

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

УДК 624.023.9.14

В.А.Тесля

АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК-СТЕНОК

В строительной технологии находят широкое применение железобетонные элементы, работающие по схеме плоского напряженного состояния. К таким элементам можно отнести несущие наружные ограждающие панели промышленных и гражданских зданий, вертикальные стенки бункеров, внутренние несущие стены крупнопанельных домов и др.

Особого внимания заслуживают теоретические разработки несущей способности железобетонных балок-стенок (далее по тексту - балка) при учете упругой работы бетона сжатой зоны и характера трещинообразования при незначительном наличии пластических деформаций в растянутой зоне сечения. В связи с этим представляется определенный интерес анализ напряженного состояния при условиях различного опирания и загружения балок. На практике балки воспринимают равномерно распределенную нагрузку или нагрузку с максимальной интенсивностью посередине пролета, при различных значениях опорных

площадок по размеру их длины c при заданной толщине δ (рис.1).

Напряженное состояние балок при действии равномерно распределенной нагрузки по сравнению с напряженным состоянием при треугольной мало чем отличается. Ниже будет дан анализ, в основном при загружении балок равномерно распределенной нагрузкой.

Определение напряжений производилось с использованием метода сеток в приложении к расчету пластин и оболочек. Метод сеток или метод конечных разностей нашел широ-

кое применение в практике инженерных расчетов с применением ЭВМ, что позволяет решать систему уравнений при множестве неизвестных. Основная идея метода состоит в замене точных значений производных их приближенными значениями через конечные разности или дискретные значения функций [1].

Для анализа напряженного состояния рассчитывались железобетонные балки при отношении $\beta=b:a=0,5;0,75$ и 1. Значения длины опирания балок c – от $0,05a$ до $0,40a$ с шагом

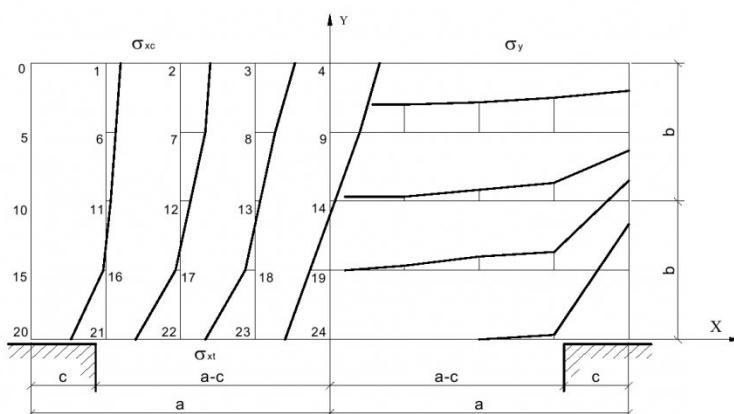


Рис.2. Вид эпюр напряжений σ_x и σ_y

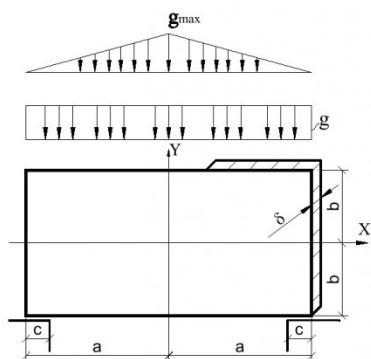


Рис.1. Расчетная схема загружения балок

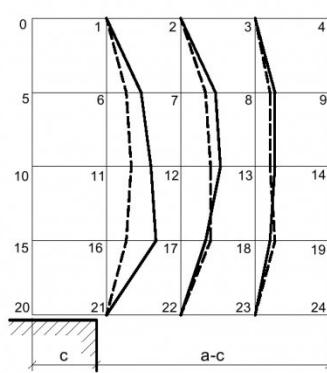


Рис.3. Изменение напряжений τ_{xy} при $\alpha=0.05$ и $\alpha=0.40$

	0	0	0	0
$\alpha=0.05a$	1	2	3	4
$\alpha=0.40a$	6	0.59	0.59	0.39
$\alpha=0.05a$	11	0.89	0.71	0.36
$\alpha=0.40a$	16	0.46	0.55	0.32
$\alpha=0.05a$	16	0.90	0.42	0.19
$\alpha=0.40a$	21	0.38	0.45	0.26
	0	0	0	0

