

О РАСЧЕТЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК, ИЗГОТОВЛЕННЫХ ИЗ МЕСТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Р. П. РЕЙЗМАН,
кандидат технических наук

А. А. ЛЕПП

Работами Института строительства и строительных материалов Академии наук Эстонской ССР и Опытного завода Управления промышленности строительных материалов СНХ ЭССР была установлена возможность изготовления сборных железобетонных элементов из местных материалов — известково-песчаных и сланцезольных тяжелых и ячеистых бетонов.

Однако вопросы расчета таких конструкций по предельным состояниям при длительно действующих нагрузках, равно как и защиты арматуры от коррозии до сего времени оставались открытыми.

В предлагаемой статье излагаются результаты экспериментальных работ по определению несущей способности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, испытывавшихся в ИССМ АН ЭССР в период с 1954 по 1957 гг. включительно.

Испытанию подверглись балки с высотой сечения 15 см ($b = 25$ см), длиной 300 см, с расчетным пролетом 280 см.

Балки армировались в растянутой зоне сварной сеткой из 2 стержней (Ст-3) горячекатанной круглой арматуры, диаметром 10 мм, соединенных стержнями $\varnothing 5$ мм через 25 см. Нагружение осуществлялось силикатным кирпичом, выложенным в виде не связанных между собой столбиков 25×25 см, и колебалось в пределах от 160 до 210 кг/м, что составляло примерно 0,25—0,4 от разрушающей нагрузки.

В результате эксперимента предполагалось определить разрушающие нагрузки и деформативность балок под действием кратковременных и длительно действующих нагрузок, а также выявить значение пластических деформаций как сжатой зоны бетона, так и скольжения арматуры в бетоне.

Деформация балок измерялась специально изготовленной переносной линейкой. Линейка фиксированно опиралась на металлические опоры, заделанные в тело балок. Прогиб в середине пролета измерялся индикатором часового типа с точностью до 0,01 мм, своей головкой опиравшимся на металлический стержень, заделанный в балку. Балки были поставлены под нагрузку в марте 1954 г. и испытаны на разрушение в июле — октябре 1956 г. Разрушение балок производилось при помощи системы рычагов и механического домкрата с измерением прилагаемого усилия тяговым динамометром.

Были изготовлены и испытаны балки из следующих материалов (табл. 1).*

* Балки из известково-песчаных и тяжелых сланцезольных бетонов изготавливались под руководством аспирантов ИССМ АН ЭССР, ныне кандидатов техн. наук Х. Коррвица и В. Райдна на заводах МПСМ ЭССР. Ими же производились все замеры и обработка данных до сентября 1955 г. Пенокукермитовые балки изготавливались под руководством и. о. ст. научн. сотр. Ф. Кивисельга. Определение разрушающих нагрузок и обработка результатов опытов, начиная с июня 1956 г., производилась мл. научн. сотр. А. Леппом. Руководство работой осуществлял канд. техн. наук Р. Рейзман.

Таблица 1

Перечень балок, подвергавшихся испытанию, и свойства их материалов

Материал	Вид гидротермальной обработки	Объемный вес бетона балок, кг/м ³	Кубиковая прочность бетона (кубы 10×10×10 см), кг/см ²	Количество испытывавшихся балок
Силикальцит (литой)	Автоклавирование	1575	215	3
Пеносиликальцит I	"	1250	99	3
Пеносиликальцит II	"	1150	56	3
Портланд-цементный бетон	Пропарка 20 часов	2350	166	3
Портланд-цементный пенобетон	"	1070	37,5	2
Бетон на гидравлическом кукермите I, $v/v = 0,63$ *	Пропарка 40 часов	2300	127	2
Бетон на гидравлическом кукермите II, $v/v = 0,44$ *	"	2250	228	2
Пенокукермит на обыкновенном кукермите	"	900	40	2
Пенокукермит на гидравлическом кукермите	"	980	67	2

* Водовязушее отношение.

