

Ф.С. ЗАМАЛИЕВ¹, А.Г. ТАМРАЗЯН²

¹ФГБОУ ВО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет»,
г. Казань, Россия

²ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия

К РАСЧЕТУ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РЕБРИСТЫХ ПЛИТ ДЛЯ ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Аннотация. Проанализирован отечественный опыт восстановления перекрытий старинных зданий. Дана оценка опыта применения деревожелезобетонных, сталежелезобетонных конструкций перекрытий и методов расчета несущих элементов составного сечения. Отмечено, что действующие нормы проектирования и существующие методы расчета сталежелезобетонных конструкций гражданских зданий и мостовых сооружений используют упрощенные методы расчета и не отражают фактическое напряженно-деформированное состояние изгибаемого элемента, не учитывают начальные доэксплуатационные деформации и напряжения и не приводят к экономичным проектным решениям. Иногда приводят к некорректным результатам. Из условий равновесия составного элемента представлены выражения внутренних моментов и усилий сталежелезобетонных изгибаемых элементов с учетом доэксплуатационных усилий. Приведены результаты собственных экспериментов, где показаны, что в период твердения бетона балки и плиты получают деформации в виде обратного прогиба (выгиб), а в сечениях сталежелезобетонных элементов возникают внутренние напряжения. Приведены формулы для расчета прогибов изгибаемых элементов с учетом их начальных деформаций.

Для сопоставления результатов расчета предложенного метода расчета сталежелезобетонных элементов с учетом начальных деформаций и напряжений использованы данные собственных экспериментов и даны сравнения. Показана удовлетворительная сходимость результатов.

Ключевые слова: сталежелезобетонные перекрытия, несущая способность, расчетная модель, прочность, деформации, начальные напряжения.

F.S. ZAMALIEV¹, A.G. TAMRAZYAN²

¹FSBEI HE "Kazan State University of Architecture and Civil Engineering", Kazan, Russia

²FSBEI HE "National Research Moscow State University of Civil Engineering", Moscow, Russia

TO CALCULATION OF STEEL-REINFORCED CONCRETE RIBBED PLATES FOR REFURBISHED FLOORS

Abstract. Analyzes national experience of restoring the old buildings floors. An assessment of the wood-reinforced concrete using experience, steel-reinforced concrete floor structures and methods for calculating load-bearing elements of a composite section is given. It is noted that the current design standards and existing methods for calculating steel-reinforced concrete structures of civil buildings and bridge structures use simplified calculation methods and do not reflect the actual stress-strain state of a bent element, do not take into account the initial pre-operational deformations and stresses, and do not lead to economical design solutions. Sometimes they lead to incorrect results. Expressions of internal moments and forces of steel-reinforced concrete bending elements are presented from the equilibrium conditions of a composite element, taking into account pre-operational forces. The results of our own experiments are presented, where it is shown that during the hardening of concrete, beams and slabs receive deformations in the form of reverse deflection (bending), and internal stresses arise in

В тех зданиях, где по требованиям архитекторов-реставраторов, сохраняются деревянные балки и при условии целостности и обеспеченности прочности этих балок создается деревожелезобетонное перекрытие по сохранившимся деревянным балкам [3, 4]. Совместность работы бетонной плиты и балок обеспечивается забивкой гвоздей или нагелей в деревянную старую балку [4]. При реконструкции междуэтажных перекрытий в зданиях в ряде Европейских стран выполнены работы по восстановлению старинных перекрытий, иногда с лечением и усилением опорных узлов несущих деревянных балок [4].

Прочность и деформативность деревожелезобетонных балок и плит для гражданского строительства [3-5] и для мостостроения [6] достаточно широко изучены. Однако, механический перенос результатов исследований, аналитических зависимостей, отражающих прочность и деформативность деревожелезобетонных элементов на сталежелезобетонные изгибаемые элементы было бы неправильным и не приведет к желаемым результатам. Несущие элементы деревожелезобетонного и сталежелезобетонного перекрытий по своей технологии возведения, но самое главное, по прочности и деформативности как в период эксплуатации, так и в период возведения (доэксплуатационный период) отличаются. Во-первых, при возведении деревожелезобетонных перекрытий по старым балкам (бревно), используются балки, которые потеряли пластические свойства в отличие от деревянных промышленных балок, применяемых в новых перекрытиях гражданских зданий. В деревянных балках старинных зданий со временем волокна древесины, состоящие из трахеидов (в живом дереве обеспечивающие листья и ветки «живительной» водой) теряют пластичность и становятся хрупкими, хотя уровень расчетного сопротивления у древесины повышается. Здесь должны быть проведены специальные исследования, учитывающие изменения прочностных и пластических свойств древесины, отслужившей 100 - 300 лет, и оценивающие фактическое напряженно-деформированное состояние деревожелезобетонных перекрытий. Во-вторых, в сталежелезобетонных «гибких» перекрытиях в доэксплуатационный период возникают начальные деформации и напряжения, которые накапливаются в стальных ребрах до воздействия эксплуатационных нагрузок [7], что связано со многими факторами, в том числе с усадкой бетона при его твердении, ползучестью бетона при начальных напряжениях и рядом других факторов.

В исследованиях деревожелезобетонных конструкций [3-6] не обнаружены накопления доэксплуатационных напряжений и деформаций, а может пока не исследованы, нами при анализе технической литературы такое не выявлено. При исследовании напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок и фрагментов перекрытий выявлены начальные напряжения до приложения нагрузки и обратный выгиб при твердении бетона. [7, 8].

Экспериментальные исследования, выполненные в лаборатории КГАСУ [8], выявили ряд решающих факторов, влияющих на начальное напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных конструкций. В основном они связаны с образованием нового сечения, с процессами протекающими в бетоне в период его твердения, с усадкой и набуханием, частично с саморазогревом бетона.