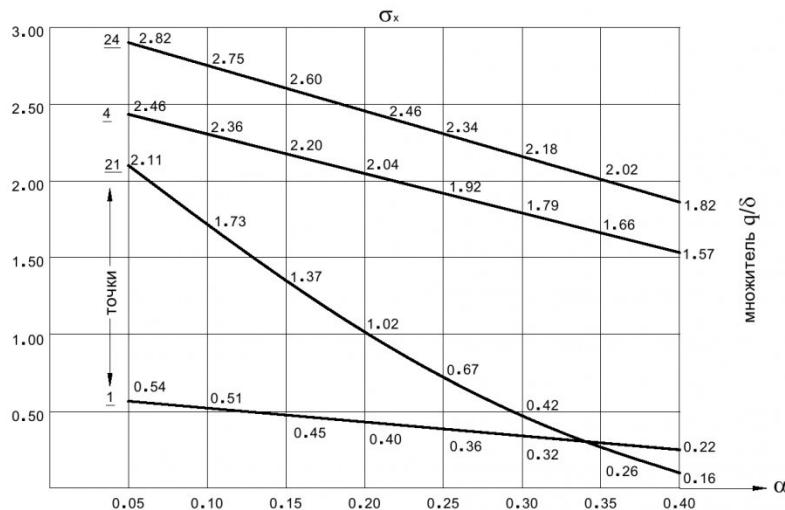


Рис.4. График изменения напряжений σ_x

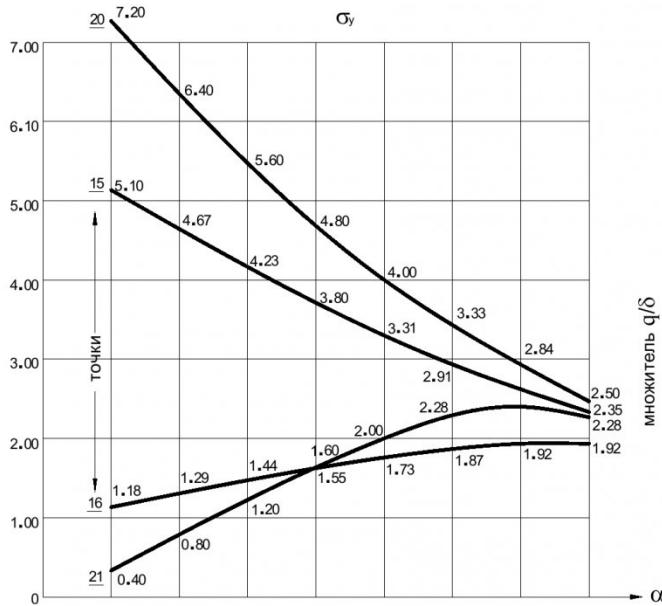


Рис.5. График изменения напряжений σ_y

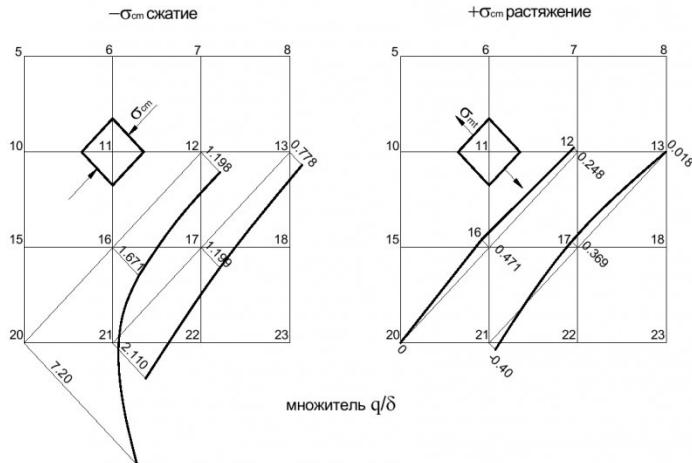


Рис.6. Главные напряжения $-\sigma_{cm}$ и $+\sigma_{mt}$ при $\alpha=0.05$

0,05a. Такой объем вычислений на ЭВМ позволил более полно

произвести анализ напряженного состояния. При всех значени-

ях $\alpha=c:a$ эпюры напряжений σ_x , σ_y и τ_{xy} имеют одинаковые очертания для балок одинаковых значений β , изменились лишь абсолютные значения напряжений в зависимости от вида и величины нагрузок. Необходимо было отыскать упомянутые напряжения по 24 точкам напряженного состояния, что составляет 576 значений. Эпюры σ_x и σ_y приведены на рис.2, τ_{xy} на рис.3. Напряжения τ_{xy} имеют максимальные значения в точках 11,16 первой вертикали от опоры с последующим снижением своих значений в точках второй и третьей вертикали, посередине пролета балки эти напряжения отсутствуют.

Главные напряжения сжатия σ_{mc} и растяжения σ_{mt} можно определить по безразмерным величинам (коэффициентам), приведенным в табл.1, умножая их на множитель g/δ . Соответствующие им эпюры приведены на рис.6 и 7.

