

Заключение. Исследования показали, что в современных условиях эффективность функционирования регионального строительного комплекса определяется не только результатами деятельности каждого его подразделения, но и в большей мере надежностью и четкостью реализации производственных связей между структурными звеньями комплекса. Следовательно, при обосновании вариантов структуры целесообразно одним из основных оценочных показателей считать уровень реализации производственных связей, который зависит от структуры управления комплексом.

Действительно надежной можно признать только такую организацию взаимодействия участников инвестиционно-строительного процесса, при которой своевременный ввод объекта гарантируется безусловным выполнением работ каждым исполнителем в отведенные ему сроки.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бабин, В.А. Методы экономического обоснования организационной структуры строительства в регионе: дис. ... канд. экон. наук: 08.00.05. – Москва, 1988. – 148 с.

2. Асаул, А.Н. Управление организационной эффективностью строительной компании / А.Н. Асаул, Г.И. Шишлов; под ред. засл. строителя РФ, д-ра экон. наук, проф. А.Н. Асаула. – СПб.: ГАСУ, 2008. – 152 с.
3. Мильнер, Б.З. Теория организации: учебник / Б.З. Мильнер. – 6-е изд., перераб. и доп. – Москва: ИНФРА-М, 2007. – 797 с.
4. Богомолов, Ю.М. Совершенствования взаимодействия генподрядных и субподрядных организаций в промышленном строительстве (на примере Белорусской ССР): дис. ... канд. техн. наук: 08.00.05. – Минск, 1984. – 176 с.
5. Носко, Н.В. Оценка эффективности системы управления строительных предприятий / Н.В. Носко, М.В. Гордейчик // Образование, наука, производство: сб. науч. статей Междунар. науч.-практ. заочной конф., Вязьма, 3 декабря 2013 г. – Вязьма: Филиал ФГБОУ ВПО «МГИУ», 2013. – С. 133–138.

Материал поступил в редакцию 09.01.2017

BOGOMOLOV Y.M., NOSKO N.V. Interactions participants investment and construction process as one of the main stages of formation of organizational structures in construction

The article considers the problem of coherent interaction of the main participants in the construction. Investigated of interaction of participants of investment construction process in the Brest region, the main reasons for non-compliance with construction deadlines. It is revealed that in modern conditions the choice and justification of the organizational structure of the regional building complex, the effectiveness is determined more by reliability and clarity of production relations between structural units, which largely depends on the coordination of economic interests of participants of construction, the complexity of the control system.

УДК 624.012.45

Алявдин П.В., Буланов Г.В.

ОПТИМИЗАЦИЯ ПРИСПОСОБЛЯЕМОСТИ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РАМЫ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Введение. Расчет зданий и сооружений на сейсмическое воздействие является одной из наиболее сложных задач в инженерной практике. Существует несколько методов расчета на сейсмическое воздействие, таких как метод прямого интегрирования сейсмических акселерограмм, нелинейный статический расчет (push-over analysis), расчет с применением упругого спектра реакций. В данной статье для этих целей применена теория приспособляемости строительных конструкций. Нелинейные свойства материалов могут быть учтены при использовании любого из этих методов. Например, нелинейные (пластические) свойства материалов учитываются через использование коэффициента поведения q [19] при применении упругого расчета основанного на спектре реакций. При нелинейном статическом расчете (push-over analysis) нелинейность учитывается напрямую путем «врезания» пластических шарниров. Более точное решение с учетом нелинейных прочностных и динамических свойств материалов может быть получено путем применения метода прямого интегрирования сейсмических акселерограмм. Проверки прочности элементов на срез должны быть выполнены при использовании любого из этих методов, после чего некоторые элементы должны быть модифицированы с целью увеличения сопротивления срезу и затем необходим перерасчет всей системы. В случае больших систем, эти проверки могут потребовать несколько итераций в результате чего расчетное время может значительно увеличиться.

Расчет на сейсмическое воздействие зданий и сооружений может быть осуществлен в рамках решения оптимизационной задачи с учетом нелинейных свойств материалов [1, 7, 14, 20, 21, 22, 24, 26, 28]. Такой подход имеет несколько преимуществ:

- Внешние воздействия представлены как область нагружений, что позволяет решать задачу для всех направлений сейсмического воздействия и для любой схемы приложения нагрузки одновременно.

- В процессе решения оптимизационной задачи в расчете может быть учтено упругопластическое и хрупкое поведение материалов [4, 5, 29]. В статье представлена математическая модель анализа зданий и сооружений, содержащих упругопластические и хрупкие элементы. Предполагается, что нагрузка изменяется случайно в заданных пределах. Эти пределы определяются направлением и величиной сейсмических нагрузок, которые могут быть найдены при помощи линейно упругого анализа системы с использованием упругого спектра реакций.

