

УДК 624.012

Тур А.В.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРИ ВНЕЗАПНОМ ПРИЛОЖЕНИИ НАГРУЗКИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КВАЗИСТАТИЧЕСКИХ ДИАГРАММ “НАГРУЗКА - ДИНАМИЧЕСКОЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЕ”

Введение. Инженерные конструкции (балки, рамы, плиты) с точки зрения динамики сооружений представляют собой системы с бесконечным числом степеней свободы. Точный динамический расчет обычно приводит к решениям, которые выражаются бесконечными рядами, и для получения расчетных величин (прогибов, моментов и т.п.) приходится затрачивать достаточно много времени на суммирование рядов. Поэтому при решении задач динамики для практических целей прибегают к приведению исходной системы к системе с конечным числом степеней свободы. Все известные методы можно условно разбить на две группы. К первой группе относят методы, в рамках которых приведенная расчетная схема получается путем замены непрерывно распределенной по длине конструкции массы, одной или несколькими сосредоточенными массами. Такой прием рекомендуется применять для конструкций, у которых наряду с распределенной массой имеются значительные сосредоточенные массы (например, балка с прикрепленными к ней тяжелыми грузами (фундаменты под оборудование)).

Ко второй группе ограничения числа степеней свободы относят методы, в рамках которых осуществляют выбор из возможного множества форм перемещений, определяемых дифференциальным уравнением задачи, нескольких форм, играющих определяющую роль в рассматриваемом процессе.

Особенно целесообразен этот метод для расчета на действие кратковременных нагрузок, когда требуется определить усилия, действующие в конструкции.

При расчете сложных конструктивных систем при действии особых воздействий весьма эффективно используются коэффициенты динамичности, позволяющие свести динамический расчет к квазистатическому, путем замены динамической нагрузки некоторой эквивалентной статической. При этом традиционно различают два вида коэффициентов динамичности: коэффициент динамичности по перемещениям и по нагрузке.

Как было показано ранее в наших работах [1], в основном все нормативные документы, содержащие требования по проверке конструктивных систем на устойчивость к прогрессирующему обрушению [3, 4], рекомендуют производить взамен нелинейного [3, 4] динамического расчета, квазистатический расчет с использованием постоянного динамического коэффициента $C_d=2,0$ к нагрузкам, приложенным к покрытиям и перекрытиям и входящим в особые расчетные сочетания. Как уже подчеркивалось в работе [1], такой подход является корректным только при условии, что конструктивные элементы системы при внезапном удалении колонны (опоры) продолжают работать в упругой стадии. Для наиболее типичных случаев конструктивных систем, выполненных из железобетона и показывающих нелинейную упруго-пластическую реакцию при внезапном удалении колонны, применение постоянного динамического коэффициента может не только существенно завышать результаты расчета усилий, но и приводить к нерелевантной оценке поведения статически неопределимой конструктивной системы в предельном состоянии.

В особой расчетной ситуации для расчета конструктивных систем при внезапном удалении колонны (опоры) может быть использован альтернативный упрощенный подход, вытекающий из энергетического баланса системы. Основные положения энергетического подхода описаны в работе [1].

Главным допущением такого упрощенного подхода является то, что мгновенное (внезапное) удаление колонны рассматривается подобно эффекту внезапного приложения к конструктивной системе

нагрузки, воспринимаемой удаляемым элементом.

При этом возможны два варианта представления результатов решения задачи:

- в виде значений динамических коэффициентов, вводимых для конкретной расчетной ситуации;
- в виде модифицированной квазистатической диаграммы “усилие - динамическое перемещение”.

1. Построение квазистатических диаграмм при расчетах конструктивных систем с мгновенно удаляемым элементом. Теоретические подходы к назначению коэффициентов динамичности по усилиям и перемещениям представлены в работе [1].

Рассмотрим более подробно подход, основанный на построении квазистатической диаграммы “ $P - u_d$ ”, основанный, как и в первом случае, на условии энергетического баланса системы. На рис. 1.1 приведена графическая иллюстрация предлагаемого подхода для двух уровней нагрузки $\lambda_1 P_0$ и $\lambda_2 P_0$ согласно [2].

В каждом случае с учетом принятого допущения в одной преобладающей форме динамического перемещения при внезапном приложении нагрузки, равенство внешней и внутренней энергии достигается, когда две заштрихованные площади будут равны.

Как было показано в работах [1, 2] внешняя работа W_n , соответствующая уровню мгновенного приложения нагрузки $P = \lambda_n P_0$, приводящей к максимальному динамическому перемещению $a_{d,n}$, равна:

$$W_n = \alpha \cdot \lambda_n \cdot P_0 \cdot a_{d,n}. \quad (1.1)$$

Из диаграммы статической реакции “ $P - a_d$ ” конструктивной системы, поглощенная энергия деформации равна:

$$U_n = \int_0^{a_{d,n}} \alpha P da_s. \quad (1.2)$$

В выражении (1.2) интеграл $\int_0^{a_{d,n}} \alpha P da_s$ представляет собой площадь, заключенную под кривой “ $P - a_d$ ” на перемещениях $a_{d,n}$.

Тогда, с учетом $P_n = \lambda_n P_0$ получаем:

$$P_n = \lambda_n P_0 = \frac{1}{a_{d,n}} \int_0^{a_{d,n}} P da_s. \quad (1.3)$$

Таким образом, уровень внезапно приложенной нагрузки P_n , связанной с максимальными динамическими перемещениями $a_{d,n}$, эквивалентен средней статической реакции (сопротивлению) для области перемещений $[0; a_{d,n}]$.