Напряжения сжатия σ_x по верхней грани балки в зависимости от значений α изменяются линейно и незначительно. Так при $\alpha=0,40$ $\sigma_{x4}=1,57g/\delta$, а при значении $\alpha=0,05$ $\sigma_{x4}=2,46g/\delta$ - увеличение составляет 1,56 раза. По нижней грани напряжения растяжения σ_x вблизи опорной части имеют значительную разницу. При $\alpha=0,40$ $\sigma_{x21}=0,16g/\delta$, при $\alpha=0,05$ $\sigma_{x21}=2,11g/\delta$ - напряжения возрастают более чем в 13 раз (рис.4).

Вертикальные напряжения сжатия σ_y в опорных частях балки по сравнению с σ_x возрастают более значительно. Так для крайней грани балки (точка 20) они составляют $\sigma_{x21} = 7,20g/\delta$ при $\alpha=0,05$. Значительные напряжения σ_y в опорных частях балки при относительно малых значениях α создают при наличии скальвающих напряжений τ_{xy} крайне на-

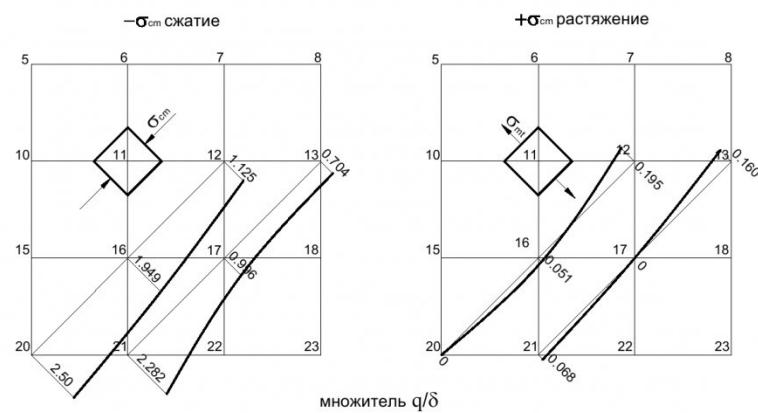
Таблица 1

№№ то- чек	$\alpha=0,05$			$\alpha=0,40$			Главные напряжения			
	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_x	σ_y	τ_{xy}	$\alpha=0,05$		$\alpha=0,40$	
							$-\sigma_{mc}$	$+\sigma_{mt}$	$-\sigma_{mc}$	$+\sigma_{mt}$
20	0	7,20	0	0	2,50	0	7,200	0	2,500	0
16	0,02	1,18	0,90	0,18	1,92	0,38	1,671	0,471	1,949	-0,051 сжатие
12	0,34	0,61	0,71	0,10	0,83	0,55	1,198	0,248	1,125	0,195
21	2,11	0,40	0	0,16	2,28	0	2,110	-0,400 сжатие	2,282	-0,160 сжатие
17	0,59	0,19	0,42	0,41	0,59	0,49	1,149	0,369	0,996	0
13	0,21	0,55	0,36	0,10	0,54	0,32	0,778	0,018	0,704	0,068