Действующие нормы проектирования мостов и труб СП 35.13330.2011 при расчете сталежелезобетонных пролетных строений и СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» используемые во многих проектных организациях, Еврокод (EN1994-1-1) [9,10] используют упрощенные модели расчета и эмпирические зависимости, которые не учитывают начальные напряжения и деформации, возникающие в сечениях составных сталежелезобетонных элементов, и приводят к неэкономичным проектным решениям и некорректной оценке несущей способности элементов сталежелезобетонного сечения.

При проектировании сталежелезобетонных конструкций на базе пакета прикладных программ используются идеализированные или упрощенные диаграммы работы материалов,

а начальное доэксплуатационное напряженно-деформированное состояние изгибаемых элементов тоже не учитывается.

Таким образом, существующие нормы проектирования и методы расчета вступают в противоречие с фактической работой сталежелезобетонных элементов и не в состоянии учитывать специфику работы сталежелезобетонных конструкций, учет его как неупругой работы, податливости слоев, так и учет его доэксплуатационного напряженно-деформированного состояния.

Методы

Учет факторов, влияющих на начальное напряженно-деформированное состояние, позволит на этапе эксплуатации уменьшить влияние эффектов ползучести и усадки бетона на напряженно-деформированное состояние при эксплуатационных нагрузках.

При оценке несущей способности сталежелезобетонных перекрытий, предлагаемых взамен деревянным перекрытиям, отслужившим свой нормативный срок, предлагается учитывать начальные напряжения, накопленные при образовании составного сталежелезобетонного сечения и связанные с процессами, протекающими в бетоне в период его твердения и приведшие к новому напряженно деформированному состоянию составного сечения. В сечении до действия эксплуатационных нагрузок возникают напряжения в стальной балке от свежееуложенного бетона, затем при твердении бетона образовывается составное сечение, а также происходит усадка бетона.

Установившиеся доэксплуатационные напряжения в составном сечении в бетоне и стальном профиле определяются как сумма всех начальных напряжений со своим знаком.

$$\sigma'_b(t) = \sigma'_{b1} + \sigma'_{by} + \sigma'_{by_{\perp}} + \sigma'_{b(0)} + \sigma'_d$$

$$\sigma_b(t) = \sigma_{b1} + \sigma_{by} + \sigma_{by_{\perp}} + \sigma_{b(0)} + \sigma_d$$

$$\sigma'_a(t) = \sigma'_{ay} + \sigma'_{ay_{\perp}} + \sigma'_{a(0)} + \sigma'_{ad}$$

$$\sigma_a = \sigma_{ay} + \sigma_{ay_{\perp}} + \sigma_{a(0)} + \sigma_{ad}$$

$$\sigma'_{pr}(t) = \sigma'_{pr1} + \sigma'_{pr2} + \sigma'_{pr_y} + \sigma'_{pr_{y_{\perp}}} + \sigma'_{pr(0)} + \sigma'_{prd}$$

$$\sigma_{pr}(t) = \sigma_{pr1} + \sigma_{pr2} + \sigma_{pr_y} + \sigma_{pr_{y_{\perp}}} + \sigma_{pr(0)} + \sigma_{prd}$$

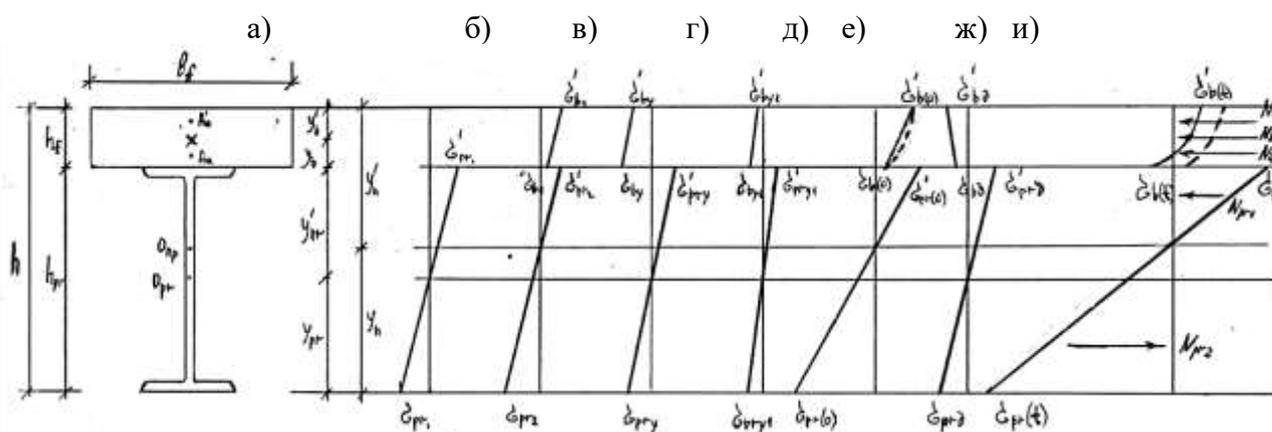


Рисунок 2 - Напряженное состояние сечения от эксплуатационных нагрузок с учетом доэксплуатационных напряжений: а) поперечное сечение, б) эпюра напряжений в стальном профиле от свежееуложенного бетона, в) эпюра начальных напряжений от образования нового сечения, г) эпюра напряжений от усадки бетона вдоль ребер, д) эпюра напряжения от поперечной усадки, е) эпюра напряжений от действия внешней нагрузки (t=0), ж) эпюра напряжений от ползучести бетона, и) эпюра установившихся напряжений $\sigma(t)$

При деформировании сталежелезобетонные конструкции по контактной поверхности между железобетонной плитой и верхним поясом стального профиля в каждом сечении возникают сдвигающие усилия, величина которых зависит от места положения рассматриваемого сечения по оси элемента. При действии данных сдвигающих усилий происходит сдвиг по контактной поверхности нижней точки железобетонной плиты относительно верхней точки стального профиля.

Скачок напряжений на уровне плоскости контакта уменьшается с увеличением податливости соединения, но одновременно увеличиваются напряжения в монолитном бетоне и в стальной балке, а в большинстве случаев появляются две нейтральные оси, две сжатые и две растянутые зоны, в отличие от жестких сталежелезобетонных изгибаемых элементов мостовых строений.