Число испытывавшихся балок было ограничено возможностями института (отсутствием помещений) и в общем может считаться недостаточным для получения окончательных выводов. Одновременно с балками из тех же материалов и в тех же условиях были изготовлены кубы $10 \times 10 \times 10$ см и призмы $10 \times 10 \times 30$ см.

В начале и в конце опыта испытывалось по три образца — близнеца для каждого вида испытаний, причем различие в полученных результатах не превышало допускаемые пределы. Прочность бетона балок принималась равной прочности образцов, хотя по данным В. Райдна^[5] было известно, что при гидротермальной обработке, особенно при автоклавировании, центральная часть крупноразмерных деталей имеет прочность значительно меньшую, чем у кубов $10 \times 10 \times 10$ см.

Однако нам представлялось возможным не принимать во внимание это обстоятельство, так как сжатая зона бетона балок и слой бетона, содержащий арматуру, имели малую толщину, не превосходящую 4—5 см, и, следовательно, они запаривались в условиях, близких к условиям запарки малых образцов. Менее же прочная центральная часть запаренных балок была недонапряжена и, очевидно, оказывала незначительное влияние на деформативность балок.

Через 1 месяц после нагружения балки из пенокукермита на обыкновенном кукермите вследствие пластических деформаций приобрели прогибы, в несколько раз превышающие допустимые. Поэтому испытание их было прекращено. Балки из пенокукермита на гидравлическом кукермите дали такие же прогибы примерно через полтора года, после чего их испытание также было прекращено. Можно полагать, что применение пропаренного пенокукермита для изготовления изгибаемых элементов конструкций вряд ли целесообразно.

Оставшиеся балки были доведены до разрушения.

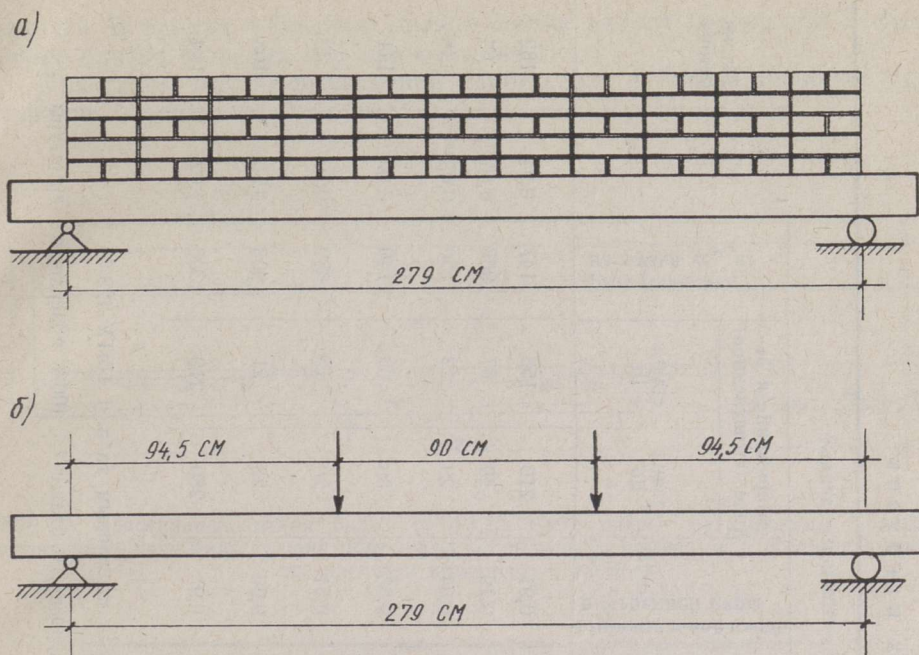


Рис. 1. Схема нагружения балок: а — при испытании на длительное действие нагрузки; б — при испытании на разрушение.

При достижении арматурой соответствующих удлинений в растянутой зоне бетона балок появлялись трещины, распространявшиеся с увеличением прогибов балок к сжатой зоне, где образовывался шарнир. Характер разрушений бетона балок имел одинаковый вид при всех материалах, что подтверждает, в общем, применимость рекомендаций НИТУ-123-55 для определения несущей способности изгибаемых элементов конструкций из рассматриваемых местных материалов (за исключением пропаренного пенокукержмита, балки из которого не доводились до разрушения).