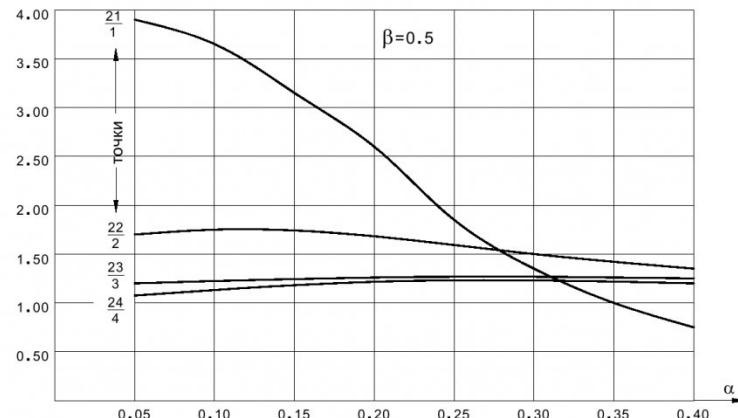
пряженное состояние в бетоне, при котором резко возрастают главные напряжения сжатия $-\sigma_{mc}$ и главные напряжения растяжения $+\sigma_{mt}$ (рис.6,7), что вызывает образование трещин и сечение нуждается в дополнительном армировании, так как возникающие напряжения, как правило, превышают расчетные сопротивления бетона на сжатие R_b и растяжение R_{bt} . Напряжения σ_y стабилизируются только при $\alpha \geq 30$, при этом их значения ниже максимальных более чем в 2 раза (рис.5).

На рис. 6 и 7 приведены эпюры главных напряжений σ_{mc} и σ_{mt} в точках 20,16,12 и 21,17,13 наклонных сечений при значениях $\alpha=0,05$ и $\alpha=0,40$.

Проследим изменение разницы между напряжениями растяжения σ_{xt} по нижней грани с напряжениями сжатия σ_{xc} по верхней грани балок для различных значений α (рис.8). Из графика отношений $\sigma_{xti}/\sigma_{xci}$ видно, что напряжения растяжения по нижней грани всегда больше напряжений сжатия по верхней грани балок. По эпюрам напряженного состояния положение нейтральной оси находится ближе к нижней грани, т. е. она (ось) проходит не посередине высоты балок. Такое положение диктует нелинейное изменение напряжений по вертикали, что, в свою очередь, не дает возможность определять напряжения по формуле Навье. Разница в напряжениях σ_{xt} по сравнению с σ_{xc} возрастает бо-

Рис.7. Главные напряжения $-\sigma_{cm}$ и $+\sigma_{mt}$ при $\alpha=0,40$

$$\xi = \frac{\sigma_{xi}}{\sigma_{xci}}$$

Рис.8. График отношений $\sigma_{xti}/\sigma_{xci}$ в зависимости от α

лее значительно по вертикали в точках, находящихся ближе к опорным частям балок при малых значениях α .

До сих пор мы рассматривали напряженное состояние балок при отношении $\beta=b/a=0,5$. Представляет определенный интерес закономерность изменения высоты растянутой зоны сечения h_t при возрастании высоты балок h . С

этой целью были определены напряжения σ_x , σ_y для балок со значениями $\beta=0,75$ и $\beta=1$.

Выявлена закономерность - при увеличении высоты балок величина растянутой зоны сечения уменьшается, соответственно высота сжатой зоны h_c возрастает. При этом напряжения сжатия σ_{xc} значительно падают, особенно это наблюдается для балок с $\beta=1$ когда напряже-

ния растяжения σ_{xt} в 3,80 раза больше напряжений сжатия σ_{xc} (рис.9).

различных значений α не наблюдается, за исключением крайней вертикали, расположенной в

балки δ . Потребное минимальное количество арматуры можно определить по формуле:

$$A_S = [h \eta (\varphi_i g / R_{bt}) - \delta] / 2n, \quad (1)$$

здесь $\eta = h_t / h$, $n = E_s / E_b$, δ - толщина стенки балки, h_t - высота растянутой зоны сечения.

Для балок с $\beta=0,5$ при действии равномерно распределенной нагрузки коэффициент φ_{24} равен 2,34. Для $\alpha=0,25$ и $\eta=0,466$ определим количество арматуры при нагрузке в 6 тс/м для балки из бетона В25 ($E_b=275 \cdot 10^3$ кгс/см²) и арматуре класса АП ($E_s=200 \cdot 10^4$ кгс/см²). Арматуры в этом случае потребуется в количестве 8,985 см², что составляет 0,34% армирования. Это больше минимального процента армирования равного 0,05% согласно требований норм, см.табл.38 [2].

