

Тур А.В., канд. техн. наук; Тур В.В., д-р техн. наук, проф.
(БрГТУ, г. Брест)

РАСЧЕТНЫЕ КРИТЕРИИ ДЛЯ ПРОВЕРКИ ЖИВУЧЕСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ В ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ

В соответствии с введенными на территории Республики Беларусь техническими регламентами ТР 2009/013 и ТКП EN1990 «Основы проектирования конструкций» [1], при проектировании строительных конструкций должны быть выполнены базовые требования, касающихся безопасности, эксплуатационной пригодности, долговечности и живучести.

Требование живучести относится к проверкам конструктивных систем в особых расчетных ситуациях при появлении особых воздействий. Следует отметить, что в настоящее время и в национальной, и в европейской практике отсутствуют как единый, научно-обоснованный метод оценки сопротивления изгибаемых элементов при внезапном приложении нагрузки, так и критерии оценки живучести конструктивных систем в целом.

1. Рабочая гипотеза

Принимая за основу научные положения энергетического подхода, проверка живучести конструктивной системы в особой расчетной ситуации может быть проведена исходя из следующей гипотезы: *модифицированная конструктивная система обладает требуемой живучестью в особой расчетной ситуации, если работа, совершаемая усилием, численно равным реакции в удаляемом вертикальном элементе, на перемещении, имеющем место на первом полупериоде колебаний, не превышает потенциальную энергию модифицированной системы, определенной при том же вертикальном перемещении.*

В общем случае при известной диаграмме « $F - \Delta$ », описывающей нелинейную реакцию модифицированной конструктивной системы, предельное значение квазистатического усилия может быть описано исходя из величины предельного вертикального перемещения узла, в котором произведено вынужденное удаление колонны.

Исходя из сформулированной гипотезы, индекс живучести (критерий живучести) для конструктивной системы может быть записан в общем виде:

$$R = \frac{F_{u,d}}{N_t} \geq 1, \quad (1)$$

где $F_{u,d}$ – предельное квазистатическое вертикальное усилие, которое может воспринять конструктивная система на первом полупериоде колебаний, определяемое при условии, что максимальное вертикальное переме-

шение достигает предельного значения; N_i – продольное усилие в удаляемом вертикальном элементе конструктивной системы, определяемое из нелинейного статического расчета при особом расчетном сочетании воздействий согласно [1].

Для определения предельного квазистатического усилия следует использовать диаграмму « $F - \Delta$ », представляющую нелинейную функцию реакции (сопротивления) модифицированной конструктивной системы при действии сосредоточенной силы, приложенной к узлу, в котором произведено удаление вертикального элемента (рис. 1, а).

Как было показано в наших работах [12 – 14], в общем случае предельное усилие $F_{u,d}$ может быть рассчитано из равенства площади прямоугольника $ODEC$ и площади трапеции $OABC$, заключенной под графиком, описывающим статическую нелинейную реакцию системы (рис. 1, б).

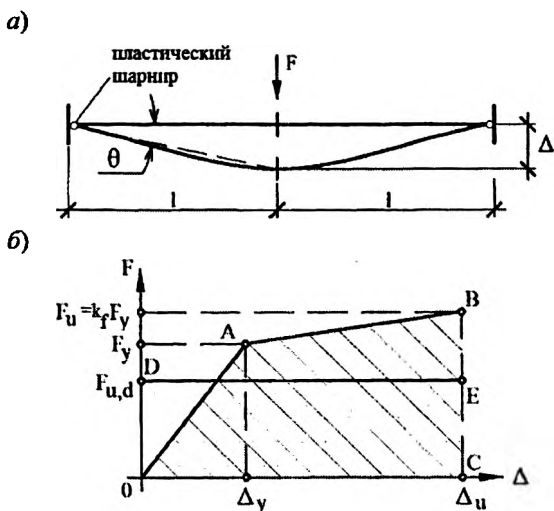


Рис. 1. К определению предельного квазистатического усилия для модифицированной системы (а) с применением нелинейной статической диаграммы « $F - \Delta$ » (б)

Таким образом, для определения предельного квазистатического усилия $F_{u,d}$ в первую очередь необходимо установить вид и значения параметрических точек диаграммы « $F - \Delta$ », описывающей функцию нелинейного сопротивления модифицированной конструктивной системы.

2. Условно-точный конечно-элементный метод

В общем случае диаграмма нелинейной реакции “ $F - \Delta$ ” может быть получена непосредственно из нелинейного расчета модифицированной конструктивной системы с удаленным вертикальным элементом. При этом, как было показано в работах *G. Vlassis* [2], нелинейный расчет может быть выполнен как для системы в целом, так и с незначительной погрешностью, для любого уровня дискретизации конструктивной системы. Для решения нелинейной задачи используют, как правило, конечно-элементные модели, реализованные в вычислительных комплексах (например, в наиболее распространенном в мировой практике *SAP2000* [4]).

