

УДК 624.042.7; 624.01; 550.34

DOI [10.37153/2618-9283-2022-5-31-46](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-31-46)

Теоретические и экспериментальные исследования

Оценка сейсмостойкости зданий из железобетона на стадии проектирования

**Тихонов И.Н.¹, Крылов С.Б.², Звездов А.И.³, Смирнова Л.Н.⁴, Тихонов Г.И.⁵,
Гончаров Е.Е.⁶
^{1,2,3,4,5,6} АО «НИЦ «Строительство»**

Аннотация: При индивидуальном строительстве в сейсмических районах проектировщику приходится часто решать задачи, нарушающие отдельные требования нормативной документации по конфигурации и этажности здания, архитектурно-планировочным решениям его внутреннего и подземного пространства. В этом случае требуется разработка специальных технических условий (СТУ) с компенсирующими данные отступления мероприятиями, обеспечивающими высокую сейсмостойкость объектов строительства. В статье рассматривается возможность применения технологии пластического деформирования несущих конструктивных элементов здания для обеспечения сейсмостойкости объекта, а также предложен метод оценки степени пластической работы конструкции.

Ключевые слова: сейсмостойкость, сейсмоизоляция, компенсирующие мероприятия, диссипация, акселерограмма, пластическая деформация

Для цитирования: Тихонов И.Н., Крылов С.Б., Звездов А.И., Смирнова Л.Н., Тихонов Г.И., Гончаров Е.Е. Оценка сейсмостойкости зданий из железобетона на стадии проектирования // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2022. №5. С. 31-46 DOI [10.37153/2618-9283-2022-5-31-46](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-31-46)

Theoretical and experimental studies

Assessment of earthquake resistance of reinforced concrete buildings at the design stage

**Tikhonov I.N.¹, Krylov S.B.², Zvezdov A.I.³, Smirnova L.N.⁴, Tikhonov G.I.⁵,
Goncharov Ye.Ye.⁶
^{1,2,3,4,5,6} JSC RCC**

Abstract: During individual construction in seismic areas, the designer often has to solve problems that violate certain requirements of regulatory documentation on the configuration and number of storeys of the building, architectural and planning solutions of its internal and underground space. In this case, it is necessary to develop special technical conditions (STC) with compensating measures for these deviations, ensuring high seismic resistance of construction objects. The article considers the possibility of using the technology of plastic deformation of the bearing structural elements of the building to ensure the seismic resistance of the object, and also

@ Тихонов И.Н., Крылов С.Б., Звездов А.И., Смирнова Л.Н., Тихонов Г.И., Гончаров Е.Е., 2022

offers a method for assessing the degree of plastic work of the structure.

Keywords: seismic resistance, seismic isolation, compensating measures, dissipation, accelerogram, plastic deformation

For citation: Tikhonov I.N., Krylov S.B., Zvezdov A.I., Smirnova L.N., Tikhonov G.I., Goncharov Ye.Ye. Assessment of earthquake resistance of reinforced concrete buildings at the design stage // *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2022, no. 5, pp. 31–46. (In Russian)

DOI [10.37153/2618-9283-2022-5-31-46](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-31-46)

Введение

Наиболее часто в качестве компенсирующего мероприятия, повышающего сейсмостойкость объекта строительства в разрабатываемых для этого специальных технических условиях (СТУ) рекомендуется использование сейсмоизоляции конструкций здания от его грунтового основания. В связи с этим, проектировщикам рекомендуется осуществлять разработку СТУ с научно-техническим сопровождением специализированными научными организациями, имеющими практический опыт в решении поставленных задач по обеспечению сейсмостойкости проектируемого объекта тем или иным способом. Одним из возможных способов является обеспечение пластического деформирования несущих конструктивных элементов при сейсмическом воздействии, определяющего диссипацию энергии за счёт раскрытия шарниров пластичности и перераспределения усилий.

Декларация необходимости пластического деформирования основных несущих конструктивных элементов зданий и сооружений из железобетона присутствует как в отечественных, так и зарубежных нормах проектирования в сейсмических районах.

Более того, способность к пластическому деформированию зданий с разными конструктивными решениями установлена СП 14.13330.2018 использованием в расчётах коэффициентов K_I , учитывающих допустимые повреждения зданий и сооружений при сейсмическом воздействии и понижающих, в связи с этим, в 3–4 раза сейсмическую нагрузку.