Как видно из табл. 2, разрушающие нагрузки, определенные экспериментально, почти во всех случаях оказались меньше расчетных. Особенно большое снижение наблюдалось у материалов, имеющих низкую прочность, главным образом у ячеистых бетонов. Это частично объясняется разрушением таких балок вследствие скольжения арматуры и выкалывания защитного слоя, имевшего толщину 1 см. Поэтому следует рекомендовать увеличить толщину защитного слоя не менее чем до 2 см, равно как и улучшить заанкерование арматуры, не ограничиваясь применением сварных сеток.

Арматура в балках корродировала особенно сильно в сланцезольном пенобетоне I. Несколько менее сильно корродировала арматура в пеносиликальцитах. Коррозия проявлялась в виде пленки желто-коричневого цвета и мелких раковин на поверхности металла. Однако из-за отсутствия достаточного количества опытных данных выявить степень снижения несущей способности балок не удалось.

По данным испытаний (моменту от разрушающей нагрузки и пределу текучести арматуры) были вычислены плечо внутренней пары и напряжения в бетоне в момент разрушения. Напряжения в бетоне вычислялись как из условий работы бетона по стадии IIб, так и по ста-

Таблица 2

Величины разрушающих нагрузок

Материал	Расчетные данные по НИТУ-123-55				Экспериментальные данные							Марка бетона
	нормативное напряжение в бетоне R_n^* , кг/см ² *	относительное плечо внутренней пары $\gamma = \frac{h_0}{\lambda}$	разрушающая нагрузка R_n^p , кг	предел текучести арматуры, кг/см ²	степень коррозии арматуры, баллов*	h_0 , см	относительное плечо внутренней пары $\gamma = \frac{h_0}{\lambda}$	напряжение в бетоне (вычисленное)		разрушающая нагрузка R_p^a , кг	$\frac{R_p^a}{R_p}$	
								стадия IIб	стадия III			
Силикатцит	160	0,95	1220	2960	4	13,8	0,91	210	158	1147	0,94	182
Пеносиликатцит I	75	0,90	1123	2960	5	12,7	0,79	49	37	968	0,86***	84
Пеносиликатцит II	43	0,82	1013	2945	5	12,6	0,64	29	22	750	0,67***	48
Бетон на портланд-цементе	160	0,95	1310	3170	1	13,1	0,86	80	60	1140	0,87	141
Пенобетон на портланд-цементе	25	0,56	930	2970	2	13,0	0,51	20	15	652	0,70	32
Бетон на гидравлическом кукурмите I	110	0,94	1290	3020	6(1)	13,8	0,66	28	21	905	0,70	108
Бетон на гидравлическом кукурмите II	185	0,96	1270	3530	3	14,4	0,97	280	210	1300	1,02	194

* $R_n^* = 0,85 R \left(\frac{R_n^H}{R_{28}} \right)$, где R — кубиковая прочность по данным табл. 1. $\left(\frac{R_n^H}{R_{28}} \right)$ — по данным табл. 1 НИТУ-123-55.

** Оценка коррозии арматуры условная, по баллам: 1 балл — отсутствие коррозии, 6 баллов — 100% поверхности арматуры покрыто слоем желто-коричневой ржавчины.

*** Наблюдалось проскальзывание арматуры.

дии III. В балках с бетоном низких марок работа бетона могла быть более близка к стадии IIб, чем к стадии III.

При таком методе вычислений напряжения в бетоне неизбежно получались больше фактических.

