vuzov / V. V. Gorev i dr.; 2-e izd., ispr. M.: Vyssh. shk., 2002. 528 s

3. Нілов О.О., Лавріненко Л.І. Металеві конструкції. Одноповерхові виробничі будівлі. Основи розрахунку. Позацентрово-стиснуті колони: навч. посіб. К.: КНУБА. 2004. 210 с.

Nilov O.O., Lavrinenko L.I. Metalevi konstruktsii. Odnooverkhovi vyrobnychi budivli. Osnovy rozrakhunku. Pozatsentrovo-stysnuti kolony: navch. posib. K.: KNUBA. 2004. 210 s.

4. Лихтарников Я.М., Ладыжевский Д.В., Клыков В.М. Расчет стальных конструкций: Справ. пособие. 2-е изд., испр. и доп. К.: Будівельник, 1984. 368 с.

Liharnikov Ya.M., Ladyzhevskij D.V., Klykov V.M. Raschet stalnyh konstrukcij: Sprav. posobie. 2-e izd., ispr. i dop. K.: Budivelnik, 1984. 368 s.

5. Металлические конструкции/ Ю.И. Кудишин и др. М.: Изд. центр «Академия», 2007. 688с.

Metallicheskie konstrukcii/ Yu.I. Kudishin i dr. M.: Izd. centr «Akademiya», 2007. 688s.

6. Калашникова О.В. Влияние геометрии решетки ферм с параллельными поясами на её жесткость. *Строительство и реконструкция*. 2012. № 4. С. 41-47.

Kalashnikova O.V. Vliyanie geometrii reshetki ferm s parallelnymi poayasami na eyo zhestkost. *Stroitelstvo i rekonstrukciya*. 2012. № 4. S. 41-47.

7. Коробко В.И., Алдушкин Р.В., Бояркина О.В. Экспериментальные исследования стальных ферм с параллельными поясами на статические и динамические воздействия. *Известия ОрелГТУ. Сер. «Фундаментальные и прикладные проблемы техники и технологии»*, 2009, № 2. С. 39-43.

Korobko V.I., Aldushkin R.V., Boyarkina O.V. Eksperimentalnye issledovaniya stalnyh ferm s parallelnymi poayasami na staticheskie i dinamicheskie vozdeystviya. *Izvestiya OrelGTU. Ser. «Fundamentalnye i prikladnye problemy tehniki i tehnologii»*, 2009, № 2. S. 39-43.

УДК 624.012.035

**ПРОЕКТУВАННЯ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
МАТЕРІАЛАМИ**

**ПІДСИЛЕННЯТА
ЕЛЕМЕНТІВ**

**АНКЕРУВАННЯ
КОМПОЗИТНИМИ**

**ANCHORAGE AND STRENGTHENED DESIGN OF REINFORCED
CONCRETE ELEMENTS BY COMPOSITE MATERIALS**

Борисюк О.П., к.т.н., проф., Зятюк Ю.Ю., к.т.н., доцент, ORCID 0000-0003-3831-6599 Зінчук Ю.І. студент, Матвєєв М. В. студент, Солошко О.М. студентка, (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Borisyuk A.P., PhD, associate professor Ziatyuk Y.Y., PhD, senior teacher, Zinchuk Y. I. student, Matveev M.V. student, Soloshko A. M. student (National University of Water and Environmental Engineering, Rivne)

В європейській практиці широкого використання здобули вуглепластикові матеріали швейцарської фірми Sika, зокрема стрічка SikaCarbodur та полотно SikaWrap, яке також може використовуватися для анкерування стрічок SikaCarbodur. Порівняння, систематизація та визначення оптимального варіанту анкерування стрічки полотном полегшить проектування підсилення конструкцій та спростить їх розрахунок.

In European practice, carbon fiber materials of the Swiss company Sika, in particular SikaCarbodur tape and Sika Wrap canvas, which can be used to strengthen both inclined and normal sections of bending reinforced concrete structures, have become widely used. In addition, Sika Wrap can also be used to anchor SikaCarbodur tapes. Its advantage, which differs from all other methods - is simplicity and extremely low complexity. Usually there are two main reasons for strengthening structures at the same time. This is an unsatisfactory technical condition of the object, and an increase in the level of various types of loads acting on the object and exceeding the value of bearing capacity. Strengthening the structure is almost always a task that requires an individual approach from a technical and economic point of view.

Reinforcement of structures with the help of composite tapes based on carbon fibers is a universal method. It is effective in strengthening concrete, wood, metal, stone and other structures. Separation with composite materials is a competitive method. In general, a significant reduction in the cost of reinforcement is achieved by reducing the time of execution of works, due to the simplicity of reinforcement.