Тогда для каждого уровня нагружения P_n , можно установить соответствующее максимальное динамическое перемещение $a_{d,n}$ и построить квазистатическую кривую “ $P - a_d$ ”, представляющую собой обобщенную максимальную нелинейную динамическую реакцию системы. Построение такой диаграммы может быть выполнено

Тур Андрей Викторович, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

с использованием простого итерационного алгоритма, основанного на пошаговом приращении динамических перемещений $\Delta a_{d,n}$ и вычислении соответствующих усилий в соответствии со схемами, показанными на рис. 1.1.

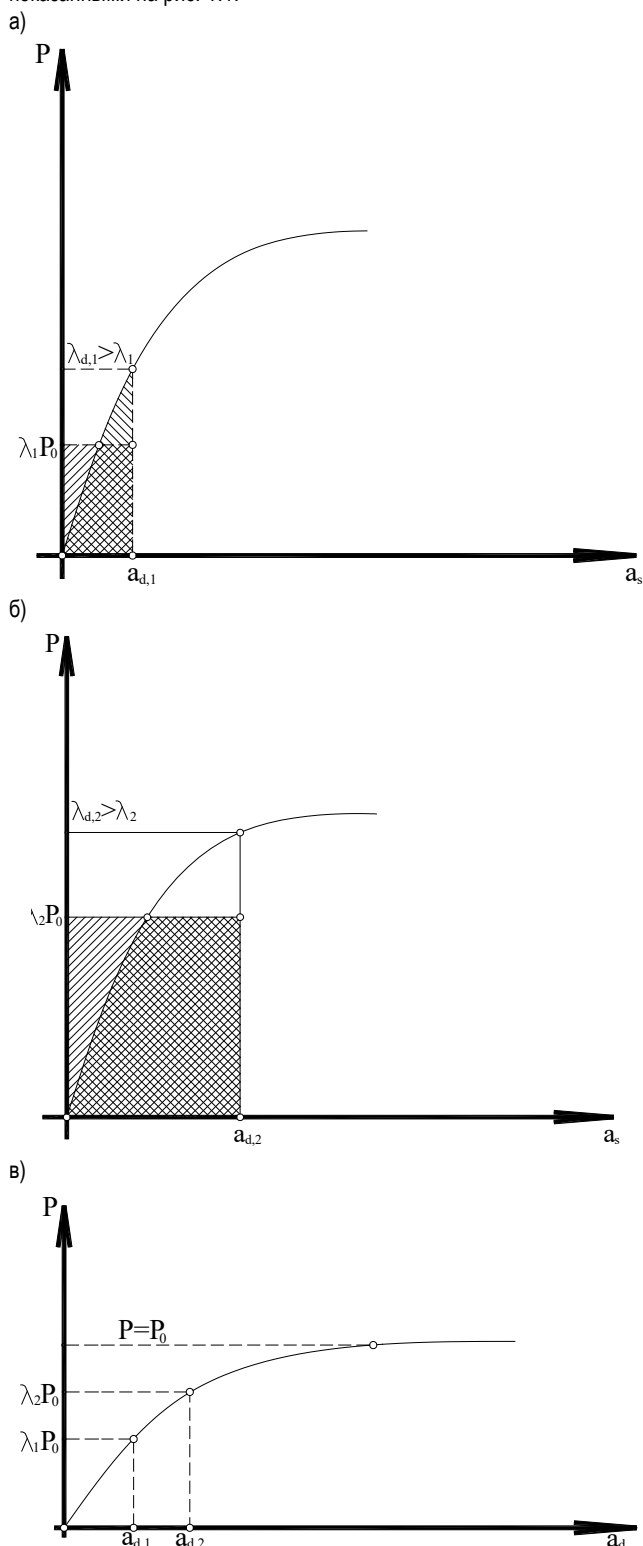


Рис. 1.1. К построению упрощенной квазистатической диаграммы "P – a_d": а), б) к определению квазистатических реакций при уровнях нагружения $\lambda_1 P_0$ и $\lambda_2 P_0$; в) квазистатическая диаграмма "P – a_d"

Следует подчеркнуть, что представленный выше упрощенный подход является справедливым и дает точный результат для систем, имеющих единичную динамическую степень свободы (одну преобладающую форму перемещений) с сосредоточенной массой в месте удаляемой опоры в том случае, когда преобладает вертикальное движение массы и горизонтальные силы инерции не учитываются. В принятом подходе эффект вязкого демпфирования системы игнорируется (в отличие от сейсмической реакции), а расчет ограничивается одним полувциклом колебаний, когда достигаются максимальные динамические перемещения. Для систем с большим числом динамических степеней свободы (форм колебаний), когда имеет место распределение массы, такой подход является приближенным при решении традиционных динамических задач. Однако для случая внезапного удаления колонны, практически всегда имеет место одна преобладающая форма колебаний, приводящая к максимальным перемещениям, что дает основание рассматривать систему с одной динамической степенью свободы. При этом предложенный упрощенный динамический подход обеспечивает явные расчетные преимущества по сравнению с детальным нелинейным расчетом, особенно при анализе сложных конструктивных систем.