Используя коэффициент K_I в сейсмических расчётах на воздействия расчётного землетрясения (РЗ), проектировщик как бы констатирует обязательное пластическое деформирование расчётных сечений основных несущих элементов данного объекта строительства на данном этапе нагружения.

Данная предпосылка требует более убедительного обоснования, для чего предлагается СП 14.13330.2018 на втором этапе проектирования выполнять расчёты на действие контрольного землетрясения (КЗ), результаты которого предусматривают оценку общей устойчивости, неизменности, однородности конструкций сооружения, способности конструкций здания к перераспределению внешнего сейсмического воздействия за счёт формирования пластических шарниров и иных нелинейных эффектов.

Расчёты, соответствующие КЗ, следует выполнять: во временной области с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм, по теории предельного равновесия с учётом расчётных положений п. 5.5 СП 14.13330.2018 или с использованием иных научно обоснованных методов.

Прежде чем приступить к расчётам на РЗ необходимо уточнить конструктивный тип здания. Отнесение здания к тому или иному типу не является простой формальностью. Тип

здания влияет на величину коэффициента K_I , значение которого принимается по таблице 5.2 СП 14.13330.2018 для разных типов здания или сооружения.

Это, в свою очередь, серьёзно влияет на величину сейсмической нагрузки, действующей на элементы. При стеновой конструктивной системе $K_I = 0,25$, а при каркасной $K_I = 0,35 \div 0,4$.

Наличие часто применяющихся в конструктивной системе зданий пилонов, занимающих промежуточное значение между стенами и колоннами стеновой и каркасной систем, предполагает выполнение необходимой их количественной оценки, например, по рекомендациям п. 5.1.2 Еврокода 8.

В соответствии с определением, приведённым в этом документе, к стеновым относятся конструктивные системы, в которых сопротивление сдвигу, обеспечиваемое стенами, достигает 65% от общего сопротивления сдвигу всей конструктивной системы.

После уточнения коэффициента K_I и выполнения расчёта на воздействие РЗ следует выполнить анализ полученных результатов по армированию элементов на способность расчётных сечений к пластическому деформированию при сейсмической нагрузке данного уровня.

Это необходимо для исключения хрупкого разрушения по бетону и предотвращения прогрессирующего обрушения конструкций.

В данном случае осуществляется анализ армирования расчётных сечений с наибольшими усилиями растяжения в арматуре и сжатия в бетоне, полученными в результате расчёта на воздействие РЗ.

Для этих расчётных сечений проверяется выполнение условия (1).

$$\xi_{min.d} < \xi_d \leq \xi_{Rd}, \quad (1)$$

где ξ_d – относительная высота сжатой зоны бетона, определяемая из условия равновесия внутренних усилий по СП 63.13330.2018 при расчётном динамическом сопротивлении бетона R_{bd} и арматуры при растяжении (R_{sd}) и сжатии (R_{scd}).

Эти характеристики следует определять путём умножения величин их нормативных сопротивлений ($R_{sn}=R_{scn}$; R_{bn}) по СП 63.13330.2018 на значения коэффициентов условий работы (динамического упрочнения) по таблице 1.

ξ_{Rd} – граничная относительная сжатой зоны бетона, определяемая при выполнении условий п. 6.7.2 СП 14.13330.2018.

Таблица 1

Материал	Усилия	Коэффициент динамического упрочнения	Без арматуры в сжатой зоне	С арматурой в растянутой и сжатой зоне			
				A400	A500 (A500С, A500СП, Ау500СП, Ав500П)	A600	A800 A1000
1	2	3	4	5	6	7	8
Арматура	Растяжение	γ_{sv}	Как в 5,6,7,8	1,16	1,1	1,05	1,0
	Сжатие	γ_{scv}	-	1,1	1,1	1,0	1,0
Бетон	Сжатие	γ_{bcv}	1,2	1,1	1,2	1,2	1,2

Таблица 2

Расчётные характеристики		Класс арматуры	
		А500 (А500С, А500СП, А _у 500СП, А _в 500П)	
R_{sn}/R_{sd} , МПа		500/550	
$\xi_{min,d}$	В30	0,054	
	В40	0,045	
	В50	0,038	
ξ_{Rd}		0,25	
\bar{K}_{pld}		10,5	
ε_{s2d}	В30, В40	0,025	
	В50, В60	Для 7 баллов 0,025; для 8-9 баллов 0,035	