Приведен пример расчета пространственной сталежелезобетонной рамной системы с частичным перераспределением пластических усилий в результате сейсмического воздействия.

2. Математическая модель оптимизационной задачи. Примем, что задача определения несущей способности рассматриваемых конструкций является общей динамической задачей приспособляемости. Сначала мы находим решение уравнений колебаний для демпфированной дискретной упругой системы под нагрузкой $F(t)$ как функции времени t . Этот вектор принадлежит к области нагружений $\Omega(F(t), t)$, которая, в общем, является невыпуклой, но в данном случае аппроксимируется как выпуклая (рисунок 1). «Упругое» решение используется дальше как основа для расчета неупругой системы с учетом частичного пластического перераспределения усилий. То есть задача определения несущей способности систем, состоящих из идеально пластических и хрупких элементов, под воздействием переменных нагрузок формулируется следующим образом. Необходимо найти параметр (коэффициент запаса) μ для вектора нагрузок F , а также вектор остаточных усилий S_p^r таких, что

$$\mu \rightarrow \max, \quad (1)$$

Алявдин Петр Владимирович, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой строительных конструкций Зеленогурского университета (Зелена Гура, Польша).

Буланов Г.В., аспирант РУП «БелНИИС».

$$S^e(t) = f(\mu F(t)), \quad (2)$$

$$Kq + K^d E_p d = 0, \quad (3)$$

$$\varphi_{pl}(S^e(t) + S_p^r(q), S_{0,pl}) \leq 0, \quad (4)$$

$$\varphi_{br}(S^e(t), S_{0,br})_i \leq 0, \quad i \in I_{br}, \quad (5)$$

$$F(t) \in \Omega(F_j(t), t), \quad (6)$$

где $S_{0,pl}$ и $S_{0,br}$ – соответственно векторы усилий в сечениях упруго-пластических и упруго-хрупких элементов в упругой стадии работы;

S_e, S_r – векторы упругих и остаточных усилий в сечениях элементов;

$F_j(t)$ – векторы j -х сочетаний нагрузок, $j \in J$;

J – множество сочетаний нагрузок;

I_{br} – множество i -х хрупких элементов;

$\Omega(\bullet)$ – множество нагрузок F ;

t – время;

K – матрица жесткости;

q – вектор неизвестных МКЭ (обычно вектор перемещений);

K_d – матрица влияния дисторсий d на реакции в конечных элементах.

Индексы pl and br относятся к упруго-пластическим и упруго-хрупким элементам соответственно, индексы e и r – к упругим и остаточным усилиям.

В данной работе в развитие модели, приведенной впервые введена матрица E_p , которая присваивает необходимые значения для остаточных внутренних усилий (их наличие или отсутствие) в упруго-пластических или упруго-хрупких элементах соответственно, т. е. определяет частичное пластическое перераспределение усилий. Схема формирования матрицы E_p приведена ниже:

$$E_p = \text{Diag} \begin{bmatrix} 1 & \text{if plastic element} \\ 0 & \text{if brittle element and } \varphi_{br}(\cdot)_i = 0, \quad i \in I_{br} \end{bmatrix}. \quad (7)$$

Поведение элементов. Для упруго-пластического элемента при изгибе на рисунке 1 представлена диаграмма изгибающего момента и угла поворота. А для упруго-хрупкого элемента при наличии внезапного разрушения диаграмма показана на рисунке 2.

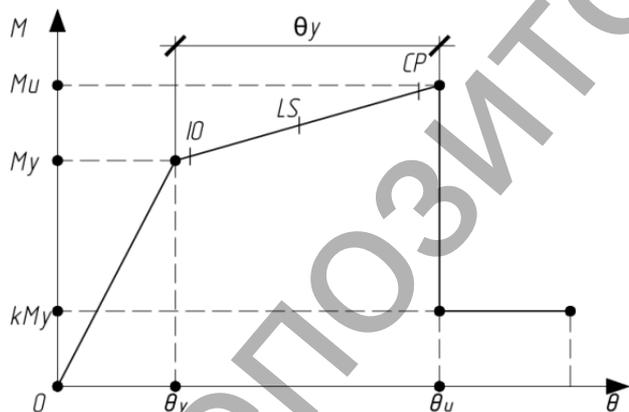


Рисунок 1 – Диаграмма момент – угол поворота для пластического элемента

Ограничения-неравенства (5) в случае хрупкого разрушения, например, при действии нормальных или поперечных сил, может быть записано, соответственно, как

$$N_{ed} \geq N_{rd}(M_{ed}) \text{ or } V_{ed} \geq V_{rd}, \quad (8)$$

V_{ed} = поперечная сила в сечении элемента; V_{rd} = прочность элемента на срез; N_{ed} = нормальная сила в сечении элемента; $N_{rd}(M_{ed})$ = прочность элемента на растяжение/сжатие с учетом диаграммы взаимодействия N - M .