В соответствии с *UFC 4-023-03* [3] для описания нелинейного поведения конструктивной системы в её элементе по специальным правилам производится врезка пластических шарниров, моделирующих соединения (рис. 2).

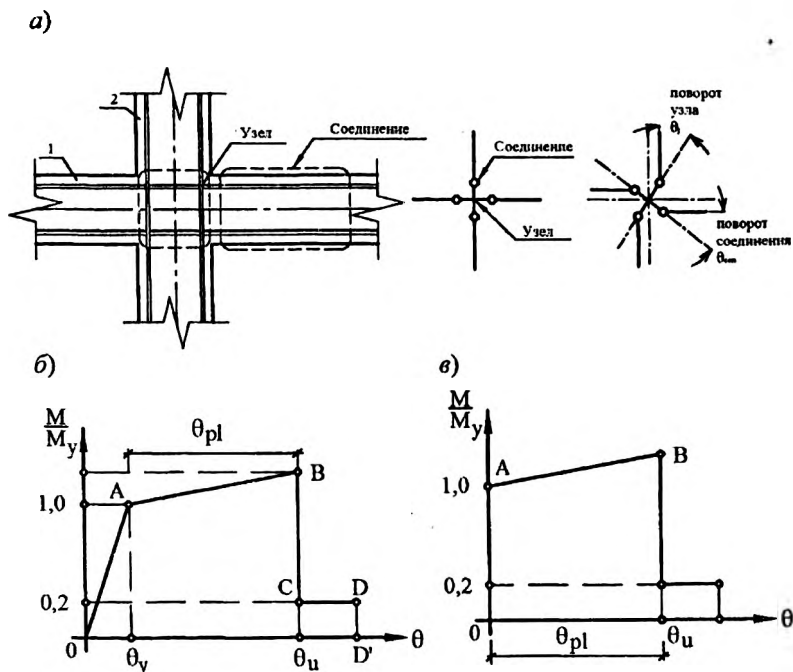


Рис. 2. К выполнению нелинейных расчетов рамных каркасов по [3]:

а – схема узлов и соединений конструктивной системы;

б – диаграмма « $M - \theta$ », описывающая поведение пластического шарнира;

в) упрощенная диаграмма « $M - \theta$ » для расчета железобетонных рамных каркасов

Как правило, работа пластических шарниров моделируется диаграммой «М – θ » (момент – угол поворота). При этом до достижения напряженной текучести стержней арматуры наиболее растянутого ряда принимается линейная зависимость между моментом и углом поворота. В некоторых моделях, при расчете каркасов, особенно из железобетона, упругий поворот игнорируется, в силу того, что его значение исключительно мало по сравнению с пластическим поворотом (рис. 2, в).

Так, например, параметры диаграммы «М – θ » в рамках комплекса *SAP2000* [4] вычисляются в автоматическом режиме в зависимости от геометрических параметров сечений и элементов, характеристик свойств материалов, коэффициентов армирования и схем расположения арматуры в конструктивных элементах.

Необходимо подчеркнуть, что для расчета параметрических точек диаграмм «М – φ » (момент – кривизна), «М – θ » (момент – угол поворота) в рамках деформационного расчета следует использовать диаграммы деформирования для материалов, модифицированные с учетом скорости деформирования, как это показано в работах [12 – 14].

3. Определение параметрических точек диаграммы «F – Δ » упрощенным методом

Для построения упрощенной двухлинейной диаграммы «F – Δ » необходимо определить значения её параметрических точек: вертикальное перемещение Δ_* , соответствующее достижению напряжений, равных пределу текучести в растянутой арматуре, и предельное вертикальное перемещение Δ_{**} , соответствующее отказу конструктивного элемента (при изгибе). Ограничения и допущения, принятые при разработке упрощенного метода, представлены в работе [5].

В общем случае вертикальные перемещения определяются двойным интегрированием функции кривизны $\varphi(x)$ на длине элемента:

$$\Delta = \iint_0^l \varphi(x) dx dx, \quad (2)$$

где $\varphi(x)$ – функция кривизны для данного уровня нагружения.

В большинстве практических случаев изменение кривизны по длине элемента не удастся описать непрерывной функцией, предложенной *D. Mostafinejad* [6]. Поэтому для определения перемещений используют, как правило, численные методы строительной механики. При известных характеристиках свойств материалов, геометрических параметрах и схемах армирования, теоретическая модель зависимости «момент – кривизна» устанавливается расчетом в рамках общего деформационного метода для сечений [7].

С учетом допустимой дискретизации регулярной конструктивной системы на различные подуровни, что было показано в работах *G. Vlassis* и других [2], для установления параметрических точек «F – Δ» рассмотрим балочный элемент, имеющий жесткое закрепление на крайних опорах и моделирующий ригель рамы после удаления в среднем узле вертикального элемента (см. рис. 1).

Вертикальное перемещение для узла, в котором произведено удаление вертикального элемента, для любого этапа нагружения может быть определено по правилам строительной механики с использованием интеграла Мора:

$$\Delta = \int_0^l \bar{M}_x \cdot \varphi(x)_x \cdot dx, \quad (3)$$

где \bar{M}_x – изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении по длине пролета, для которого вычисляется прогиб; $\varphi(x)_x$ – полная кривизна элемента в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб.