Армирование нижней растянутой зоны сечения несколько повышает трещиностойкость, что в свою очередь дает возможность увеличить действующую нагрузку. Напряжения σ_y возрастают до значений

$$\sigma_y = [R_{bt}(1+2nA_S/h_t\delta)]/\alpha\varphi_i \quad (2)$$

Здесь φ_i - безразмерный коэффициент по нижней грани сечения балки на середине пролета, A_S - суммарное количество арматуры, установленной по высоте балки в ее растянутой зоне. При этом напряжения σ_y не достигают расчетных сопротивлений R_b , поэтому нет необходимости изменять размеры толщины балки δ и длины опорной части c , если $c > 0,05a$. При отсутствии трещин несущая способность балок достаточно велика.

По результатам натурных испытаний кратковременными нагрузками установлено, что первые трещины образуются значительно раньше того состояния, когда в продольной арматуре напряжения достигают текучести. Нагрузки, которые вызывают в нижней арматуре напряжения близкие к текучести, больше нагрузок, при

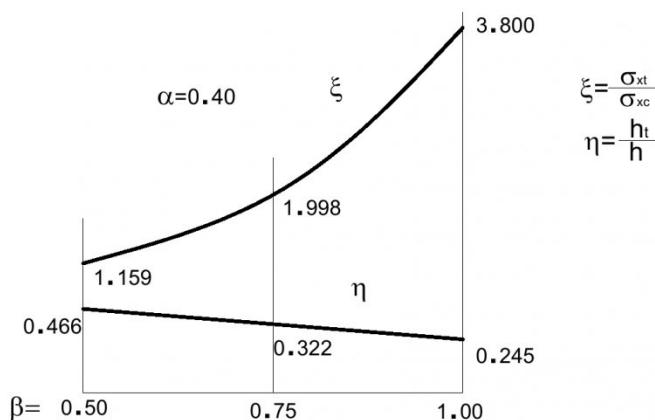


Рис.9. График изменения значений ξ и η

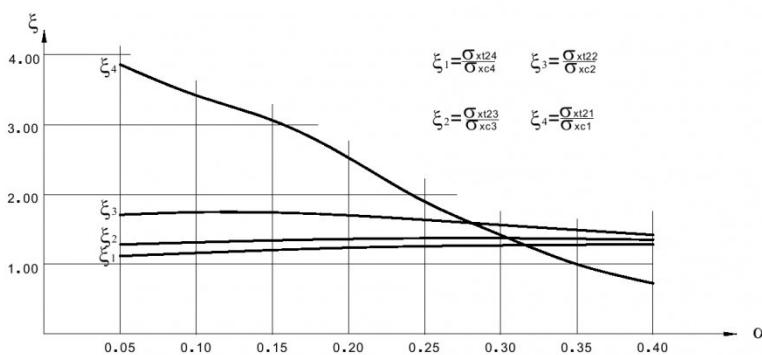


Рис.10. График изменения $\sigma_{xt} / \sigma_{xc}$

Изменение высоты зоны растяжения h_t происходит незначительно в зависимости от вида нагрузок. Минимальная высота наблюдается при равномерно распределенной нагрузке (рис.9).

Из напряженного состояния балок видно, что по нижней грани возникают напряжения растяжения σ_{xt} в ξ раз больше по сравнению с напряжениями сжатия σ_{xc} , наблюдаемых по верхней грани. Это наглядно видно на графике рис.10.

На графике приведены значения ξ_i , которые относятся к четырем вертикальным сечениям расположенным по длине балки с шагом $0,25a$ (рис. 2). Максимальные напряжения имеют место по вертикали в середине пролета, при этом значительных изменений ξ для

женной у опоры - ξ_4 .

Положение, когда известны отношения σ_{xt}/σ_{xc} по вертикальным сечениям и высота растянутой зоны $h_t = \eta h$, позволяет определить момент трещинообразования и необходимое количество арматуры растянутой зоны сечения.