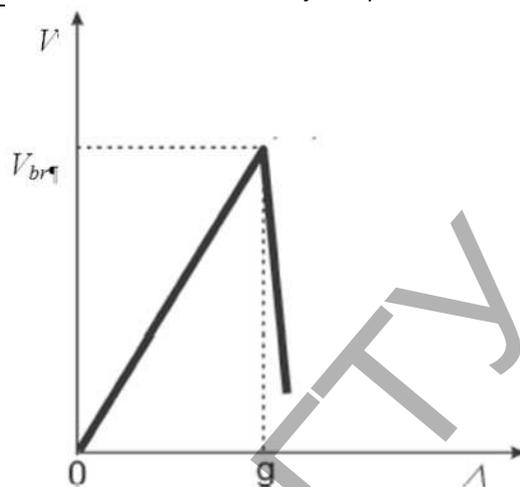


Рисунок 2 – Диаграмма поперечное усилие-перемещение для хрупких элементов

Никакие дополнительные условия, кроме (5, 7), при возникновении в сечении шарниров пластичности под действием сил (N, V) , не требуются [GSA, 2003].

Дисторсии d здесь рассмотрены как кривизны/углы поворота в сечениях элементов. Кроме того, можно ограничить также деформации в шарнирах пластичности при воздействии (M) . Для этого служит дополнительное ограничение-неравенство:

$$\varphi_{pl}(\theta^e(t) + \theta_p^r(q), \theta_u) \leq 0, \quad (9)$$

где θ^e = вектор упругих углов поворота сечений элементов; θ^{pl} = вектор пластических углов поворота сечений элементов.

3. Пример расчета приспособляемости сталежелезобетонной пространственной рамы

Модель МКЭ

Пример анализа пространственной сталежелезобетонной рамы с упруго-пластическими и упруго-хрупкими элементами приведен ниже.

Размеры рамы приведены на рисунке 3.

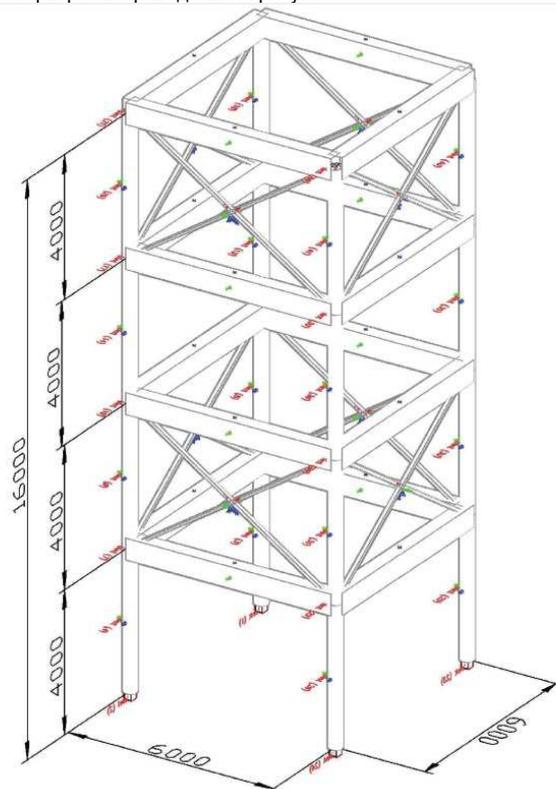


Рисунок 3 – Сталежелезобетонная пространственная рама

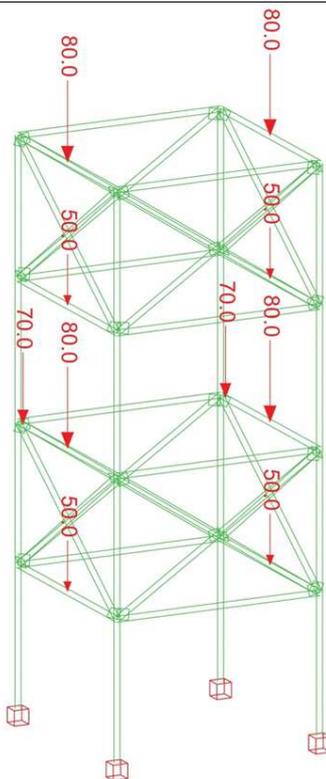


Рисунок 4 – Переменная нагрузка на раму, кН

Сейсмическое воздействие и расчетное сочетание воздействий. Первый шаг состоит в определении огибающей внутренних усилий от сейсмического воздействия в упругой стадии работы. Сейсмическое воздействие представлено в виде упругого спектра реакций. В качестве примера принят упругий спектр реакций для типа грунта D, приведенный в Еврокоде 8. За единицу ускорения грунта принято 1 м/с^2 .