Распределение кривизн по длине анализируемого элемента для соответствующего уровня нагружения, как было показано ранее, следует устанавливать с привлечением диаграмм «M – φ» (момент – кривизна) для расчетных сечений. В рамках рассматриваемой проблемы вполне удовлетворительной является двухлинейная аппроксимированная диаграмма «M – φ».

Вертикальное перемещение Δ_y

При установленных значениях параметрических точек диаграммы «M – φ» для сечений может быть довольно просто задана функция распределения кривизн по длине элемента в стадии, соответствующей образованию пластических шарниров, т.е. достижения текучести в растянутой арматуре. На этой стадии сохраняется линейная зависимость между изгибающими моментами и кривизнами. Вертикальное перемещение Δ_y в середине балки (в узле с удаляемым элементом) определится из решения интеграла Мора (3):

$$\Delta_y = \frac{1}{6} \varphi_y l^2, \quad (4)$$

где l – длина пролета балочного элемента (ригеля) в исходной (немодифицированной) конструктивной системе.

Определение вертикального перемещения Δ_y

Определение предельного вертикального перемещения Δ_y является более сложной задачей по сравнению с нахождением вертикального перемещения Δ_y . Как в случае применения условно точных конечно-элементных моделей [4], так и при составлении упрощенных методов определения не-

линейной статической реакции конструктивного элемента или системы в целом особую роль играет адекватное описание нелинейной работы узловых соединений, в которых потенциально предполагается появление пластических шарниров. В общем случае, согласно [8 – 10], нелинейную работу элемента в местах образования пластических шарниров принято моделировать зависимостью «М – θ » (изгибающий момент – угол поворота). При этом в различных источниках предлагается использовать как достаточно сложные зависимости [8], так и довольно простые диаграммы [9].

При определении вертикальных перемещений Δ_u в предельной стадии наиболее важную роль играет определение углов пластического поворота. Оценка углов пластического поворота θ_{pi} для железобетонных балок является довольно непростой задачей и зависит о целого ряда параметров, включая определение кривизн φ_y и φ_u для критических сечений (что было рассмотрено выше), характеризующих их пластическую деформативность, геометрических параметров системы, выбора диаграмм деформирования для материалов, коэффициентов армирования, условий опирания и т.д.

Для участка балки, в пределах которого образуется пластический шарнир (рис. 3), угол пластического поворота критического сечения в общем случае определяется из зависимости:

$$\theta_{pi} = \int_0^{l_y} [\varphi(x) - \varphi_y] dx, \quad (5)$$

где l_y – это расстояние от критического сечения, в котором определяется угол поворота, до сечения, в котором впервые достигается M_y ; $\varphi(x)$ – функция изменения кривизны на участке l_y (кривизна в сечении x).

В предельной стадии кривизна на опоре возрастает внезапно, что связано с проявлением значительных неупругих деформаций. В силу того, что бетон на участках между трещинами воспринимает долю растягивающего усилия (*tension stiffening effect*), кривизна нерегулярно изменяется по длине пролета балки, возрастая в сечениях с трещиной и убывая на участках между трещинами (рис. 3). Фактическое распределение кривизн (рис. 3, б) в предельном состоянии может быть идеализировано таким образом, что полный угол поворота балки θ_u может быть представлен на длине балки суммой углов поворота θ_y и угла пластического поворота θ_{pi} (рис. 3, в).

Угол поворота θ_y может быть определен с использованием кривизны φ_y , соответствующей достижению текучести в растянутой арматуре (соответственно определяется и вертикальное перемещение Δ_y , формула (4)).

В соответствии со схемой, показанной на рисунке 3, величина угла пластического поворота θ_{pl} определяется как площадь эквивалентного прямоугольника высотой $(\varphi_u - \varphi_y)$ и шириной основания l_p .