2. Экспериментальные исследования

2.1. Методика проведения исследований

2.1.1. Моделирование мгновенно разрушающейся опоры. При испытании балок центральную мгновенно разрушающуюся опору моделировали следующим образом. Опора состояла из составного стержня круглого сечения, шарнирно опирающегося на основание и имеющее шарнирное сопряжение в местах стыковки верхней и нижней частей составной стойки. В верхней части нижнего элемента составной стойки горизонтально располагали домкрат, позволяющий прикладывать горизонтальное усилие. При приложении горизонтального усилия составная стойка получала перемещение на уровне стыкового соединения. При достижении соответствующей величины перемещения стойка мгновенно теряла устойчивость и нагрузка внезапно передавалась на испытываемую балку. Схема испытательной установки показана на рис. 2.1, а ее общий вид на рис. 2.2.

Нагружение опытных балок выполняли на следующих уровнях (отношение сосредоточенной силы P_p , приложенной на опоре, к предельной сосредоточенной силе P_u , установленной для расчетной схемы однопролетной балки, загруженной в середине пролета): $\eta = 0,44; 0,60; 0,68; 0,84$.

2.1.2. Измерительные приборы и оборудование. Вертикальные перемещения при статическом нагружении измеряли поверенными прогибомерами ПАО-6 с ценой деления 0,01 мм, установленными на опорах и в середине пролета под сосредоточенной силой.

Измерение деформаций в растянутой арматуре выполняли при помощи датчиков омического сопротивления, наклеенных на поверхности арматурных стержней.

Снятие отсчетов выполняли при помощи специального тензометрического комплекса ТИССА, разработанного БГУ. Технические возможности комплекса обеспечивали снятие отсчетов с частотой 10 Гц, что позволяло оценить динамическую реакцию конструкции при мгновенном (внезапном) приложении нагрузки.

На рис. 2.3 приведены графики изменения относительных деформаций растянутой арматуры, испытанных при различных уровнях нагружения. Как видно из результатов, полученных при испытаниях, в зависимости от уровня приложенной нагрузки изменяются параметры колебаний балки.

Опыты подтвердили, что характеристики колебательного процесса определяющим образом зависят от уровня нагружения (см. рис. 2.3). При увеличении уровня нагружения наблюдается изменение жесткости балки в силу того, что в сечениях, в которых действуют максимальные моменты, образуются и развиваются трещины нормального отрыва.

Как видно из данных, приведенных в таблице 2.2, и графиков, показанных на рис. 2.3, с увеличением уровня нагружения, колебания затухают более интенсивно, а при уровнях нагружения $\eta \approx 1$ колебания практически не регистрируются. В арматуре балки регистрируются деформации, соответствующие пределу текучести арматурной стали.