Наиболее перспективной является методика, базирующаяся на расчетной модели, отражающей действительную работу составной конструкции и учитывающая её фактическое напряженно-деформированное состояние и сдвиг слоев.

В сталежелезобетонном изгибаемом элементе в едином составном сечении совместно деформируются стальная балка и бетонная плита с различными прочностными и деформативными свойствами в связанных условиях.

Между стальным профилем и бетонной плитой, а также между бетоном и арматурой плиты в нормальном сечении сталежелезобетонного элемента возникает сложное напряженное состояние.

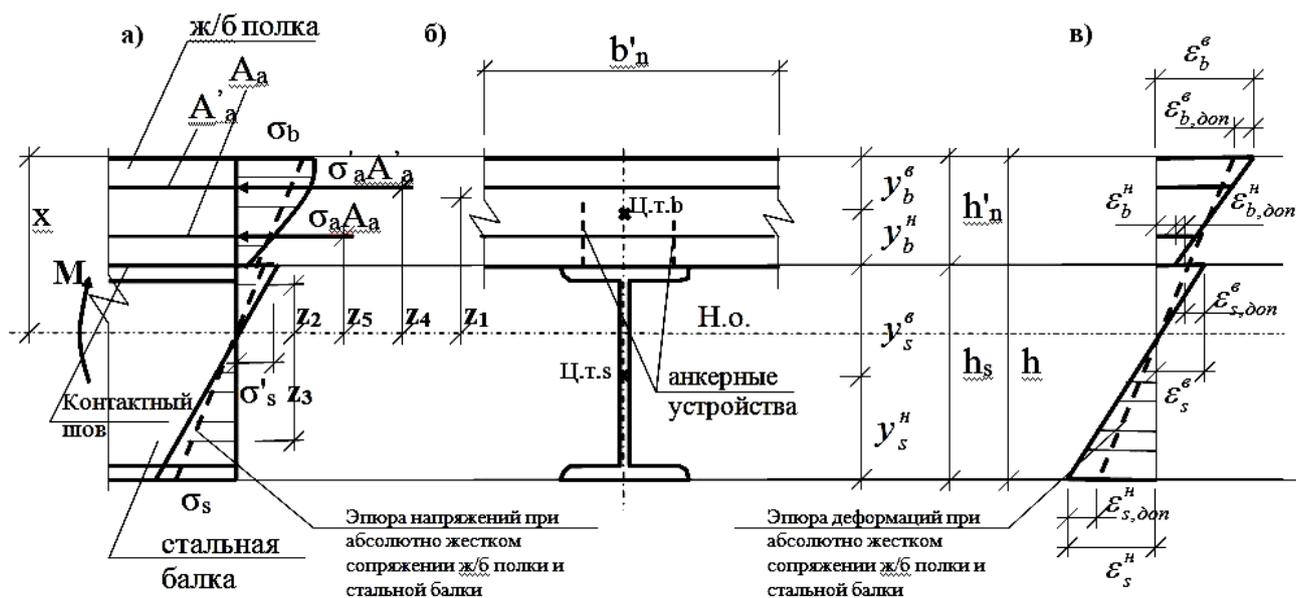


Рисунок 3 - Расчетная модель сечения при учете податливости анкерных связей

На уровне контакта бетонной плиты и стального профиля образовывается скачок в эпюре нормальных напряжений по высоте сечения, вызванный разностью деформативных свойств стали и бетона.

Записывается условие совместности деформаций в уровне контактной поверхности. Из равенства кривизны полки и балки следует, что

$$\varepsilon_{b\delta on}^H \cdot y_s^B = \varepsilon_{s\delta on}^b \cdot y_b^H \cdot$$

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{s\delta on}^B + \varepsilon_{b\delta on}^H,$$

где $\varepsilon_{s\partial on}^B$, $\varepsilon_{b\partial on}^H$ - дополнительные относительные деформации стали и бетона в плоскости контакта при проявлении деформаций сдвига между слоями.

Это позволяет определить дополнительные, возникающие вследствие влияния податливости соединения, относительные деформации $\varepsilon_{s\partial on}^B$ верхних волокон стальной балки и $\varepsilon_{b\partial on}^H$ нижних волокон железобетонной полки.

Относительные деформации материалов в характерных уровнях высоты сечения определяются по формулам (рисунок 3)

$$\varepsilon_b^B = \varepsilon_{b0}(x) + \varepsilon_{b\partial on}^B; \quad \varepsilon_b^H = \varepsilon_{b0}(x) - \varepsilon_{b\partial on}^H; \quad \varepsilon_s^B = \varepsilon_{s0}(x) + \varepsilon_{s\partial on}^B; \quad \varepsilon_s^H = \varepsilon_{s0}(x) + \varepsilon_{s\partial on}^H \quad (1)$$

Исходя из гипотезы плоских сечений в пределах каждого слоя и трансформированных диаграмм деформирования бетона и стали « σ_b - ε_b », « σ_s - ε_s » по соответствующим деформациям, определяем напряжения в бетоне и арматуре железобетонной полки и в стальной балке. По напряжениям в бетоне σ_b , в арматуре σ_a и напряжениям в стальной балке σ_s и с учетом начальных напряжений определяем внутренние усилия в сечении для любого рассматриваемого режима нагружения (рисунок 1, 3):

$$N_x = N_b + N'_a + N_a + N_{pr1} - N_{pr2} = 0$$

$$N_x = \int_0^{hn} \sigma_b(t)b(x)dx + \sigma'_a(t)A'_a + \sigma_a(t)A_a + \sigma_{pr}(t)A_{pr1} - \sigma_{pr}(t)A_{pr2} \quad (2)$$

где $\sigma_b(t)$; $\sigma'_b(t)$; $\sigma'_a(t)$; σ_a ; $\sigma'_{pr}(t)$; $\sigma_{pr}(t)$ - значения напряжений от эксплуатационной нагрузки с учетом начальных значений с момента твердения бетона. Все установившиеся напряжения определяются как сумма всех значений начальных напряжений с момента твердения бетона со своим знаком.