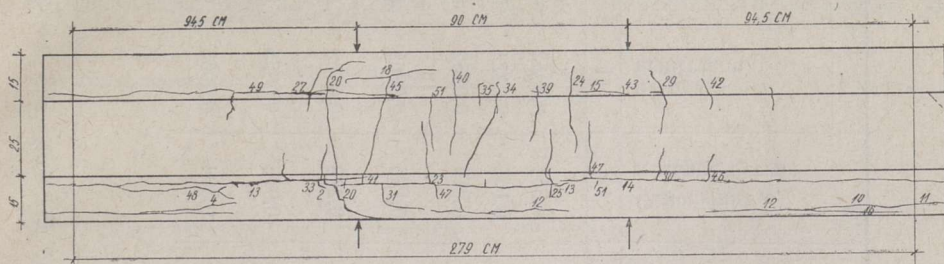


Рис. 2. Пеносиликальцитная балка ($\gamma = 1,25 \text{ т/м}^3$) после разрушения. Последовательность появления трещин обозначена порядковыми номерами, а соответствующие им нагрузки помещены в таблице:

№ трещины	0—15	20	25	30	35	40	45	51
Нагрузка, кг	0—55	400	500	670	800	850	920	968

На основании данных табл. 2 можно рекомендовать определять несущую способность изгибаемых элементов конструкций, изготовленных из местных материалов и армированных сварными сетками из гладкой арматуры Ст-3, по НИТУ-123-55. При этом следует рекомендовать применять поправочные коэффициенты (K) к величине расчетной нагрузки, вычисленной по НИТУ-123-55, равные для бетонов марки 50 и ниже 0,70, а для бетонов марки от 50 до 100 — 0,85. Величины этих коэффициентов должны считаться предварительными, подлежащими дальнейшему уточнению.

Понижение экспериментальной величины разрушающей нагрузки на 13% по сравнению с вычисленной по НИТУ-123-55 для балок из портланд-цементного бетона объясняется малой величиной защитного слоя и, вследствие этого, преждевременным разрушением балок.

Как видно из табл. 2, большинство испытанных местных материалов имеют марку менее 100 кг/см^2 .

При низкомарочных материалах, имеющих обычно и малые модули упругости, можно ожидать проскальзывания арматуры балок и появления больших прогибов, значительно увеличивающихся с течением времени, как это наблюдалось с пенокукермитовыми балками. Поэтому расчеты конструкций по деформациям (по второму предельному состоянию) представляют значительный интерес.

Для расчета железобетонных изгибаемых элементов конструкций по второму предельному состоянию в соответствии с требованиями НИТУ-123-55 необходимо знать величину коэффициента снижения жесткости при длительном действии нагрузки Θ .

Величины Θ , равно как и величина характеристики ползучести ϕ_t ,

Таблица 3

Деформация балок*

Материал	Отношение эксплуатационной нагрузки к нагрузке при испытании к разрушающей		Прогибы, мм							Опытная величина θ_e	Отношение σ_e к марке бетона	τ_a/R			Модуль упругости бетона после 12 циклов нагружения и разгружения, кг/см ²			
	2	3	наблюденный $t = 10$ мес.			вычисленный $t = \infty$		полный прогиб $f_0 + f_\infty$	прогиб, вычисленный по НпТУ-123-55 при $\theta = 2$			характеристика прочности	9	10		11	12	13
			4	5	6	7	8											
Силикальцит	0,38	3,91	2,10	2,48	6,39	13,9	0,64	0,9	0,334	0,0052	0,0103	0,0055	0,0055	37500***				
Пеносиликальцит I	0,37	4,85	3,90	27,94	32,79	20,3	5,75	2,9	0,162	0,0124	0,0055	0,0055	0,0055	22300***				
Пеносиликальцит II	0,49	10,20	5,43	37,6	47,80	26,5	3,70	3,6	0,219	0,0252	0,0074	0,0074	0,0074	16600				
Бетон на порглан-цементе	0,40	2,53	2,81	4,84	7,37	4,32	1,92	3,4	0,136	0,0061	0,0116	0,0116	0,0116	77700				
Пенобетон на порглан-цементе	0,55	6,91	22,10	153,6	160,5	24,5	22,3	13,2	0,278	0,0469	0,0041	0,0041	0,0041	19200				
Бетон на гидравлическом кукермите I	0,49	6,04	17,82	242,0	248,0	9,2	40,2	54,0	0,078	0,0095	0,0006	0,0006	0,0006	72900				
Бетон на гидравлическом кукермите II	0,32	1,46	8,36	9,6	11,1	4,2	6,6	5,3	0,304	0,0055	0,0065	0,0065	0,0065	—				

* Допускаемый прогиб равен $\frac{2,8}{200} = 14,0$ мм.