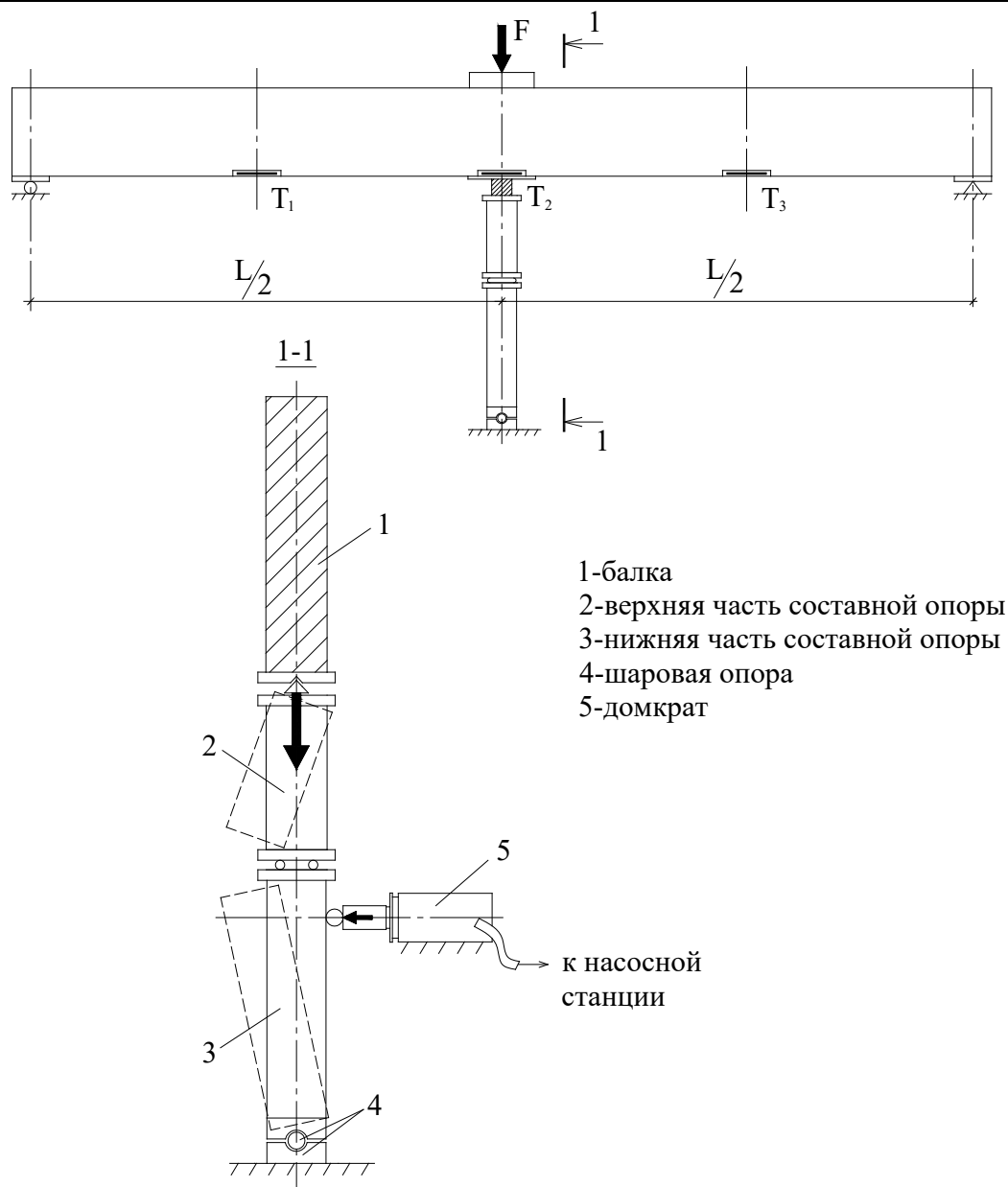


Рис. 2.1. Схема испытательной установки с составной центральной опорой



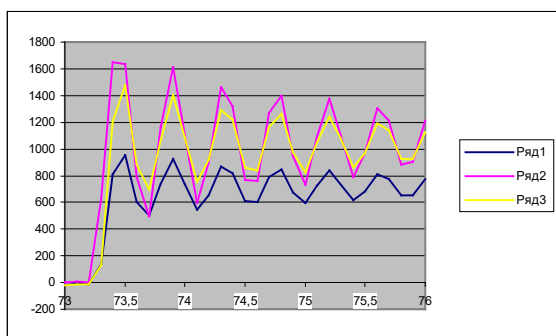
Рис. 2.2. Общий вид испытательной установки

Следует обратить внимание на одно важное, на наш взгляд, обстоятельство, выявленное в ходе испытаний. Образующиеся трещины нормального отрыва располагаются практически строго перпендикулярно к продольной оси элемента и не имеют отклонений от нормали, что наблюдается при испытаниях железобетонных элементов статической нагрузкой (в силу того, что развивающаяся поэтапно трещина огибает компоненты структуры бетона). При этом трещины развиваются практически на всю высоту сечения (при $\eta \rightarrow 0,9$). В данном случае при внезапном приложении нагрузки происходит почти мгновенное высвобождение энергии и в вершине трещины концентрируются напряжения высокой интенсивности. Характерная картина трещинообразования балок показана на рис. 2.4.

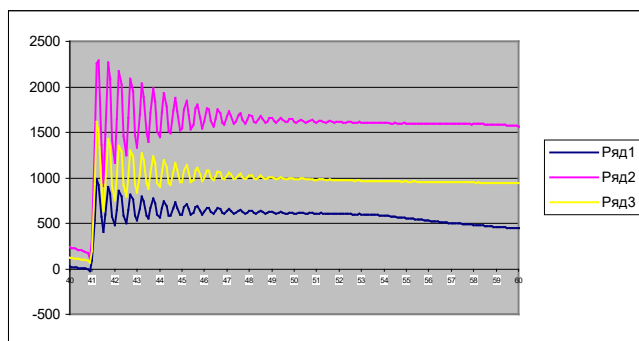
В табл. 2.1 приведены значения относительных деформаций растянутой арматуры ($\epsilon_s \times 10^{-6}$), определенные расчетным и опытным путем для статического нагружения при величине нагрузки, соответствующей установленным уровням, и значения относительных деформаций ($\epsilon_{s,dyn,max}$), полученные при внезапном приложении нагрузки. Как видно из представленных результатов, по мере возрастания уровня внезапно приложенной нагрузки отношение $\epsilon_{s,dyn,max}/\epsilon_{s,st}$ уменьшается от 1,6 (для $\eta = 0,44$) до 1,11 (для $\eta = 0,84$).