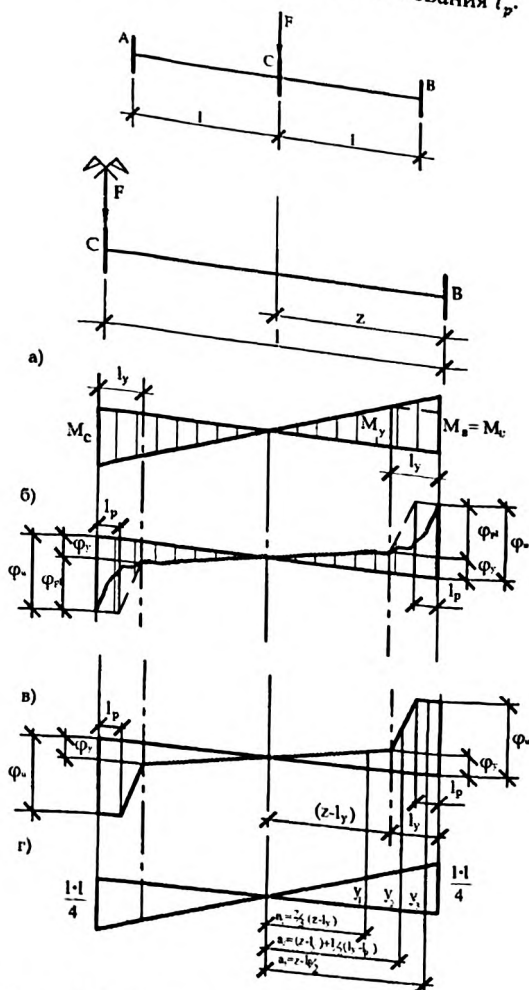


Рис. 3. К определению предельного вертикального перемещения Δ_u в ригеле железобетонной рамы:
 а – эпюра моментов; б – фактическая эпюра распределения кривизн;
 в – аппроксимированная эпюра кривизн $\varphi(x)$ в предельной стадии; г) эпюра моментов \bar{M} от единичного усилия, приложенного по направлению искомого перемещения

Из уравнения (5) длина пластического шарнира l_p в общем случае может быть рассчитана:

$$l_p = \frac{1}{(\varphi_u - \varphi_y)} \int_0^{l_p} [\varphi(x) - \varphi_y] dx. \quad (6)$$

Переходя к эквивалентному по площади прямоугольнику, получаем довольно широко применяемое уравнение вида:

$$\theta_{pl} = (\varphi_u - \varphi_y) l_p = \varphi_{pl} \cdot l_p, \quad (7)$$

где φ_{pl} — пластическая кривизна сечения, определяемая из диаграммы « $M - \varphi$ »; l_p — эквивалентная длина пластического шарнира, в пределах которой пластическая кривизна $(\varphi_u - \varphi_y)$ принимается постоянной. При разработке критерия живучести конструктивных систем, расчет величины предельного вертикального перемещения Δ_u , применяемого в описании функции сопротивления « $F - \Delta$ », хотя и является довольно важной, но не основной частью задачи, так как эквивалентная длина пластического шарнира может быть рассчитана с использованием феноменологических зависимостей.

Показано, что как довольно простые [8], так и сложные расчетные модели [9] дают сопоставимо близкие результаты расчета эквивалентной длины пластического шарнира. Исходя из этого представляется целесообразным для дальнейшего исследования воспользоваться достаточно простой моделью *A.H. Mattock* [11]:

$$l_p = 0,05z + 0,5d. \quad (8)$$

Решение в виде (9) получено интегрированием аппроксимированной функции изменения кривизн $\varphi(x)$ по длине элемента и проверено численным решением интеграла Мора (3).

Таким образом, с учетом выполненных операций Δ_u , применяемое при описании функции нелинейного сопротивления « $F - \Delta$ », предельное вертикальное перемещение может быть рассчитано по формуле:

$$\begin{aligned} \Delta_u &= \frac{1}{3} \varphi_y \lambda^2 l^2 + \frac{1}{4} \varphi_y l^2 (1 + \eta_\varphi) \left[(1 - \lambda) - \frac{l_p}{l} \right] \left[(1 + \lambda) - \frac{l_p}{l} \right] + \varphi_u l_p l \left(1 - \frac{l_p}{2l} \right) = \\ &= \varphi_y l^2 \left\{ \frac{1}{3} \lambda^2 + \frac{1}{4} (1 + \eta_\varphi) \left[(1 - \lambda) - \frac{l_p}{l} \right] \left[(1 + \lambda) - \frac{l_p}{l} \right] + \eta_\varphi \frac{l_p}{l} \left(1 - \frac{l_p}{2l} \right) \right\}. \end{aligned} \quad (9)$$

В формулах (5) – (9):

Δ_y — вертикальное перемещение, соответствующее достижению в наиболее растянутой арматуре напряжений равных пределу текучести;

Δ_u — предельное вертикальное перемещение;

φ_y – кривизна критического сечения, соответствующая достижению в наиболее растянутой арматуре напряжений, равных пределу текучести;

φ_x – предельная кривизна критического сечения;

η_φ – коэффициент деформативности для сечений, определяемый как отношение $\frac{\varphi_x}{\varphi_y}$;

η_Δ – коэффициент пластической деформативности для конструктивно-го элемента системы, определяемый как отношение $\frac{\Delta_x}{\Delta_y}$; $\lambda = \frac{M_x}{M_y}$;

l_p – эквивалентная длина пластического шарнира для железобетонного балочного элемента;

l – длина пролета балочного элемента конструкции до удаления вертикальной колонны.

Как следует из полученных зависимостей (4) – (9), для вычисления параметрических точек Δ_y и Δ_x функции нелинейного сопротивления « $F - \Delta$ » необходимо установить зависимости для вычисления соответствующих кривизн φ_y , φ_x в критических сечениях, а также эквивалентной длины пластического шарнира l_p .