** Наблюдалось уменьшение величины E с течением времени (через 3 года) на 15—40%. Однако для получения окончательных выводов требуется проведение дальнейших исследований.

являющаяся отношением прогиба балки под действием длительной нагрузки (пластической деформации) к прогибу балки под действием кратковременной нагрузки (упругой деформации), представлены в табл. 3. В ней же помещены экспериментальные и расчетные величины прогибов испытывавшихся балок.

Как видно из табл. 3, прогибы от действия кратковременной нагрузки, определенные при загрузении балки, не превосходили допустимого про-

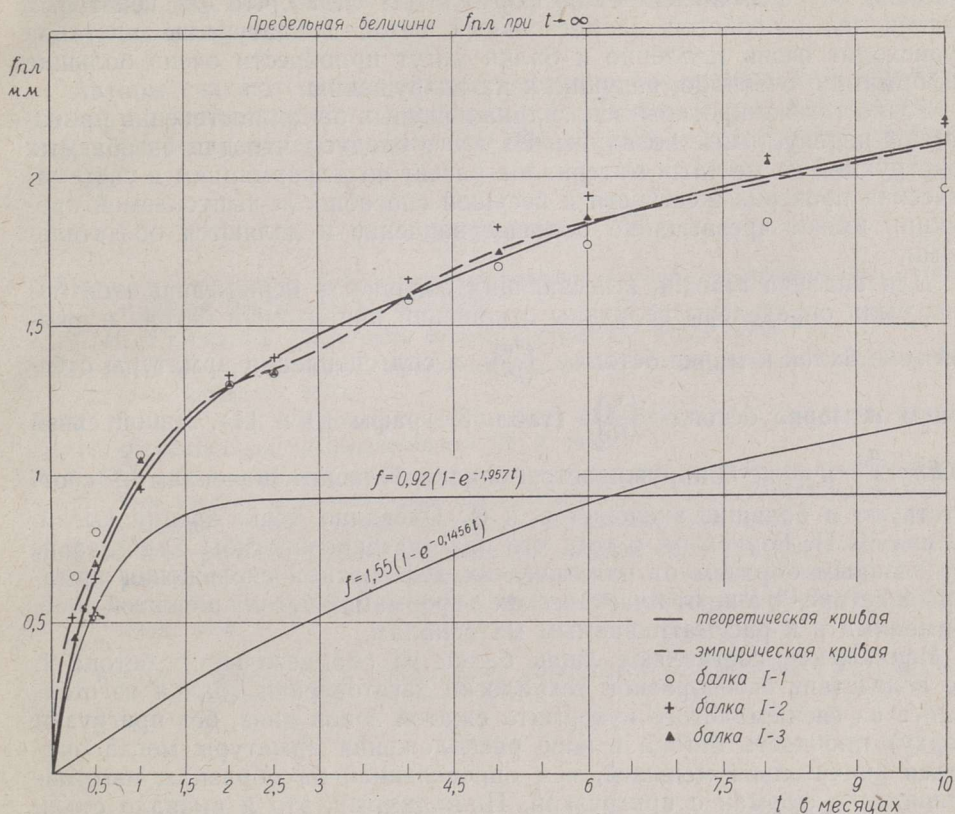


Рис. 3. Зависимость прогиба силикацитной балки ($\gamma = 1,57 \text{ т/м}^3$) от времени.

гиба, равного 14 мм. Все они имели также меньшую величину, чем величина кратковременного прогиба, вычисленная по НиТУ-123-55 (при $\Theta = 1$); исключение составляют сланцезольно-пенобетонные балки, имеющие недостаточную жесткость с самого начала эксперимента.

Под действием длительных нагрузок прогибы балок начали возрастать и для пенобетонных и сланцезольных I типа к 10 месяцам достигли недопустимых величин. Так как по техническим причинам непрерывные замеры прогибов были прекращены через 10 месяцев после начала опытов, то расчетным путем (экстраполированием) были определены предельные прогибы балок, которых они должны были достичь при бесконечно большой длительности опыта ($t \rightarrow \infty$).