Серия опытов 1

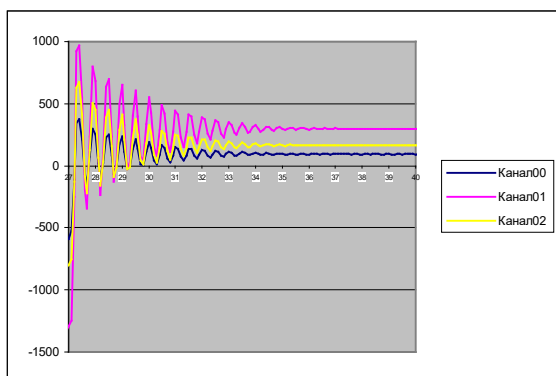
$\eta = 0,44$



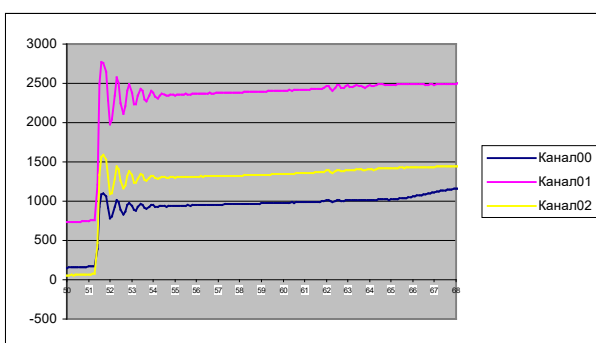
$\eta = 0,6$



$\eta = 0,68$

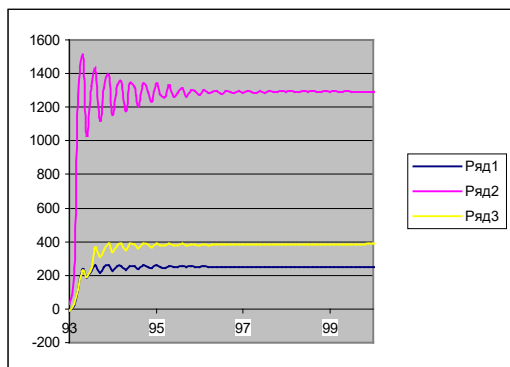


$\eta = 0,84$

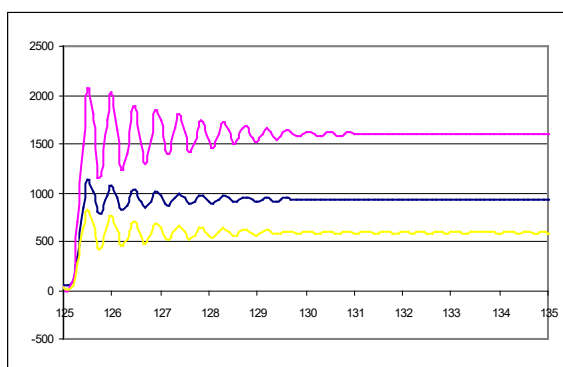


Серия опытов 2

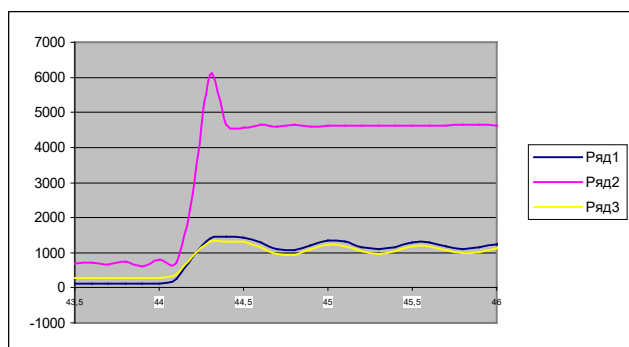
$\eta = 0,44$



$\eta = 0,68$



$\eta = 0,84$

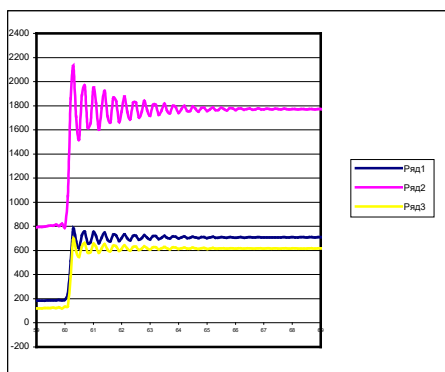


В табл. 2.2 представлены параметры процесса колебаний, записанного тензодатчиками на арматуре после внезапного приложения нагрузки. Как видно из данных, приведенных в табл. 2.2, при увели-

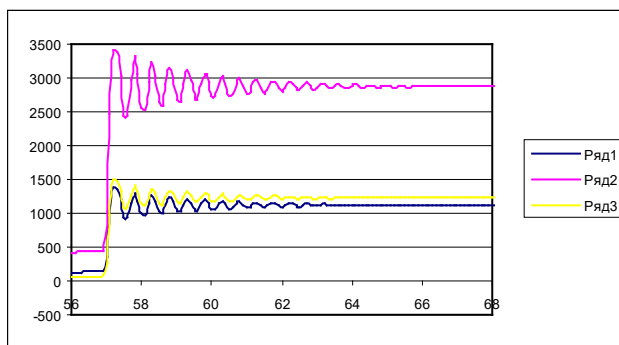
чении уровня нагружения уменьшается собственная частота (собственная круговая частота ω) колебаний, а логарифмический декремент возрастает. Из соотношения зафиксированных максимальных

Серия опытов 3

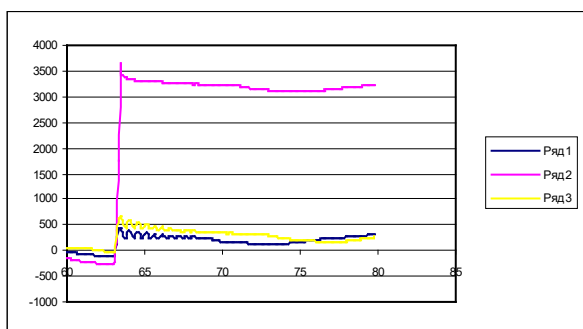
$\eta = 0,44$



$\eta = 0,76$



$\eta = 0,98$



По горизонтали отложено время t, c ; по вертикали – относительные деформации арматуры $\varepsilon_s \times 10^6$.

Ряд 1- датчики в середине пролета; ряд 2,3 – датчики в четверти пролета.

Рис. 2.3. Графики изменения относительных деформаций арматуры во времени при внезапном приложении нагрузки

Таблица 2.1

Уровень нагрузки η	F, kH	$M_{Ed, st}, kH \cdot m$	Относительная деформация $\varepsilon_s \times 10^6$		Отношение п.5/п.4
			$\varepsilon_{s, st}$	$\varepsilon_{s, dyn, max}$	
0,44	17,8	12,46	1127 ^{*)}	1600	1,60
			1000		
0,60	24,2	16,94	1841	2250	1,48
			1520		
0,68	27,4	19,18	2084	2500	1,26
			1970		
0,84	33,8	23,70	2575	2750	1,11
			2470		

^{*)} Над чертой – расчетные значения деформаций, определенные из деформационной модели, под чертой – опытные значения из статического нагружения



Рис. 2.4. Характерная картина трещинообразования балок при испытаниях

деформаций $\varepsilon_{s, dyn, max}$ и стабилизировавшихся деформаций после затухания колебаний ($\varepsilon_{s, stat}$) можно сделать вывод о соотношении динамического и статического моментов, а, следовательно, и о величине динамического коэффициента C_d . Такое заключение возможно в силу того, что величина изгибающего момента и относительные деформации арматуры связаны линейной зависимостью.