Усилия и перемещения от сейсмического воздействия определяются следующим образом:

1. Определяем свойства системы
 - Определяем матрицу масс m и матрицу жесткости k
 - Определяем коэффициент демпфирования ζ_n (в данном примере принят в размере 5%)
2. Определяем частоты собственных колебаний ω_n и формы собственных колебаний φ_n
3. Рассчитываем пиковые реакции по каждой форме колебаний:
 - Соответственно периоду колебаний T_n и коэффициенту демпфирования ζ_n определяем A_n (ордината ускорений) и D_n (ордината перемещений) из упругого спектра реакций
 - Определяем перемещения по этажам по формуле $u_{jn} = \Gamma_n \varphi_{jn} D_n$
 - Определяем эквивалентные статические нагрузки f_n по формуле $f_{jn} = \Gamma_n m_{jn} \varphi_{jn} A_n$
 - Определяем реакции, внутренние усилия в элементах с помощью упругого расчета на статические нагрузки f_n
4. Определяем максимальные эффекты от сейсмического воздействия, комбинируя максимальные эффекты r_n по каждой форме колебаний с помощью правил квадратных корней из квадратов сумм (SRSS) или полной квадратичной комбинации (CQC).

Для каждого критического нагружения расчетное значение внутренних усилий находится путем комбинирования эффектов воздействий для сейсмической расчетной ситуации в соответствии с Еврокодом 0:

$$Ed = G_{kj,sup} (G_{kj,inf}) + A_{ed} + \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

где $G_{kj,sup}(G_{kj,inf})$ – неблагоприятное (благоприятное) характеристическое постоянное воздействие (рисунок);

A_{ed} – расчетное сейсмическое воздействие;
 $\psi_{2,i}$ – коэффициент в соответствии с А1.2.2 Еврокода 0;
 $Q_{k,i}$ – соответствующее переменное воздействие (рисунок 4).

Свойства материалов и элементов. Расчетная модель приведена на рисунке 3. Поперечные сечения элементов рамы приведены в таблице 2; класс прочности бетона принят С30/37.

Расчетные характеристики элементов (сечений) для нелинейного расчета определялись согласно методу глобального коэффициента запаса (Global Resistance Factor method), описанному в Fib Model Code 2010 следующим образом:

$$R_d = R(f_{cR}, f_{yR}, f_{uR})/\gamma_R \quad (12)$$

где γ_R – глобальный коэффициент запаса равный 1,3;

$$f_{cR} = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}; \alpha = 1; f_{yR} = 1,1; f_{uR} = 1,08 \cdot f_{yk}$$

Диаграмма напряжения-деформации для бетона предполагается параболической в соответствии с Eurocode 1992-1-1, но модифицирована для использования в нелинейных расчетах ULS. Диаграмма напряженно-деформированного состояния для арматурной стали считается билинейной, модифицированной для нелинейных вычислений в ULS. Модифицированные диаграммы деформирования для бетона и арматуры приведены на рисунках 5, 6.