Для вычисления предельных величин прогибов к эмпирической кривой нарастания прогибов во времени были подобраны путем итерации уравнения типа

$$f_t = a(1 - e^{-\alpha t}) + b(1 - e^{-\beta t}). \quad (1)$$

Найденные таким путем величины предельных прогибов помещены в табл. 3, графа 5.

Совпадение эмпирических кривых роста прогибов с вычисленными по уравнению (1) оказалось в возрасте до 10 месяцев достаточно хорошим.

Из анализа как экспериментальных кривых нарастания прогибов по времени, так и вычисленных по формуле (1) видно, что для некоторых материалов (пенобетон, сланцезольный бетон I) затухание прогибов происходит очень медленно и балки могут приобрести очень большие деформации, очевидно, ведущие к их разрушению.

Точно так же прогибы пеносиликальцитных балок постепенно приобретают недопустимые величины. Из этого следует, что для изгибаемых конструкций из местных материалов расчет по деформациям и систематическая проверка жесткости и несущей способности выпускаемой продукции имеют чрезвычайно большое значение и являются обязательными.

Для анализа причин, вызывающих ползучесть испытывавшихся балок, были определены величины отношений напряжения бетона в сжатой зоне балок к марке бетона $\left(\frac{\sigma_b}{R}\right)$ и сил сцепления арматуры с бетоном к марке бетона $\left(\frac{\tau_a}{R}\right)$ (табл. 3, графы 10 и 11). Явной связи

между $\frac{\sigma_b}{R}$ и f_t не обнаруживается, однако большим значениям $\frac{\tau_a}{R}$ соответствуют и большие значения f_t и Θ . Очевидно, точка зрения, высказанная В. Н. Горновым, о том, что пластические прогибы балок зависят главным образом от пластических деформаций скольжения арматуры в бетоне [4], а не от пластических деформаций бетона в сжатой зоне, применима и к рассматриваемым материалам.

Исключение составляют лишь балки из сланцезольного бетона I, где вследствие своеобразной технологии изготовления (балки изготовлялись из свежемолотого кукуермита сжатой зоной вниз, без пригрузки сверху) прочность бетона в зоне расположения арматуры могла оказаться значительно меньшей, чем определенная на образцах, изготовлявшихся в формах с пригрузкой. По-видимому, это и вызвало столь большие пластические деформации балок.

Безусловно, данная работа не смогла исчерпывающе ответить на все вопросы, связанные с расчетом изгибаемых железобетонных конструкций из местных материалов, однако несомненны следующие выводы:

1. Ползучесть испытывавшихся местных сланцезольных тяжелых и ячеистых бетонов значительно больше, чем у обычных бетонов.

2. Автоклавные ячеистые бетоны обладают значительно меньшей деформативностью, чем пропаренные.

3. Применение пропаренных сланцезольных материалов для изготовления изгибаемых элементов требует улучшения технологии производства сланцезольного бетона, в особенности устранения объемных изменений кукуермитов при твердении, и тщательного контроля прочности и, особенно, жесткости изделий.

4. Изгибаемые элементы из испытывавшихся местных материалов можно рассчитывать по НиТУ-123-55, однако при арматуре Ст-3 у бетонов марки менее 50 разрушающая нагрузка составляет 0,7 от вычисленной теоретически, а при бетонах марки от 50 до 100 — 0,85 от вычисленной теоретически.

5. Величина коэффициента снижения жесткости изгибаемых армированных элементов при длительном действии нагрузки Θ может приниматься для автоклавного силиката равной 1,0, для автоклавного пеносиликата — 3—4 и для пропаренного сланцезольного бетона — 5. Пропаренный сланцезольный пенобетон имеет недопустимо большие пластические деформации.

Необходимо отметить, что испытывавшиеся балки были изготовлены в начальный период освоения производства. При улучшении технологии, очевидно, могут быть улучшены и строительные свойства рассматриваемых материалов.