По результатам проведенных исследований (см. рис. 2.3 и табл. 2.2) можно утверждать, что для железобетонных элементов, у которых уровень внезапно приложенной нагрузки η составляет от 0,6 до 0,8 от предельного усилия (для данной схемы нагружения модифицированной конструктивной системы) динамический коэффициент C_d , используемый при квазистатическом расчете, может быть предельно принят равным 1,5 (с некоторым запасом).

3. Сравнение опытных и расчетных значений. Для проверки представленных положений был выполнен деформационный расчет железобетонных балок, которые затем были подвергнуты испытаниям,

Таблица 2.2. Опытные характеристики затухающих колебаний

Серия	Уровень нагружения η	Относительная деформация арматуры $\varepsilon \times 10^6$		T, с	$\delta = \ln \frac{a_i}{a_{i+1}}$	$\nu, \frac{1}{с}$	$\omega_1 = \frac{2\pi}{T}$	$\psi = 2\delta$
		макс.	стабил.					
Балка 1	0,44P _u	1651	1055	0,4	0,37	2,5	15,7	0,74
	0,6P _u	2286	1582	0,5	0,22	2	12,56	0,44
	0,68P _u	966	303	0,5	0,23	2	12,56	0,46
	0,84P _u	2759	2499	0,65	0,54	1,54	9,66	1,08
Балка 2	0,44P _u	1512	1309	0,3	0,24	3,33	20,93	0,48
	0,68P _u	2074	1606	0,5	0,15	2	12,56	0,3
	0,84P _u	6075	4659	-	-	-	-	-
Балка 3	0,44P _u	2130	1780	0,3	0,28	3,33	20,93	0,56
	0,76P _u	3425	2875	0,5	0,20	2	12,56	0,4
	0,98P _u	3669	3223	-	-	-	-	-

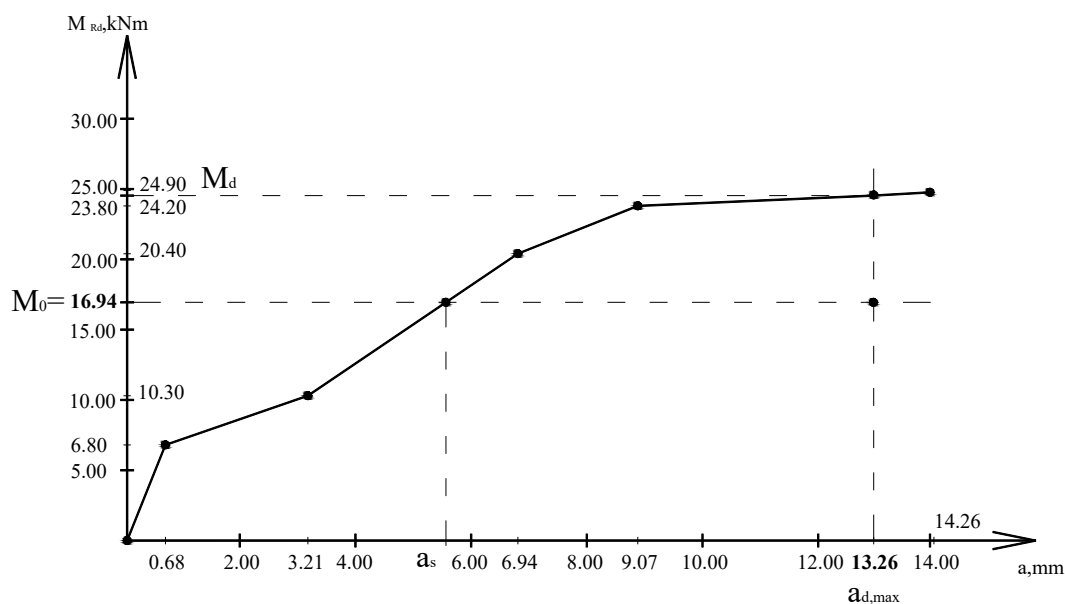
Таблица 3.1. Основные конструктивные параметры опытных балок

Серия	Сечение, мм b x h	Армирование			Бетон		γ_{Sd}	γ_{Cd}
		A _{st}	A _s	f _{yk} $\frac{N}{mm^2}$	f _{cm} $\frac{N}{mm^2}$			
1	120x290	Ø16S500	Ø6S240	500	28	1,25	1,25	