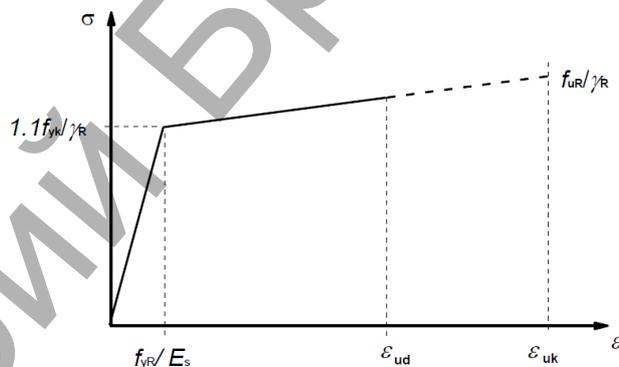


Рисунок 5 – Диаграмма деформирования для арматурной стали

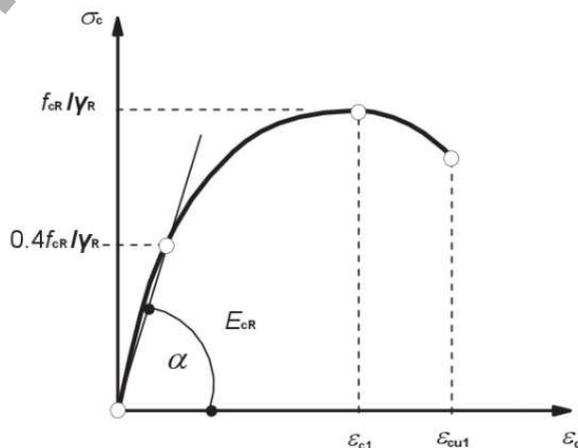


Рисунок 6 – Диаграмма деформирования для бетона

Для землетрясения высокой интенсивности, если скорость увеличения сжимающих напряжений или деформаций находится в постоянном диапазоне примерно $1 \text{ МПа/с} < |\dot{\sigma}_c| < 10^7 \text{ МПа/с}$ и $30 \cdot 10^{-6} \text{ с}^{-1} < |\dot{\epsilon}_c| < 30 \cdot 10^{-2} \text{ с}^{-1}$, можно использовать положения, приведенные в подпунктах 5.1.11.2.1 MODEL CODE 2010. С их помощью мы можем учесть эффекты скорости напряжений или деформации.

Пластическая несущая способность на изгиб всех составных бетонных элементов рассчитывалась на основании анализа зависимости момента вращения (кривизна) согласно [Еврокод 4]. Кривая