Авторы считают своим долгом выразить искреннюю благодарность доктору технических наук профессору Х. Лаулю за ряд ценных указаний, способствовавших устранению недостатков и повышению качества статьи.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций (НиТУ-123-55), М., 1956.
2. М. И. Улицкий, Ползучесть бетона, Гостехиздат УССР, 1948.
3. В. И. Мурашев, Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона, Машстройиздат, 1950.
4. В. Н. Горнов, Жесткость изгибаемых железобетонных элементов зданий, «Строительная промышленность», № 7, 1952.
5. В. К. Райдна, Исследование вопроса о применении силикатных и пеносиликатных изделий в малоэтажном строительстве Эстонской ССР, Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук, 1955.
6. Х. Х. Корровиц, Применение золы пылевидного сжигания прибалтийского горючего сланца для изготовления бетонных и железобетонных строительных изделий, Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук, 1954.

*Институт строительства и строительных материалов
Академии наук Эстонской ССР*

Поступила в редакцию
5 IV 1958

KOHALIKEST MATERJALIDEST VALMISTATUD RAUDBETOON- TALADE ARVUTAMISEST

R. Reisman,
tehniliste teaduste kandidaat

A. Lepp

Artiklis esitatakse katsetulemused, mis on saadud lubja-liiva ja põlevkivituha segudest valmistatud vaht- ja rasketest betoonidest $15 \times 25 \times 280$ cm plaattalade pikaajalisel koormamisel läbivajumiste kasvu ja purustava koormise kohta katse lõpul.

Tehti kindlaks, et paindeelemente on võimalik arvutada normide NiTY—123-55 järgi, kasutades purustava koormise määramisel paranduskoefitsiente, mis eespool märgitud betoonidel määrgiga alla 50 kg/cm^2 oli 0,7 ja määrgiga $50\text{--}100 \text{ kg/cm}^2$ — 0,85. Pikaajalisel koormisel oli jääkuse alanemist arvestav koefitsient autoklaavitud silikaadist taladel 1,0, autoklaavitud vahtsilikaadist taladel 3—4 ja autoklaavitud põlevkivituuhkbetoonist taladel 5. Arvutatud põlevkivituuhkbetoonist taladel esinesid lubamatult suured plastilised deformatsioonid.

*Eesti NSV Teaduste Akadeemia
Ehituse ja Ehitusmaterjalide Instituut*

Saabus toimetusse
5. IV 1958

ERRECHNUNG DER DURCHBIEGUNG VON STAHLBETONBALKEN AUS EINHEIMISCHEN MATERIALIEN

R. Reisman, A. Lepp

Zusammenfassung

Im vorliegenden Artikel werden die Ergebnisse der Untersuchung der aus Kalksandmonolithen- und Brennschieferaschenbeton, Schaumbeton und Schwerbeton angefertigten Stahlbetonbalken, Querschnitt 15×25 cm, Spannweite 280 cm, zusammengefasst.

Infolge der Dauerversuche wurde der Zuwachs der Durchbiegungen und die Grösse der Bruchlast festgestellt.

Es wurde festgestellt, dass es möglich ist, die Biegungelemente den üblichen technischen Normen (ННТУ—123-55) gemäss zu errechnen, wobei zur Errechnung der Bruchlast für Betonarten mit einer Druckfestigkeit von weniger als 50 kg/cm² ein Koeffizient von 0,7 und für Betone mit einer Druckfestigkeit von 50—100 kg/cm² ein Koeffizient von 0,85 anzuwenden ist. Der Koeffizient θ , der den Zuwachs der Durchbiegung unter dauernder Belastung bezeichnet, beträgt bei den autoklaven Kalksandmonolithen 1, beim autoklaven Schaum-Kalksandmonolithen 3—4 und beim autoklaven Brennschieferaschenbeton 5. An den gedämpften Brennschieferaschenbetonbalken entstehen unzulässig grosse plastische Deformationen.

*Institut für Bauwesen und Baumaterialien
der Akademie der Wissenschaften der Estnischen SSR*

Eingegangen
am 5. April 1958