Коэффициент пластической деформативности (способность к пластическому деформированию конструктивной системы), определяемый как отношение $\frac{\Delta_x}{\Delta_y}$, может быть рассчитан по формуле:

$$\eta_\Delta = \lambda^2 + 3(1 + \eta_\varphi) \left[\frac{(1-\lambda)}{2} - \frac{l_p}{l} \right] \left[\frac{(1+\lambda)}{2} - \frac{l_p}{l} \right] + 6\eta_\varphi \frac{l_p}{l} \left(1 - \frac{l_p}{l} \right). \quad (10)$$

Как видно из полученных решений (9) и (10), в расчетах более удобно использовать эквивалентную длину пластического шарнира, выраженную в долях от пролета $\left(\frac{l_p}{l}\right)$.

Если принять, что $\lambda = \frac{M_x}{M_y} = 1$ (что вполне допустимо для большинства практических случаев), зависимость (10) после преобразований примет вид:

$$\eta_\Delta = 1 + 3 \frac{l_p}{l} \left(1 - \frac{l_p}{l} \right) (\eta_\varphi - 1). \quad (11)$$

Несложно заметить, что при $\eta_\varphi = 1$, что соответствует исключительно упругой работе сечений, $\eta_\Delta = 1$, т.е. запас пластической деформативности отсутствует.

Если принять, что для большинства практических случаев $z=0,25l$, а пролет относится к эффективной рабочей высоте сечения $l/d = 34$ (согласно

ТКП ЕН 1992-1 [8] при проектировании $l_{eff}/d = 17$, эквивалентная длина пластического шарнира по формуле (8) составит:

$$l_p = 0,05 \cdot 0,25l + \frac{1}{17} \cdot 0,5l = 0,0419l. \quad (12)$$

Тогда отношение $\frac{l_p}{l} = 0,0419$.

Подставляя (12) в (11), получаем довольно простую зависимость:

$$\eta_{\Delta} = 1 + 0,12(\eta_{\varphi} - 1). \quad (13)$$

График зависимости « η_{Δ} - η_{φ} », показывающий влияние пластической деформативности сечений на пластическую деформативность элемента конструктивной системы, показан на рисунке 4, а.

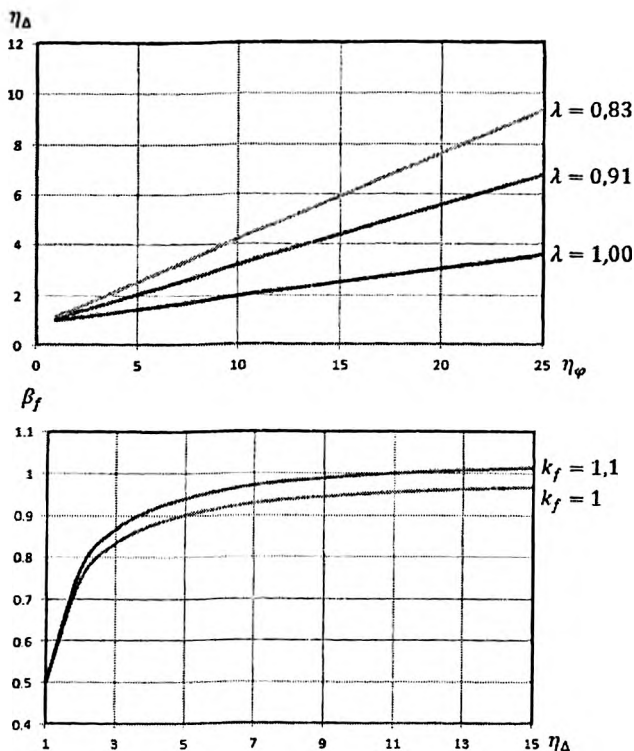


Рис. 4. Зависимость « η_{Δ} - η_{φ} » (а) по формуле (13);
график зависимости « β_f - η_{Δ} » (б) относительного уровня предельного усилия
от коэффициента пластической деформативности для системы

С учетом принятой двухлинейной аппроксимации диаграммы « $F - \Delta$ » (см. рис. 1) предельное квазистатическое усилие определяют из решения уравнения:

$$F_{u,d} \cdot \Delta_u = \frac{1}{2} F_y \Delta_y + \frac{1}{2} (F_u + F_y) (\Delta_u - \Delta_y). \quad (14)$$

С учетом того, что $F_u = k_f F_y$ и $\Delta_u = \eta_\Delta \Delta_y$, исходное уравнение (14) преобразуем к виду:

$$F_{u,d} \cdot \Delta_u = \frac{1}{2} F_y \Delta_y [1 + (1 + k_f)(\eta_\Delta - 1)], \quad (15)$$

или:

$$F_{u,d} = \frac{1}{2\eta_\Delta} F_y [1 + (1 + k_f)(\eta_\Delta - 1)]. \quad (16)$$

Относительный уровень предельного усилия для конструктивной системы с заданными параметрами определяется по формуле:

$$\beta_f = \frac{F_{u,d}}{F_y} = \frac{1}{2\eta_\Delta} [1 + (1 + k_f)(\eta_\Delta - 1)]. \quad (17)$$

На рисунке 4, б построен график, показывающий зависимость относительного уровня предельного усилия β_f от коэффициента пластической деформативности η_Δ . Как видно, при $\eta_\Delta = 1$ отношение $\beta_f = 0,5$, что соответствует упругой работе системы. В этом случае предельное усилие $F_{u,d}$ не может быть большим, чем $0,5F_y$.