Момент образования трещин возникает всегда, когда напряжения по нижней грани балки достигают расчетных сопротивлений растяжения бетона R_{bt} . В этом случае интенсивность нагрузки возрастает до величины, большей чем $R_{bt}\delta/\varphi_i$. При этом максимальное значение нагрузки определяется по φ_i вертикали, которая находится посередине пролета балки.

Армирование по расчету растянутой зоны возникает при условии, когда $\varphi_i g / R_{bt}$ становится больше размера толщины

которых фиксируются первые трещины в 1,7-2,5 раза, в зависимости от прочностных характеристик бетона на растяжение и процента армирования балок.

Изменение напряжений в растянутой арматуре характеризуется линейной зависимостью от величины действующей нагрузки в начальный период загружения до образования первых трещин. После образования первых трещин напряжения резко возрастают, потом несколько выравниваются, а дальнейшее раскрытие трещин стабилизируется. В момент достижения в растянутой арматуре напряжений близких к σ_t , средняя величина раскрытия трещин возрастает в 3-4 раза при максимальном их раскрытии не более 0,3 мм., при этом происходит интенсивное трещинообразование. Характерным является раскрытие вновь образовавшихся трещин, которые по интенсивности своего развития превосходят ранее образовавшиеся. В то время, когда крайние трещины, которые находятся ближе к опорным частям все время возрастают по высоте и по ширине раскрытия, трещины средней зоны по пролету балок стабилизируются как по размеру своей высоты так и по раскрытию. До момента образования первых наклонных трещин величина раскрытия ранее образовавшихся первых трещин посередине длины балок незначительная не более 0,2 мм.

При опирании железобе-

тонных балок непосредственно на опорные части, что соответствует действительной работе подобных конструкций в промышленном и гражданском строительстве, возникает защемление балок на опорах, что в начальный период при нагрузках равных $0,4\text{--}0,5 M_m$, создает условия при которых снижаются напряжения в продольной арматуре и тем самым увеличивается момент начального трещинообразования.

Заключение.

1. Железобетонные балки-стенки обладают высокой несущей способностью. При отношении $\beta=b/a \leq 0,5$, они напоминают обычные изгибающие элементы, но при этом их напряженное состояние во многом зависит от относительной величины опорных частей $\alpha=c/a$. В целях недопущения значительных напряжений в опорных частях значение α необходимо принимать не менее 0,15 с обязательным выполнением расчета на смятие. При уменьшении опорной длины c потребуется изменение толщины и дополнительное армирование.

2. Эксплуатационная пригодность балок-стенок должна определяться не только по их несущей способности, но и со противляемости трещинообразованию. При допущении фактора использования несущей способности по сжатой зоне, когда в бетоне напряжения будут достигать расчетных R_b , в

растянутой зоне будут образовываться трещины, по раскрытию которых эксплуатировать конструкцию становится невозможно.

3. Армирование балок-стенок необходимо производить по расчету нижней растянутой зоны и по конструктивным требованиям норм верхней сжатой зоны [2]. Минимальное количество растянутой арматуры можно определять по формуле (1), предлагаемой в этой статье. Характерным является положение, когда на определение количества арматуры растянутой зоны влияет размер принятой толщины балки-стенки, которая в свою очередь зависит от величины действующей нагрузки.

4. Балки с $\beta > 0,5$ по характеру напряженного состояния приближаются к элементам, работающим на продольное сжатие. Напряжения σ_{xc} по сжатой зоне крайне малы, по верхней грани не возрастают, в растянутой зоне σ_{xt} по нижней грани в ξ раз больше, чем по верхней грани. Так, для балок с $\beta=1$ по сжатию $\sigma_{xc}=0,320 \cdot g/\delta$, по нижней грани $\sigma_{xt}=1,216 \cdot g/\delta$. В этом случае $\xi=3,8$. Высота растянутой зоны составляет $0,245h$. Такие балки-стенки нуждаются в другой методике расчета с учетом решения вопросов обеспечения их устойчивости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Книга 2.-М.:Стройиздат,1973.-416с.
2. СНиП 2.03.01-84.Бетонные и железобетонные конструкции.-М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1996.-75с.

□ Автор статьи:

Тесля
Виктор Андреевич
- доцент каф.строительных кон-
структур