Методом последовательных приближений (итераций) по формуле (2) определяем высоту сжатой зоны «х», до выполнения условия $\Delta N_x \leq \alpha$, где α – заданная точность вычислений.

Уравнение изгибающих моментов запишется в следующем виде (3):

$$M_z = N_b z_1 + N'_a z_2 + N_a z_3 + N_{pr1} z_4 + N_{pr2} z_5 \quad (3)$$

где N – внутреннее усилие от суммарных напряжений соответствующего слоя составного сечения; $z_{i(1-5)}$ - плечо соответствующего внутреннего усилия до нейтральной оси составного сечения.

Прочность СЖБ конструкций оценивается исходя из условия (4)

$$M_y \leq M_z \quad (4)$$

где M_y - изгибающий момент от эксплуатационной нагрузки.

Сложение упругих деформаций с пластической (наложеннисуперпозиция) разных рассмотренных этапов напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонного изгибаемого элемента проверено численными исследованиями с помощью прикладных программ. Расхождения результатов расчета численных экспериментов не превышают 3-5%.

Прочность (выносливость) нормальных сечений сталежелезобетонных конструкции на всех стадиях нагружения оценивается, исходя из условия

$$M_{max} + \Delta M_b + \Delta M_s \leq M_z, \quad (5)$$

где M_z – изгибающий момент, воспринимаемый сталежелезобетонной балкой и вычисляется на основе трансформированных диаграмм (аналитических диаграмм – при кратковременном нагружении) деформирования материалов;

M_{max} - изгибающий момент от максимальной нагрузки (цикла);

$$\Delta M_b = [\sigma_b^{B\delta on}(t) + \sigma_b^{H\delta on}(t)] 0,5b_n' h_n Z_1 + \sigma_a' A_a' Z_4 + \sigma_a A_a Z_5 \quad (6)$$

- дополнительный изгибающий момент возникающий вследствие появления и развития остаточных деформаций в бетоне полки;

$$\Delta M_s = \sigma_s^{B\delta on}(t) A_s Z_3 + \sigma_s^{H\delta on}(t) A_s' Z_2 \quad (7)$$

- дополнительный изгибающий момент вследствие возникновения и развития остаточных деформаций в стальной части балки, где A_s, A_s' площади верхней и нижней частей стального профиля.

При статическом кратковременном нагружении ΔM_b и ΔM_s принимаются равными нулю.

В случае циклического нагружения при расчете изгибающих моментов учитываются коэффициенты асимметрии цикла напряжений в стальной балке ρ_{st} ; в бетоне сжатой зоны ρ_{bt} в рассматриваемый момент времени t .

Формулы (6), (7) справедливы для всех стадий напряженно-деформированного состояния изгибаемого сталежелезобетонного элемента, включая и стадию усталостного разрушения.

Прочность (выносливость) нормального сечения считается обеспеченной при выполнении условия (5).

В тех случаях: когда податливость соединения незначительна, относительные деформации сдвига принимаются равными нулю ($\epsilon_{sh}=0$) и расчет производится по тем же формулам (5-7), без учета «скачка» в эпюре распределения деформаций (рисунок 2).

В работах, посвященных сборно-монолитным и составным стержням [11-16] прогиб изгибаемого элемента определяется как сумма прогибов от действующих нагрузок и от усадки бетона. В работах посвященных составным конструкциям транспортных сооружений [17,18] предлагается деформации составных конструкций определять исходя из эквивалентных жесткостей каждого из слоев и относительных деформаций составляющих материалов, кривизны составного стержня.

Вертикальный суммарный прогиб сталежелезобетонного изгибаемого элемента от действия эксплуатационных нагрузок с учетом доэксплуатационного его деформированного состояния следует определять по формуле (8):

$$f = f_1 - f_2 + f_y + f_{y_{\perp}} + f_{\delta} + f_{\text{экс}(t)} \quad (8)$$

где f_i получаем исходя из кривизны изгибаемого элемента соответствующего состояния.

где f_1 - прогиб от монтажной нагрузки;

f_2 - прогиб (выгиб) от саморазогрева бетонной смеси;

f_y - прогиб (выгиб) от усадки бетона;

f_{δ} - прогиб от ползучести бетона;

$f_{\text{экс}(t)}$ - прогиб от действия эксплуатационной нагрузки.

Прогиб от монтажной нагрузки стальной балки определяется по известной формуле строительной механики. Прогиб от саморазогрева бетона можно определять по рекомендациям СП 159.1325800.2014 по формуле (1), прогиб от усадки бетона предлагается определять по формуле Гольшева А.Б. [15] или по формуле вышеназванного СП. Прогиб изгибаемого элемента от эксплуатационных нагрузок определяется исходя из кривизны составного стержня с учетом внешнего момента и жесткости составного сечения [14].

Результаты и обсуждения

Проведены испытания серии сталежелезобетонных балок и плит с разными геометрическими параметрами. Сталежелезобетонные балки со стальным профилем из

двутавра и с обетонированным двутавром. Исследованы как предельная несущая способность, так и общее напряженно-деформированное состояния, произведены замеры сдвига железобетонной плиты относительно стальной балки от начала нагружения до их разрушения [19-23]. Составлены схемы распределения деформаций (напряжений) в нормальном сечении по его высоте для разного моментного состояния (рисунок 4).