4. Параметрические исследования

Для сравнительного анализа предложенных расчетных зависимостей, применяемых при вычислении базовых точек диаграммы, описывающей нелинейное сопротивление железобетонной конструктивной системы, были выполнены параметрические численные исследования на двухпролетной модельной раме, показанной на рисунке 5, а. Конструкция элементов модельной рамы, запроектированной в соответствии с СНБ 5.03.01 [7], представлена в таблице 1.

Таблица 1

Физико-механические характеристики бетона и арматуры модельной рамы

Бетон					Арматура				
f_{ck} , Н/мм ²	f_{cm} , Н/мм ²	E_{cm} , ГПа	ϵ_{cu} , ‰	ϵ_{cm}^* , ‰	f_{yk} , Н/мм ²	E_s , ГПа	E_{sy} , ‰	ϵ_{sy} , ‰	k_t
20	28	38	3,5	5,2	500	200	2,5	50	1,08

Примечание. ϵ_{cm}^* – предельная относительная деформация бетона при нелинейных расчетах.

Расчетная равномерно-распределенная нагрузка на ригеля составила $P_d = 53,51 \text{ кН/м}$, особая равномерно-распределенная нагрузка, согласно ТКП ЕН 1991-7, в этом случае составила $P_d = 37,1 \text{ кН/м}$ (принято особое сочетание $g_k + 0,5q_k$). Нелинейный расчет модифицированной конструктивной системы выполняли с использованием конечно-элементного комплекса *SAP2000* [4]. При расчете использовалось пошаговое нагружение горизонтальных элементов равномерно-распределенной нагрузкой, которая составляет 1/20 от значения особой нагрузки. Параллельно был выполнен расчет конструктивной системы по зависимостям, установленным в рамках упрощенной модели.

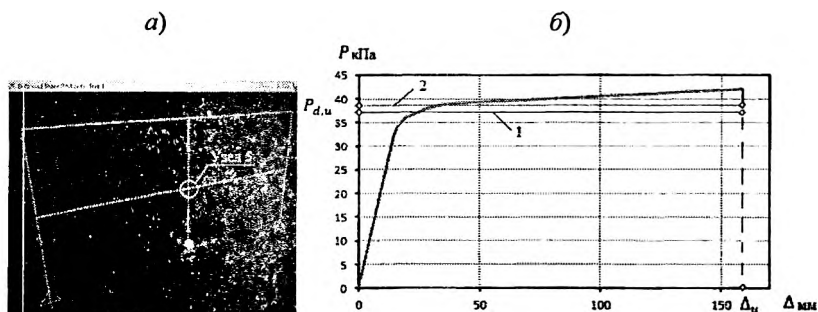


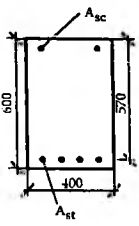
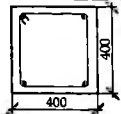
Рис. 5 модельная рама (а); б) зависимость «F – Δ» по результатам нелинейного расчета модельной рамы:

1 – нагрузка от особого сочетания; 2 – уровень предельно-допустимой нагрузки

Физико-механические характеристики бетона и арматуры представлены в таблице 2. Длина пролетов немодифицированной системы 6000 мм (в осях), а высота этажа – 3000 мм.

Как видно из сравнения результатов, приведенных в таблице, значения кривизн, перемещений, а соответственно и коэффициентов пластической деформативности η_d , рассчитанных по упрощенной модели (формула (10)) и по конечно-элементной модели *SAP2000* [4], отличаются незначительно (в пределах 2 %). С использованием полученной расчетом нелинейной зависимости «F – Δ» (рис. 5, б) был определен уровень предельно-допустимой нагрузки для условий армирования, приведенных в таблице 2. Уровень предельно-допустимой нагрузки, равный 37,51 кН/м, был определен при предельном вертикальном перемещении для узла 5, к которому примыкала удаляемая колонна, $\Delta_v = 162 \text{ мм}$.

Конструкция и характеристики сечений элементов модельной рамы

Констр. эл.	Обознач	Размеры сечения	Армирование				
			кол.	площ. мм ²	ρ_l	ρ'_l	$\omega_s = \frac{\rho_l \cdot f_{yk}}{f_{cm}}$
Ригель	P-1		2Ø20 4Ø20 S500	628 1256	0,0055	0,00275	0,098
	P-2		4Ø20 4Ø20 S500	1256 1256			
	P-3		4Ø20 2Ø20 S500	1256 628	0,00275	0,0055	0,049
Кол.	K-1		4Ø20 S500	2463	0,02	—	—

Результаты нелинейных расчетов параметров диаграммы “P – Δ”, полученных с использованием точного метода (по конечно-элементной модели в SAP2000 [4], рис. 5 б) и предложенного приближенного метода приведены в таблице 3.