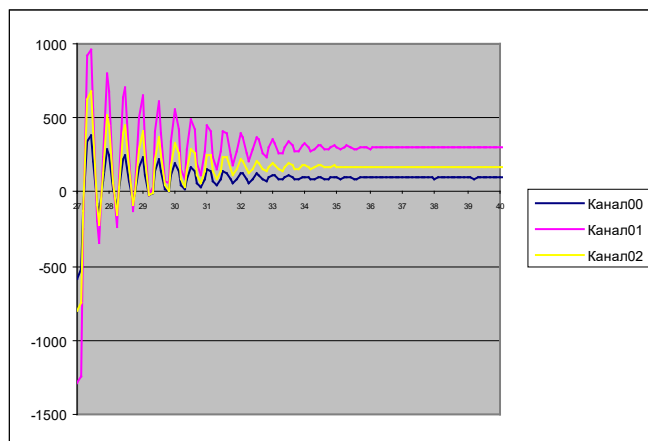
Таблица 3.2. Сравнительная таблица

Уровень нагружения η	Статические усилия		Динамическое усилие	Коэффициент динамичности Cd	
	F ₁ , кН	M _{Ed} , кНм	M _{Ed,din} кНм	расчетный (диаграмма)	опытный
0,44	17,80	12,19	17,7	1,45	1,58
0,60	24,20	16,58	21,42	1,29	1,27
0,68	27,40	18,77	22,44	1,20	1,02
0,76	30,60	20,96	24,705	1,18	1,34
0,84	33,80	23,15	24,474	1,06	-

а) $\eta = 0,68$



б) $\eta = 0,68$, $C_d = 1,437$.



По горизонтали отложены значения t, c ; по вертикали $\varepsilon_s \times 10^6$.

Рис. 3.1. а) Результаты расчета в виде кривой "момент-прогиб"; б) графики изменения относительных деформаций арматуры во времени при внезапном приложении нагрузки: 1 - зависимость "момент-прогиб" для опытных балок, определенная по программе "БЕТА"; 2- момент от внезапно приложенной нагрузки

Таблица 3.3. Сравнение опытных и расчетных значений максимальных динамических перемещений

Уровень нагружения	Статический момент M_s , кНм	Динамический момент M_d , кНм	Динамическое перемещение a_d , мм	
			опыт	расчет
0,44	12,19	19,57	6,98	6,98
0,68	18,77	25,18	15,57	15,57

как при статическом, так и динамическом (внезапном) приложении нагрузки. Основные конструктивные параметры балок принятые при расчетах взяты из отчета [5] и приведены в табл. 3.1.

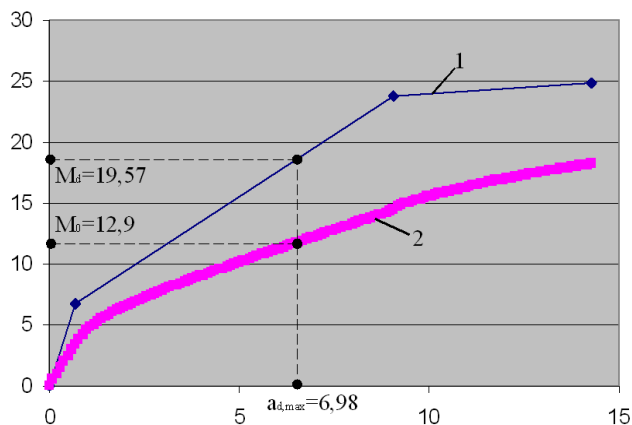


Рис. 3.2. Квазистатическая диаграмма " $M - a_d$ " для опытных балок: 1 - диаграмма представляет собой статическую диаграмму " $M - a_s$ ", 2 - квазистатическая диаграмма " $M - a_d$ "

По горизонтали отложены значения перемещений, мм; По вертикали - значения моментов, кНм.

Расчет выполнен с использованием вычислительного комплекса "БЕТА", разработанного в Полоцком государственном университете.

Результаты расчета с использованием комплекса "БЕТА" в виде кривой "момент-прогиб", показаны на рис. 3.2 а.

При уровне нагружения $\eta = 0,68$ (что соответствовало условию опыта) при $M_0 = 16,94$, кНм, динамический прогиб составил $a_{max,din} = 13,26$ мм, а соответствующее динамическое усилие $M_d = 24,2$ кНм.

Коэффициент динамичности по усилиям составил $C_d = 1,43$, а по перемещениям $C_{d,a} = 2,35$.

По правилам, изложенным в разделе 1 для опытных балок, была построена квазистатическая диаграмма " $M - a_d$ ", показанная на рис. 3.2.

В таблице 3.3 представлено сравнение максимальных динамических перемещений, зарегистрированных в опытах и определенных по модифицированной квазистатической диаграмме " $M - a_d$ " (нижняя кривая на рис. 3.2) для двух уровней нагружения.

Как видно из результатов сравнения, представленных в таблице 3.3, расчет с использованием квазистатических диаграмм " $M - a_d$ " позволил получить значения максимальных динамических перемещений, близкие к опытным.

Выводы:

1. Применение энергетического подхода для определения коэффициентов динамичности в особых расчетных ситуациях при внезапном приложении нагрузки позволяет получить результат, адекватно описывающий поведение железобетонного элемента с учетом изменения его жесткостных характеристик при развитии трещин;
2. Значения динамических коэффициентов по нагрузкам при квазистатическом расчете железобетонных конструкций для мгновенного приложения нагрузки в стадии, близкой к предельной, не превышают значения $C_{d,p} = 1,5$.
3. При расчете сложных конструктивных систем, критерии наступления разрушения отдельных конструктивных элементов при внезапном удалении колонны (опор) достаточно точно можно проверять с использованием квазистатических диаграмм " $M - a_d$ ", построенных по правилам, изложенным в настоящей статье.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тур А. В. К определению динамических коэффициентов для случая внезапного приложения нагрузки к железобетонным конструкциям на основе энергетического подхода// Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. научных трудов/ ПГУ, редкол. Д. Н. Лозовский (отв. Ред.) [и др.] – Новополоцк, 2008. - С. 116-125.
2. Vlassis A. G. Progressive Collapse Assessment of Tall Buildings//Thesis degree Doctor of Philosophy, University of London, London SW72AZ, 2007-320p.
3. UCF 3-340-01 Design and Analysis of Hardened Structure to Conventional Weapons Effect, Dep. Of Defense, Washington, DC, 2002.
4. UFC-023-03 (Unified Facilities Criteria) – Design of Buildings to Resist to Progressive Collapse, Jan., 2005-215 p.
5. Исследовать поведение каркасных систем зданий при особых воздействиях и разработать разделы рекомендаций по расчету монолитных каркасных систем к прогрессирующему обрушению применительно к условиям Республики Беларусь: научно-технический отчет// научн. рук. В.В. Тур, гр №: 2008 4273. – БрГТУ- Брест, 2008. -502 с.