Таблица 1 – Собственные колебания

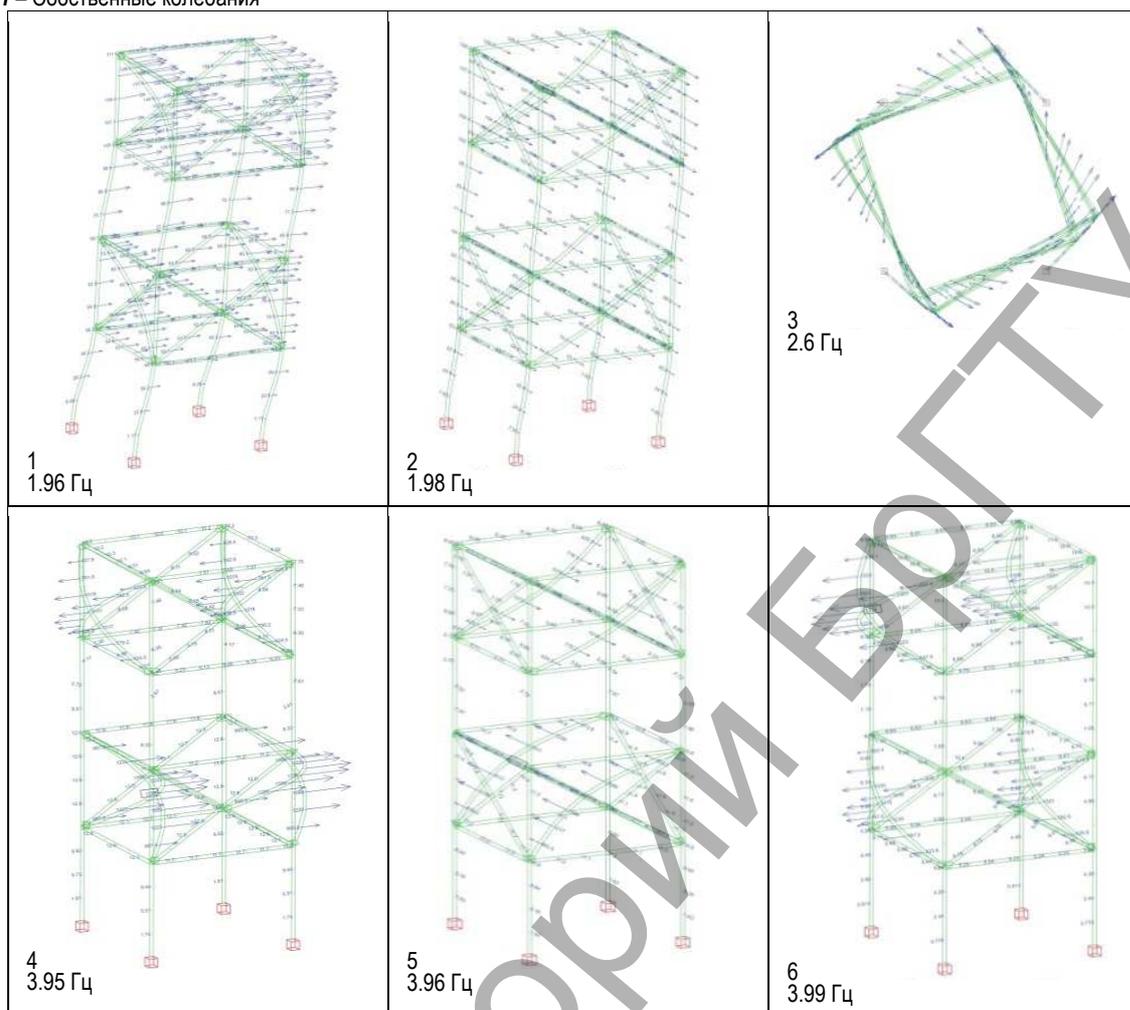


Таблица 2 – Сечения элементов каркаса

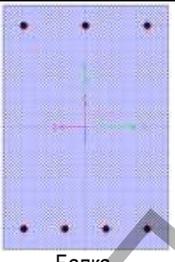
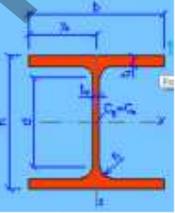
№	Сечение	b(D), мм	H, мм	Продольное армирование, класс		Профиль, класс
				верхнее	нижнее	
1	 Балка	400	600	3Ø16, S500	4Ø16, B500B	
2	 Колонна	400		4Ø16, S500		Труба 377x6, С235
3	 Связи					Двутавр 100, С255

Таблица 3 – Пластическая несущая способность сечений элементов на изгиб

Номер поперечного сечения в табл. 1 (продольное усилие N , кН)	Пластическая несущая способность M_p для положительного момента, кН·м	Пластическая несущая способность M_p для отрицательного момента, кН·м
1	192	146.5
2 (-574)	284	284
2 (-197)	276	276

Таблица 4 – Сопротивление срезу сталежелезобетонных колонн

Часть сечения	Сопротивление поперечному усилию, V_{Rd} , кН	Сопротивление изгибающему моменту $M_{pl,Rd}$, кН·м	Поперечное усилие (max) V_{Ed} , кН
Бетонное ядро	296	102	30.2
Стальная труба	630	202	60.4

момент-угол поворота может быть идеализирована в виде упруго идеально пластической зависимости для оценки пластической несущей способности сечения элемента [Caltrans Seismic Design Criteria, 2013]. Пластическая несущая способность сечений элементов на изгиб показана в таблице 3.

Для колонн необходимо учитывать возможность как хрупкого разрушения вследствие раздробления бетона при сжатии, так и пластического разрушения из-за пластического течения растянутой арматуры. Для этого требуется построить диаграмму зависимости $N-M$ для элементов при сжатии и изгибе. Зависимость $N-M$ учитывается как при анализе моментов вращения (кривизны) для пластической несущей способности, так и при решении задачи оптимизации с учетом условия хрупкого разрушения [8].

Поперечное армирование всех железобетонных балок выполнено из арматуры $\varnothing 8$ S500 с шагом 200 мм. Чертежи конструкций приведены на рисунке 9. Сопротивление железобетонных балок на срез рассчитано согласно Еврокоду 2. Несущая способность на срез $V_{Rd,s}$ составила 226.7 кН.

Сопротивление сталежелезобетонных колонн на срез рассчитано согласно Еврокоду 4. Разделение поперечной силы V_{Ed} на составляющие V_a, E_d и V_c, E_d , действующие на стальное сечение и железобетонное ядро соответственно, приняты в такой же пропорции, как и распределение несущей способности по изгибающему моменту $M_{pl,Rd}$ между стальным сечением и железобетонным ядром (см. таблицу 4). Some structural drawings and views of the frame are illustrated in figures 7, 8.