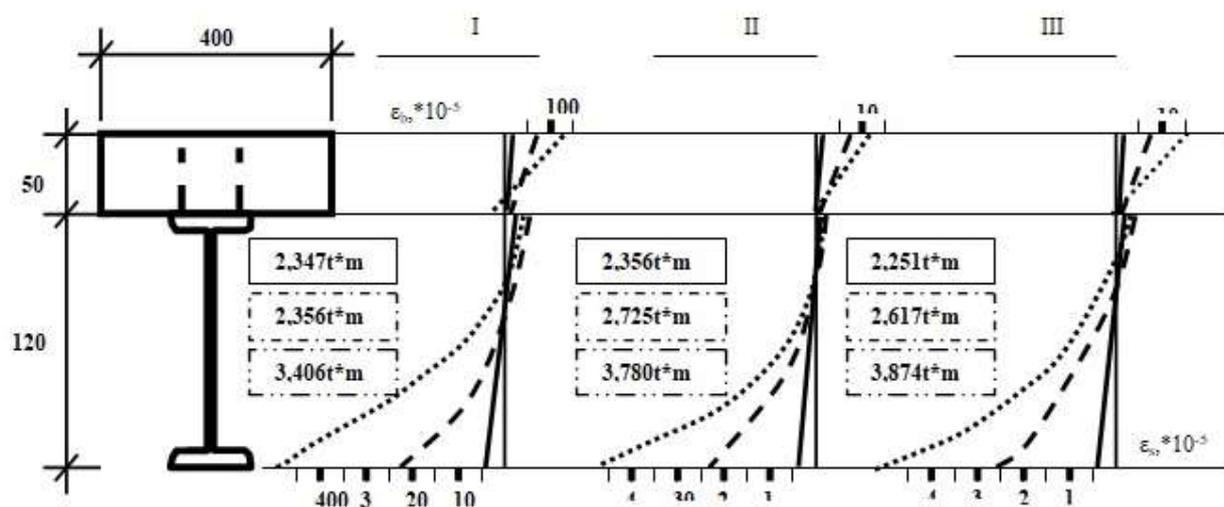


Рисунок 4 - Распределение деформаций по высоте сечения сталежелезобетонных балок наиболее характерных серий на различных этапах нагружения.

Разрушение образцов со стальным ребром происходило при развитии сети трещин в зоне чистого изгиба и впоследствии от раздробления бетона полки, а в нижнем поясе и стенках стального ребра происходило образование линий текучести Чернова-Людерса. В образцах с обетонированными ребрами происходило образование и развитие трещин как железобетонных полках, так и на обетонированных ребрах (рисунок 5, а).

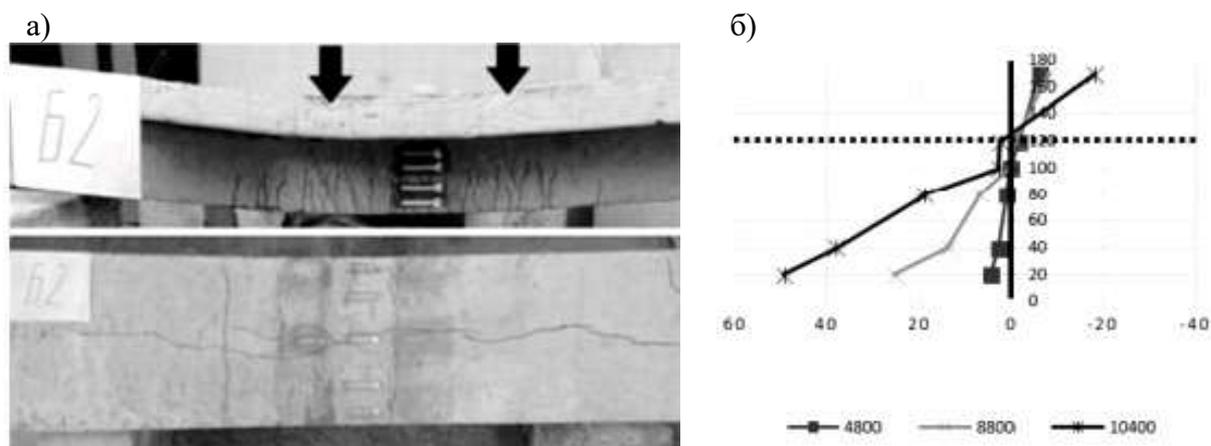


Рисунок 5 - Балка с обетонированным профилем после испытаний а), графики напряжений в нормальном сечении б)

Развитие напряжений в нормальных сечениях по высоте показано на рисунке 5,б. На начальном этапе нагружения, усилия сжатия воспринимаются не только полкой, но и верхней частью ребра, по мере увеличения внешней нагрузки (приближения ее к разрушающей величине), каждый слой составного сечения начнет работать со своей нейтральной осью, т.е. в плите появляется растянутая зона [19].

Изучены начальное напряженно-деформированное состояние балок при твердении бетона, построены графики прогибов (выгибов) сталежелезобетонных балок, распределение напряжений в составном сечении до приложения эксплуатационной нагрузки [8] длиной и шириной 3000мм и высотой плиты 50 мм.

Сталежелезобетонная плитная конструкция размером сторон 3х3 м включает в себя стальную балку из двутавра 14Б1 по ГОСТ 26020-83 длиной 3 м, плиту из бетона В30.