Материал поступил в редакцию 24.02.09

TUR A.V. Design of reinforced concrete beams by shock application of load with use of quasi-static diagrams “load – dynamic displacement”

Design of reinforced concrete beams containing dynamic coefficients have been considered in this paper. These coefficients can reduce dynamic calculation to quasi-static calculation. Creation of quasi-static diagram in calculation of construction systems with instantly remove element has been described. Results of experimental research have been reduced.

УДК 624.012.4

Деркач В.Н., Зубрицкий Н.Н.

МЕТОД ВОССТАНОВЛЕНИЯ И УСИЛЕНИЯ ПОВРЕЖДЕННОЙ ВЗРЫВОМ СТЕНЫ ГЛАВНОГО КОРПУСА ТЭЦ «ЗАПАДНАЯ» В Г. ПИНСКЕ

Введение. В январе 2008г в результате взрыва котла КВГМ-100 произошло обрушение строительных конструкций котельного зала здания главного корпуса ТЭЦ «Западная» в г. Пинске.

Котельный зал представляет собой двухпролетное каркасное здание размерами 54×27м, длина пролетов поперечной рамы- 9 и 18м, шаг колонн в продольном направлении- 6м. В девятиметровом пролете поперечная рама двухэтажная, высота первого этажа - 7.2м, второго 3.6м, отметка низа стропильных балок восемнадцатиметрового пролета- 18.15м. Ригелями поперечной рамы являются двухскатные железобетонные предварительно напряженные стропильные балки пролетом 18м и сборные девятиметровые железобетонные балки. Балки опираются на сборные железобетонные одно- и двухветвевые колонны. Настил покрытия выполнен из сборных унифицированных железобетонных ребристых плит размером 3×6м, стеновое ограждение- из ячеистобетонных панелей длиной 6м.

В ходе обследования здания критических или значительных повреждений колонн и стропильных балок каркаса установлено не было. Две плиты покрытия получили повреждения полки и поперечных ребер в результате обрушения стеновых панелей. Узлы сопряжений стропильных балок с колоннами и плит покрытия с балками находились в удовлетворительном состоянии. Это позволило сделать вывод о том, что пространственная жесткость и устойчивость каркаса здания не нарушены. Общий вид здания после взрыва показан на рис. 1.

При обследовании стенового ограждения здания были выявлены массовые повреждения узлов крепления стеновых панелей к железобетонным колоннам. Примерно 10% панелей имели малозначительные повреждения, характеризующиеся образованием трещин в теле панели шириной раскрытия 0.5...1.0 мм без смещения из проектного положения закладных деталей конструкций и самих панелей. Это были в основном цокольные керамзитобетонные панели. Ячеистобетонные панели получили значительные и критические повреждения (рис. 2). Для панелей, имеющих значительные повреждения, характерным является образованием трещин в теле панели шириной раскрытия свыше 1.0 мм без смещения из проектного положения закладных деталей конструкций и самих панелей. Критические повреждения узлов, характеризуются вырывом закладных деталей из тела панели, разрушением бетона в зонах анкеровки закладных деталей, сколами бетона в углах панелей с горизонтальным смещением стеновых панелей из проектного положения на 80...100 мм. Примерно 25% стеновых панелей обрушилась.



Рис. 1. Общий вид главного корпуса после взрыва

Торцевая стена здания высотой 8.5м оторвалась от стоек факелов и получила наклон наружу примерно на 200-250мм (рис. 3). Существовала угроза опрокидывания данной стены на покрытие участка водоподготовки и помещение пульта управления ТЭЦ. Падение стены неизбежно привело бы к обрушению плит покрытия и полной остановке ТЭЦ.

Техническое решение по усилению поврежденных конструкций. По результатам выполненного обследования было принято решение о демонтаже стеновых панелей получивших критические повреждения. Стеновые панели, имеющие малозначительные и значительные повреждения решено было сохранить, выполнив усиление узлов сопряжения панелей с колоннами. Сложность реализации принятых решений заключалась в разборке отклоненной от вертикали торцевой стены. Из-за удаленности стены от места стоянок подъемных кранов их не возможно было использовать, для демонтажа стеновых панелей. Разборка стены вручную существенно увеличивала сроки выполнения ремонтно-восстановительных работ и была небезопасна.

Деркач Валерий Николаевич, заместитель директора филиала Республиканского унитарного предприятия «Институт БелНИИС» Научно-технический центр.

Зубрицкий Николай Николаевич, ведущий инженер филиала Республиканского унитарного предприятия «Институт БелНИИС» Научно-технический центр.

Беларусь, г. Брест, ул. Московская, 267/2.