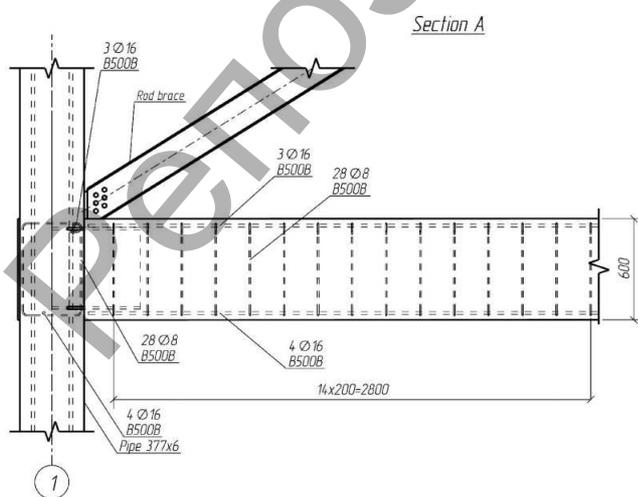


Рисунок 7 – Чертежи конструкций узла рамы

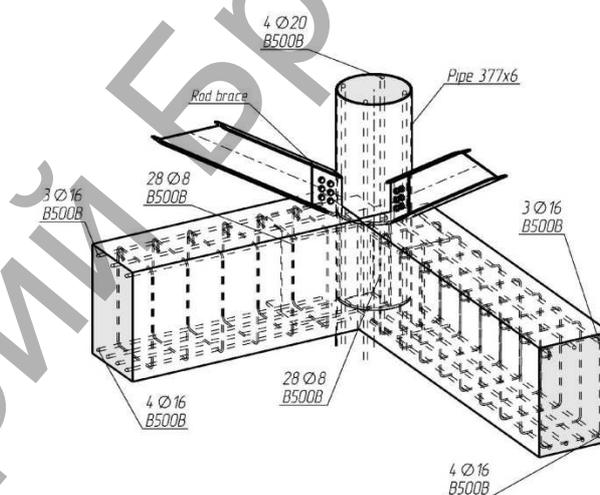


Рисунок 8 – Вид узла рамы

Результаты расчета приспособляемости пространственной рамы. Огибающая поперечных усилий приведена на рисунке 9.

Огибающая продольных усилий приведена на рисунке 10.

Огибающая моментов в упругой стадии работы приведена на рисунке 11, 12.

Для решения оптимизационной задачи вначале требуется найти вектор остаточных усилий от единичных деформаций (кривизна) K_r в поперечных сечениях упругопластических элементов.

Нелинейная оптимизационная задача была решена с помощью пакета Mathematica в виде нескольких последовательных задач линейного программирования. Влияние продольной силы (рисунок 10) на несущую способность по моменту учтено во второй итерации, в результате которой был получен коэффициент запаса по нагрузке $\mu = 1,12$.

Количество неизвестных метода конечных элементов при решении оптимизационной задачи составило 1500. Матрица ограничений/неравенств для данной рамы имеет размеры 448x57, решение каждой линейной оптимизационной задачи находится за 0,016 сек.

Результаты расчета приспособляемости приведены на рисунках 13, 14. Сравнение с упругим расчетом (без коэффициента запаса) приведено в таблице 5. Расчет приспособляемости показывает перераспределение моментов из крайних сечений нижней балки в центральные, что оптимизирует использование ее несущей способности.