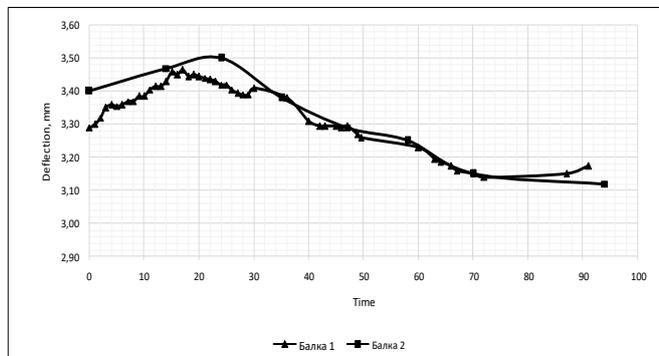


Рисунок 6 - Опытные значения прогибов по часам за 90 ч наблюдений

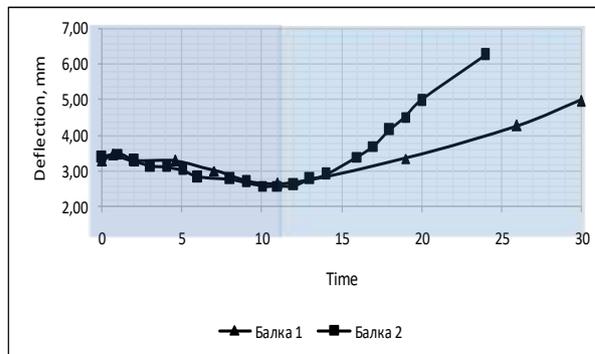


Рисунок 7 - Опытные значения прогибов по дням за 1 месяц наблюдений

Опытный образец сталежелезобетонной балки состоял из двутавровой балки 12Б2 по ГОСТ 26020-83, длиной 4 м с расчетным пролетом 3.90 м. Плитная часть имела следующие размеры: длина – 4000 мм, ширина – 500 мм, высота – 50 мм. Верхнее и нижнее армирование бетонной части производились арматурными сетками из проволоки Ø4 В500. Класс бетона принималась равной В30.

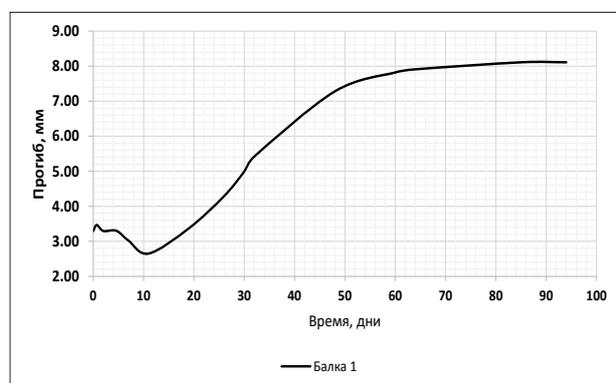


Рисунок 8 - Опытные значения прогибов по дням в середине балки за 90 дней нагружений

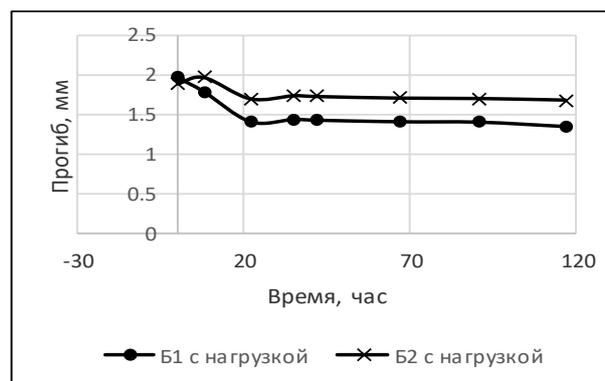


Рисунок 9 - Изменение прогибов ребер плиты

Во всех испытаниях, во время процесса твердения бетона, фиксировались прогибы в середине пролета и осадки опор. Частота снятия показателей составлял 1 час от условного «0». За условный «0» принималась время, соответствующее процессу завершения укладки бетонной смеси в опалубку. Для анализа развития напряжений в стальной балке были установлены электротензометрические датчики сопротивления базой 10 мм и 20 мм, а показания снимались автоматизированным тензометрическим комплексом ТК50М. Все эксперименты проводились при температуре окружающего воздуха 19⁰С.

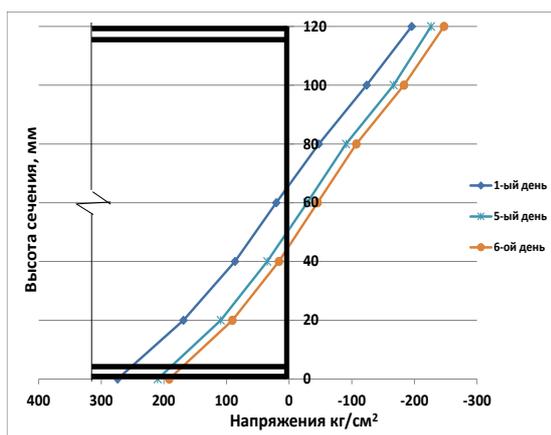


Рисунок 10 - Изменение напряжений за 1-6 дни

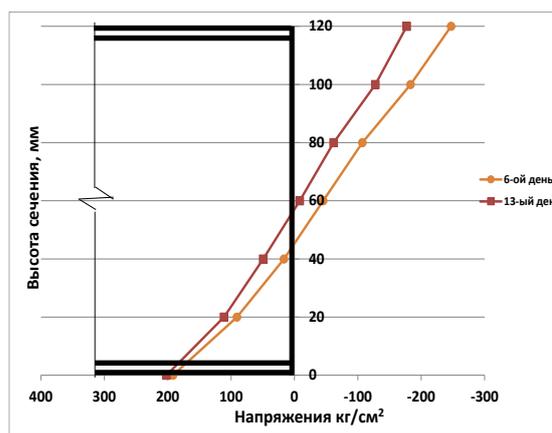


Рисунок 11 - Изменение напряжений 6-13 дни

Для исследования образования композиционного сечения, сталежелезобетонная плита в период твердения бетона была нагружена статической нагрузкой $P=250$ кг. Нагрузка передавалась через стальные балки с помощью закладных деталей, предварительно установленные до процесса бетонирования. Нагрузка прикладывалась частотой в 1 час, и снималась сразу же после снятия отсчетов по прогибомерам. Как показали эксперименты уменьшение прогибов наблюдается через 23 часа после укладки бетонной смеси в опалубку, что свидетельствует о начале включения бетонной полки в совместную работу со стальными балками (рисунки 6-9).

Проанализировано развитие напряжений в поперечном сечении двутавровой стальной балки: с момента укладки бетонной смеси в опалубку и до 6 дней наблюдается уменьшение напряжений в нижнем поясе в 1.4 раза, а в верхнем поясе, наоборот, увеличение его значений в 1.26 раз (рисунок 10). В период с 7 по 13 дни наблюдается обратный ход развития уровня напряжений, а именно, в нижнем поясе увеличение в 1,06 раза и уменьшение в 1.4 раза в верхнем поясе (рисунок 11).