Таблица 3

Сравнение результатов расчета параметрических точек диаграмм «F – Δ»

Обозн. элемента	Коэффициенты армирования		$\varphi_y \cdot 10^5 \frac{1}{\eta}$	$\varphi_x \cdot 10^5 \frac{1}{\eta}$	$\varphi_{pl} \cdot 10^5 \frac{1}{\eta}$	η_p	Δ_y	Δ_x	η_Δ
	ρ_l	ρ'_l							
P-1	0,0055	0,00275	0,55	9,63	9,08	17,51			
			0,974	10,57	9,59	10,86			
P-2	0,0055	0,0055	0,544	9,64	9,08	17,71			
			0,942	9,64	8,68	10,23			
P-3	0,0055	0,0055	0,51	9,63	9,08	18,9			
			0,649	9,51	8,86	14,65			
Узел 5							42,1 35	173 162	4,11 4,63

Примечание: 1) над чертой указаны результаты расчетов по предложенной упрощенной модели; 2) под чертой – результаты нелинейных расчетов по конечно-элементной модели по SAP2000.

Как видно из рис. 5 б, для данной конструктивной системы уровень особой нагрузки не превышает предельно-допустимого. Это свидетельствует о том, что обрушения конструкции не произойдет (конструкция обладает необходимой живучестью в особой расчетной ситуации). Таким образом, выполняя конструктивные требования при проектировании монолитной рамы (не менее 2 стержней $\varnothing 20$ S500 должно быть заведено на опору из каждого смежного пролета), обеспечиваются условия достижения требуемой живучести конструктивной системы без дополнительной установки арматуры.

Безусловно, что при других соотношениях геометрических размеров и армирования элементов конструктивной системы может понадобиться установка дополнительной арматуры.

Как видно из графика, показанного на рисунке 4, б, при $\beta_f = 0,95$ и $k_f = 1,1$ (для условий анализируемой рамы), коэффициент η_{Δ} должен быть не менее 4 ($\eta_{\Delta} = 4,63$ по данным таблицы 3). Это еще раз подтверждает правомерность упрощенных зависимостей, предложенных для оценки пластической деформативности конструктивной системы и критериев оценки сопротивления прогрессирующему обрушению.

Для сравнения был выполнен нелинейный динамический расчет рамы. При выполнении расчета историю нагружения принимали в виде двухлинейной диаграммы в удаляемом элементе (рис. 6). Коэффициент демпфирования был принят равным 5 %, а время выключения вертикального элемента $1/10T$ (собственного периода колебаний, определенного из модального анализа).

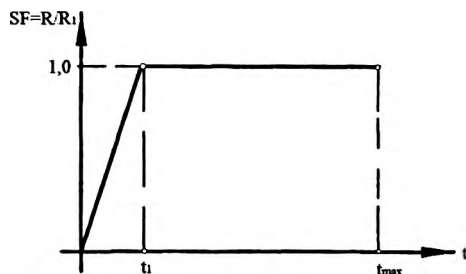


Рис. 6. Временная история нагружения конструктивной системы

Как видно из результатов нелинейного динамического расчета (рис. 7), максимальное динамическое перемещение на первом полупериоде колеба-

ний ($\Delta_{NLD} = 56,82$ мм) не превышает предельного $\Delta_u = 162$ мм, что подтверждает достаточную живучесть конструктивной системы.

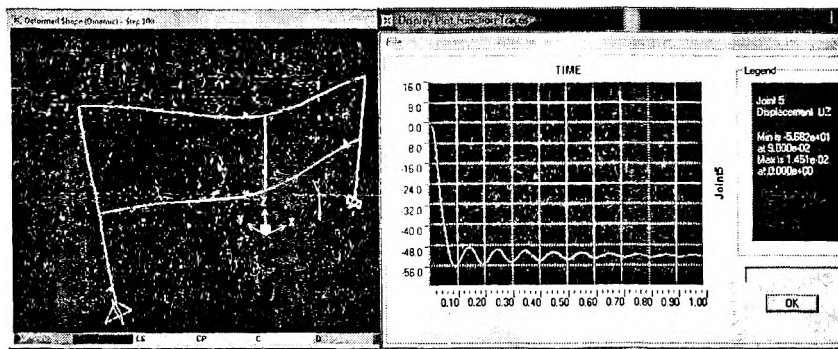


Рис. 7. Результаты нелинейного динамического расчета в SAP2000 [4]

Заключение

С использованием правил строительной механики были получены расчетные зависимости для определения базовых точек диаграммы «F – Δ » (вертикальных перемещений Δ_y , Δ_u), позволяющие построить, с достаточной точностью, нелинейные зависимости без использования программных комплексов (упрощенная модель).