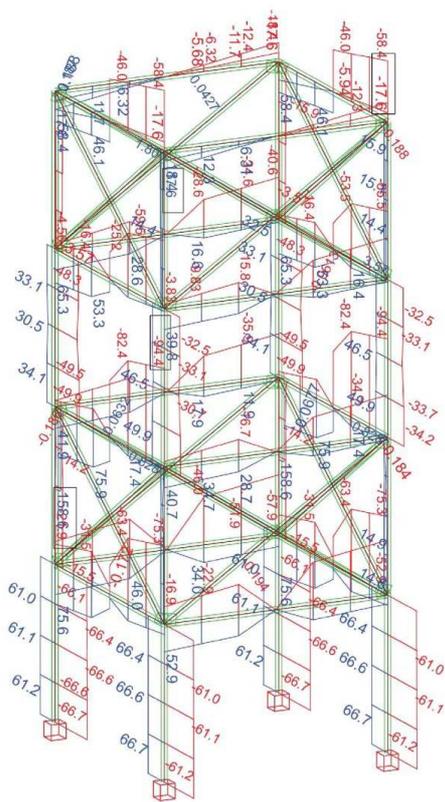


Рисунок 9 – Огибающая диаграмма поперечных усилий, кН

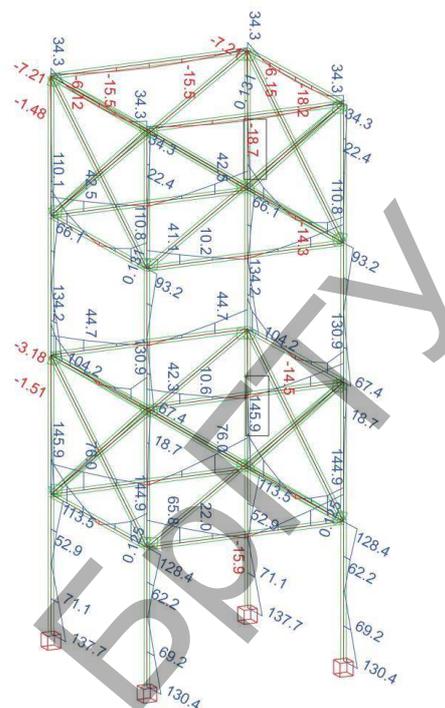


Рисунок 11 – Огибающая диаграмма поперечных усилий, кН

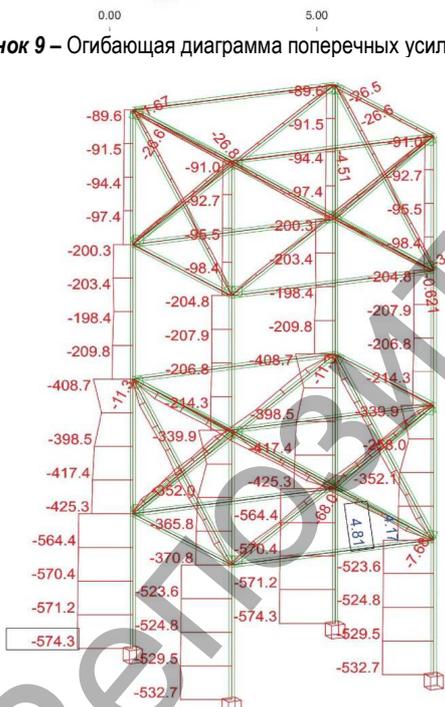


Рисунок 10 – Огибающая диаграмма (мин. значение) продольных усилий, кН

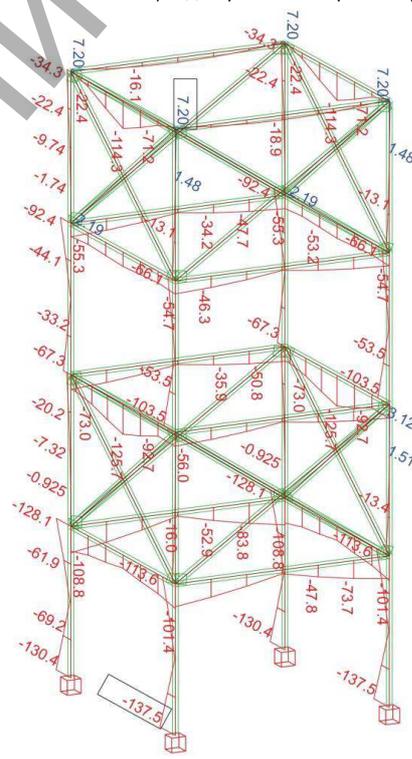


Рисунок 12 – Огибающая диаграмма (мин. значение) продольных усилий, кН

Таблица 5 – Сравнение результатов

Результат	Упругий расчет	Расчет приспособляемости (коэффициент запаса 1.12)
Моменты в заделке нижней колонны M_{max} , кН·м	137.7	150.3
Моменты в заделке нижней колонны M_{min} , кН·м	-130.4	-150
Моменты в центре нижней балки M_{min} , кН·м	-54.2	-93
Моменты в правой части нижней балки M_{min} , кН·м	-113.6	-129.2
Моменты в правой части нижней балки M_{max} , кН·м	145.9	146.7



Рисунок 13 – Общая блок-схема расчета приспособляемости при сейсмическом воздействии (начало)



Рисунок 14 – Общая блок-схема расчета приспособляемости при сейсмическом воздействии (окончание)

4. Последовательность анализа приспособляемости. Суммируя приведенные выше результаты, можно представить общую последовательность расчета приспособляемости при сейсмическом воздействии. Блок-схема такого расчета приведена на рисунках 13, 14.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Алявдин, П.В. Предельный анализ конструкций при повторных нагружениях / П.В. Алявдин – Минск: УП «Технопринт», 2005. – 284 с.
2. Alawdin, Piotr Shakedown seismic analysis of composite steel concrete frame system / Piotr Alawdin, G.V. Bulanov // In: Recent Progress in Steel and Composite Structures: Proceedings of the XIII International Conference on Metal Structures – ICMS 2016. Zielona Góra, Polska, 2016. – London: Taylor & Francis Group. – P. 231–236.
3. Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.7, Caltrans, 2013.
4. Chopra, A.K. and Goel, R.K. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation. PEER Report 2001/03. [s.l.]: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2001.
5. Eurocode 0: Basis of structural design, Brussels, European Committee for standardizations, 2002.

6. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, European Committee for standardizations, 2004.
7. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures for. Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, European Committee for standardizations 2005.
8. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, European Committee for standardizations, 2004.
9. General Services Administrations (GSA), Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings Major Modernizations Projects: 2003.
10. Leonetti, L., R. Casciaro & G. Garcea. 2015. Effective treatment of complex statical and dynamical load combinations within shakedown analysis of 3D frames. Comput. & Struct., 158: 124-139.
11. Minasian A.V. 2009. Bearing capacity reserves of seismic-protected systems in terms of energy viewpoint, In: Actual problems of research on the theory of structures: Proceedings of the International Conference, (Vol. 1), Moscow, V.A. Kucherenko TSNIISK, pp. 270-276.
12. Model Code 2010 - Lausan, the International Federation for Structural Concrete (fib), 2012.

Материал поступил в редакцию 12.05.2017

ALYAVDIN P.V., BULANOV G.V. Optimization of adaptability of the spatial stalezhelezobetonnny frame at seismic influence