Выводы

На основе проведенных исследований напряженно-деформированного состояния и анализа результатов можно сделать следующие заключения:

1. Сопоставление опытных значений деформаций, напряжений с теоретическими данными по приведенным формулам показывает сходимость результатов в пределах 3-6%, а без учета сдвига слоев 8-12%.

2. Натурные испытания сталежелезобетонных балок и плит на статические нагружения показывают, перед разрушением образцов нижние участки плиты от сжатой переходят в растянутую зону, т.к. появляются свои нейтральные оси у ребра и плиты. При проектировании сталежелезобетонных перекрытий необходимо предусмотреть в нижней зоне плиты сплошное сеточное армирование.

3. Совместная работа бетонной полки и стальных балок-ребер в составе композиционного сечения наблюдается через 23 часа после укладки бетонной смеси в опалубку. В процессе твердения наблюдается уменьшение напряжений в нижнем поясе двутавровой стальной балки, а в верхней полке – увеличение.

4. Существующие нормы и методы расчета не позволяет выявить фактическое напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных изгибаемых элементов и не отражают их начальные прогибы и напряжения в период твердения бетона в изгибаемом элементе.

5. При реальном проектировании:

а) необходимо учитывать доэксплуатационное напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных изгибаемых элементов;

б) расчеты сталежелезобетонных плит необходимо вести с учетом аналитических диаграмм работы стали, бетона и сдвига слоев (плиты и ребер-балок).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сборно-монолитное перекрытие: пат. 133549 Рос. Федерация. №2913119949/03; заяв. 29.04.2013; опубл. 20.10.2013, бюл. №29. 2 с.
2. Сборно-монолитное перекрытие: пат. 170084 Рос. Федерация. №2016117340; заяв. 04.05.2016; опубл. 13.04.2017, бюл. №11. 2с.
3. Мирсаяпов И.Т., Абдрахманов И.С. Деревожелезобетонные конструкции при реконструкции исторических городов // проблемы реконструкции и возрождения исторических городов // Материалы Российского научно-практического семинара. Казань, 1999. С. 8-21.
4. Абдрахманов И.С. Прочность и деформативность деревожелезобетонных изгибаемых элементов при статических и повторных нагружениях // автореферат дисс. д.т.н. М., 2009. 43с.
5. Абдрахманов И.С. Вопросы безопасности при реконструкции и реставрации архитектурных памятников // Журнал ПГС. М.: 2009. №2. С. 48-50.
6. Кулиш В.И. Клееные деревянные мосты с железобетонной плитой. М.: Транспорт, 1979. 160с.
7. Замалиев, Ф.С. Выявление доэксплуатационных напряжений и деформации стальных балок – ребер сталежелезобетонного перекрытия // Вестник МГСУ. 2013. № 7. С. 33-39.
8. Замалиев Ф.С., Биккинин Э.Г. Экспериментальные исследования начального напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок и плит // Известия КазГАСУ, 2015. № 2 (32). С. 139-153.
9. Роджер П. Джонсон, Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций (перевод с англ.) [Roger P. Jonson. Designers guide to EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures EN 1994 – 1 -1] М.: МГСУ, 2013. 412 с.
10. Алмазов В.О. Проблемы использования еврокодов в России // Промышленное и гражданское строительство. 2012. №7. С. 36-38.
11. Гишшман Е.Е. Проектирование стальных конструкций, объединенных с железобетоном, в автодорожных мостах. М.: Автотрансиздат, 1956. 231с.
12. Гишшман М.Е. Расчет комбинированных конструкций мостов с учетом усадки и сил искусственного регулирования // Бетон и железобетон. М., 1963. №2.
13. Гольшев А.Б., Полищук В.П., Колпаков Ю.А. Расчёт сборно-монолитных конструкций с учётом фактора времени. Киев: Будивельник, 1969. 219 с.
14. Гольшев А.Б., Полищук В.П., Руденко И.В. Расчет железобетонных стержневых систем с учетом фактора времени. Киев: Будивельник, 1984. 126 с.
15. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов // 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Транспорт, 1981. 360 с.
16. Salmon Ch.G. Handbook of composite construction Engeneering // Ch.2: Composite steel-concrete construction. - New York, 1982. pp 41-79.
17. Баширов Х.З., Казаков Д.В. Расчет прогибов обычных и составных внецентренножатых железобетонных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. М., 2012. №3. С. 2-9.
18. Баширов Х.З. Железобетонные составные конструкции транспортных зданий и сооружений. Автореферат диссертации д.т.н., М.: 2013, 48 с.
19. Замалиев Ф.С. Эксперименты на сталежелезобетонных конструкциях по выявлению фактического напряженно-деформированного состояния, вплоть до их разрушения // Механика разрушения строительных материалов и конструкций: материалы Международной научно-технической конференции (VIII Академические чтения РААСН). Казань, 2014. С. 88-96.
20. Доброчинская И.В. Совершенствование методики расчета сталежелезобетонных автодорожных мостов с комплексным учетом конструктивно-технологических факторов. Автореферат диссертации к.т.н., М.: 2008, 21 с.
21. Тамразян А.Г., Арутюнян С.Н. К оценке надежности сталежелезобетонных плит перекрытий с профилированными настилами. Вестник гражданских инженеров. 2015. №6(53). С. 52-57.
22. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Рациональное распределение жесткости плит по высоте здания с учетом работы перекрытия на сдвиг. Вестник МГСУ. 2013. №11. С. 84-90.
23. Тамразян А.Г., Арутюнян С.Н. К учету профилированного настила как рабочей арматуры при расчете монолитных сталежелезобетонных плит перекрытий. Промышленное и гражданское строительство. 2016. №7. С. 64-68.