В рамках данной модели были выведены зависимости для нахождения индексов пластической деформативности для сечения η_p и для конструктивной системы η_Δ . Полученные зависимости были проверены параметрическими численными исследованиями модельной рамы с использованием программного комплекса SAP2000 [4] (точный метод).

Сравнительный анализ выявил хорошее совпадение результатов расчета параметрических точек, полученных по предложенной упрощенной модели, и результатов, полученных по точному методу.

Как видно из графиков (рис. 4), для рассматриваемых конструкций наиболее рациональным следует считать относительный уровень предельного усилия β_f не менее чем 0,95, что в свою очередь соответствует коэффициенту пластической деформативности η_Δ не менее 6. С точки зрения рационального проектирования при обеспеченной пластической деформативности конструктивной системы рекомендуется, чтобы коэффициент η_Δ находился в области проектирования [6; 10]. При коэффициенте пластиче-

ской деформативности η_Δ , меньшем, чем 3, относительный уровень предельного усилия β_f резко снижается, что соответствует нерациональной области проектирования.

Анализируя зависимость « $\eta_\Delta - \eta_\sigma$ » (рис. 4, а), установлено, что для обеспечения требуемого уровня предельного усилия пластическая деформативность сечений (характеризуемая соотношением кривизн $\frac{\varphi_\Delta}{\varphi_f}$) должна находиться в интервале от 20 до 25.

Таким образом, для обеспечения требуемой живучести конструктивной системы, изгибаемые элементы (ригели) рамы следует проектировать, опираясь на следующие критерии: коэффициент пластической деформативности для критических сечений, определяемый как отношение предельной кривизны φ_Δ к кривизне, соответствующей достижению текучести в растянутой арматуре φ_f $\left(\eta_\sigma = \frac{\varphi_\Delta}{\varphi_f} \right)$, должен находиться в интервале от 20 до 25. При этом индекс армирования β для критических сечений должен составлять от 0,4 до 0,8.

Литература

1. General Actions – Accidental Actions (ТКП ЕН 1991-1-7 – Общие воздействия. Часть 7. Особые воздействия): EN 1991-1-7.
2. Vlassis, G. Progressive collapse assessment of tall buildings / G. Vlassis. – London, 2009. – 416 p.
3. Unified Facilities Criteria – Design of Building to Resist Progressive Collapse: UFC 4-023-03. – January, 2010.
4. SAP 2000 v. 14.0 “Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures”, Computers and Structures, Inc., Berkley, California, USA, June, 2009.
5. Тур, А.В. Соппротивление изгибаемых железобетонных элементов при внезапном приложении нагрузки: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.В. Тур. – Брест, 2012. – 26 с.
6. Mostafinejad, D. Parametric study on moment redistribution in continuous RC beams using ductility demand and ductility capacity concept / D. Mostafinejad, F. Farahbod // Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering. – 2007. – Vol. 31, № B5. – P. 459 – 471.

7. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Введ. 01.07.2003. – Минск: М-во архит. и стр-ва Респ. Беларусь, 2003. – 144 с.
8. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General Rules for building – Brussels – 2001 (Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1. Общие правила и правила для зданий): ТКП ЕН 1992-1. – October, 2002. – 230 p.
9. General Services Administrations (GSA), Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings Major Modernizations Projects: 2003.
10. Unified Facilities Criteria – Design of Building to Resist Progressive Collapse: UFC 4-023-03. – January, 2005.
11. Mattock, A.H. Rotational Capacity of Hinging Region in Reinforced Concrete Beams / A.H. Mattock // Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete. – 1964. – Miami, Florida, ACI SP-12. – P. 143 – 181.
12. Тур, А.В. К определению динамических коэффициентов для случая внезапного приложения нагрузки к железобетонным конструкциям на основе энергетического подхода / А.В. Тур // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. тр. XV междунар. науч.-метод. семинара, Новополоцк, 27 – 28 ноября 2008 г.: в 2 т. / под общ. ред. Д. Н. Лазовского, А.А. Хотько. – Новополоцк: ПГУ, 2008. – Т. 1. – С. 116 – 125.
13. Пецольд, Т.М. К расчету каркасных систем из железобетона на прогрессирующее обрушение / Т.М. Пецольд, А.В. Тур // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. тр. XVI междунар. науч.-метод. семинара, Брест, 28 – 30 мая 2009 г.: в 2 ч. / под общ. ред. П.С. Пойты, В.В. Тура. – Брест: БрГТУ, 2009. – Ч. 1. – С. 3 – 11.
14. Тур, А.В. Сопrotивление железобетонных изгибаемых элементов при внезапном приложении нагрузки / А.В. Тур // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. тр. II междунар. симпоз., Минск, 21 – 23 окт. 2008 г.: в 2 ч. / редкол.: М.Ф. Марковский (отв. ред.) [и др.]. – Минск: Минсктиппроект, 2009. – Ч. 1: Бетонные и железобетонные конструкции. – С. 417 – 423.