REFERENCES

1. Sborno-monolitnoe perekrytie: pat. 133549 Ros. Federaciya. №2913119949/03; zayav. 29.04.2013; opubl. 20.10.2013, byul. №29. 2 s.
2. Sborno-monolitnoe perekrytie: pat. 170084 Ros. Federaciya. №2016117340; zayav. 04.05.2016; opubl. 13.04.2017, byul. №11. 2s.
3. Mirsayapov I.T., Abdrahmanov I.S. Derevozhelezobetonnnye konstrukcii pri rekonstrukcii istoricheskikh gorodov // problemy rekonstrukcii i vozrozhdeniya istoricheskikh gorodov // Materialy Rossijskogo nauchno-prakticheskogo seminar. Kazan', 1999. S. 8-21.
4. Abdrahmanov I.S. Prochnost' i deformativnost' derevozhelezobetonnnyh izgibaemyh elementov pri staticheskikh i povtornyh nagruzheniyah // avtoreferat diss. d.t.n. M., 2009. 43s.
5. Abdrahmanov I.S. Voprosy bezopasnosti pri rekonstrukcii i restavracii arhitekturnyh pamyatnikov// ZHurnal PGS. M.,2009. №2. S. 48-50.
6. Kulish V.I. Kleenye derevyannye mosty s zhelezobetonoj plitoj. M.: Transport, 1979. 160 s.
7. Zamaliev, F.S. Vyyavlenie doekspluatacionnyh napryazhenij i deformacii stal'nyh balok – reber stalezhelezobetonnogo perekrytiya // Vestnik MGSU. 2013. № 7. S. 33-39.
8. Zamaliev F.S., Bikkinin E.G. Eksperimental'nye issledovaniya nachal'nogo napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya stalezhelezobetonnnyh balok i plit // Izvestiya KazGASU, 2015. № 2 (32). S. 139-153.
9. Rodzher P. Dzhonson, Rukovodstvo dlya proektirovshchikov k Evrokodu 4: Proektirovanie stalezhelezobetonnnyh konstrukcij (perевod s angl.) [Roger P. Jonson. Designers guide to EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures EN 1994 – 1 -1] M.: MGSU, 2013. 412 s.
10. Almazov V.O. Problemy ispol'zovaniya evrokodov v Rossii // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2012. №7. S. 36-38.
11. Gibshman E.E. Proektirovanie stal'nyh konstrukcij, ob"edinennyh s zhelezobetonom, v avtodorozhnyh mostah. M.: Avtotransizdat, 1956. 231 s.
12. Gibshman M.E. Raschet kombinirovannyh konstrukcij mostov s uchetom usadki i sil iskusstvennogo regulirovaniya // Beton i zhelezobeton. M., 1963. №2.
13. Golyshev A.B. Polishchuk V.P., Kolpakov YU.A. Raschyot sborno-monolitnyh konstrukcij s uchyotom faktora vremeni. Kiev: Budivel'nik, 1969. 219 s.
14. Golyshev A.B., Polishchuk V.P., Rudenko I.V. Raschet zhelezobetonnnyh sterzhnevnyh sistem s uchetom faktora vremeni. Kiev: Budivel'nik, 1984. 126 s.
15. Streleckij N.N. Stalezhelezobetonnnye proletnye stroeniya mostov // 2-e izd., pererab. i dop. – M.: Transport, 1981. 360 s.
16. Salmon Ch.G. Handbook of composite construction Engineering // Ch.2: Composite steel-concrete construction. - New York, 1982. Pp 41-79.
17. Bashirov H.Z., Kazakov D.V. Raschet progibov obychnnyh i sostavnyh vnecentrennoszhatyh zhelezobetonnnyh konstrukcij // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij. M. 2012. №3. S. 2-9.
18. Bashirov H.Z. ZHelezobetonnnye sostavnye konstrukcii transportnyh zdaniy i sooruzhenij. Avtoreferat dissertacii d.t.n., M.: 2013. 48 s.
19. Zamaliev F.S. Eksperimenty na stalezhelezobetonnnyh konstrukciyah po vyyavleniyu fakticheskogo napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya, vplot' do ih razrusheniya // Mekhanika razrusheniya stroitel'nyh materialov i konstrukcij: materialy Mezhdunarodnoj nauchno-tekhnicheskoj konferencii (VIII Akademicheskie chteniya RAASN). Kazan', 2014. S. 88-96.
20. Dobrochinskaya I.V. Sovershenstvovanie metodiki rascheta stalezhelezobetonnnyh avtodorozhnyh mostov s kompleksnym uchetom konstruktivno-tehnologicheskikh faktorov. Avtoreferat dissertacii k.t.n., M.: 2008, 21 s.
21. Tamrazyan A.G., Arutyunyan S.N. K ocnke nadezhnosti stalezhelezobetonnnyh plit perekrytij s profilirovannymi nastilami. Vestnik grazhdanskih inzhenerov. 2015. №6(53). S. 52-57.
22. Tamrazyan A.G., Filimonova E.A. Racional'noe raspredelnie zhestkosti plit po vysote zdaniya s uchetom raboty perekrytiya na sdvig. Vestnik MGSU. 2013. №11. S. 84-90.
23. Tamrazyan A.G., Arutyunyan S.N. K uchetu profilirovannogo nastila kak rabochej armatury pri raschete monolitnyh stalezhelezobetonnnyh plit perekrytij. Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2016. №7. S. 64-68.

Информация об авторах:

Замалиев Фарит Сахапович

ФГБОУ ВО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КГАСУ), г. Казань, Россия, кандидат технических наук, доцент кафедры металлических конструкций и испытания сооружений.

E-mail: zamaliiev49@mail.ru

Тамразян Ашот Георгиевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия,

доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: tamrazian@mail.ru

Information about authors:

Zamaliiev Farit S.

Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russia,

candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Metal Structures and Testing of Structures

E-mail: zamaliiev49@mail.ru

Tamrazyan Ashot G.

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russia,

doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.

E-mail: tamrazian@mail.ru