$\xi_{min,d}$ – минимально допустимая высота сжатой зоны бетона рассматриваемого сечения, предотвращающая разрыв арматуры, определяемая по формуле (2). [1]

$$\xi_{min,d} = \frac{0,78\varepsilon_{bmd}\omega_d E_s}{\bar{K}_{pld} R_{sd} + E_s(0,002\bar{K}_{pld} + \varepsilon_{bmd}\omega_d)}, \quad (2)$$

где

$$\varepsilon_{bmd} = 0,002 / \left(1 - \frac{\omega_d}{1,1}\right);$$

$$\omega_d = 0,85 - 0,006R_{bd};$$

$$\bar{K}_{pld} = \frac{\varepsilon_{s2d} E_s}{R_{sd} + 0,002E_s}.$$

В таблице 2 приведены расчётные характеристики $\xi_{min,d}$ и ξ_{Rd} рекомендуемые при проектировании.

При выполнении условия (1) ξ_d расчётных сечений может иметь значения в диапазоне от $\xi_{min,d} = 0,054$ до $\xi_{Rd} \approx 0,25$. Таким образом деформации в растянутой арматуре, оцениваемой на способность к пластическому деформированию сечений, могут отличаться более чем в 5 раз.

В работах [1,2] приводится зависимость коэффициента динамичности (K_{dv}) от коэффициента пластичности расчётных сечений (K_{pld}) (3).

$$K_{dv} = \frac{K_{pld}}{K_{pld} - 0,5}; \quad (3)$$

где

$$K_{pld} = \frac{\varepsilon_{bmd}\omega_d E_s(0,78 - \xi_d)}{\xi_d(R_{sd} + 0,002E_s)}. \quad (4)$$

На рисунке 1 приводятся графики зависимости K_{dv} от K_{pld} и ξ_d , которые могут быть использованы при проектировании.

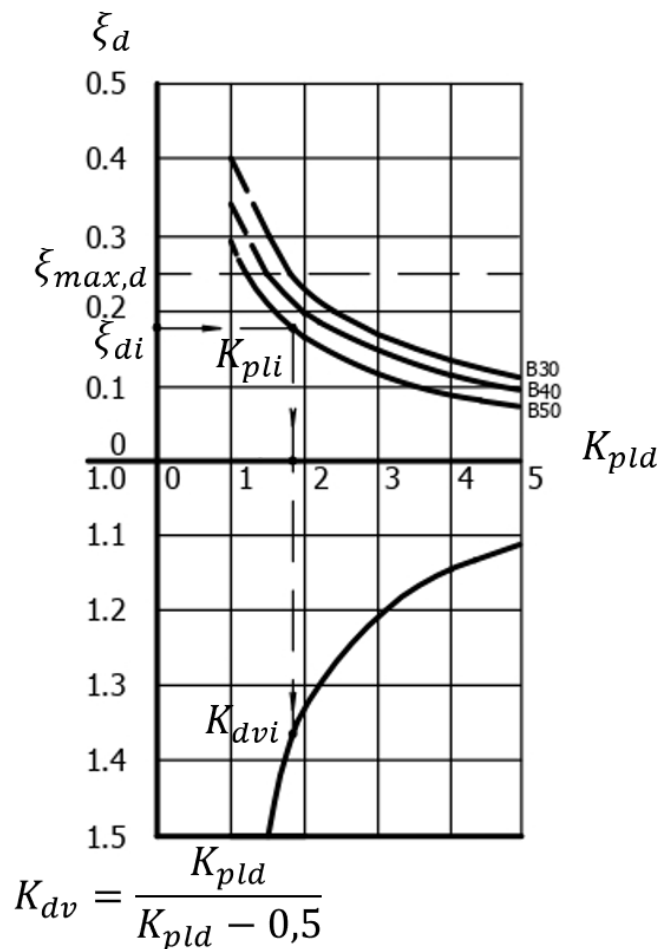


Рисунок 1 – Зависимость для арматуры класса прочности А500, K_{dv} от K_{pld} и ξ_d

Figure 1 – Dependence of K_{dv} on K_{pld} and ξ_d for A500 strength class reinforcement

Можно видеть, что K_{pld} изменяется в диапазоне допустимых значений ξ_d от 1 до 5.

При ξ_d близких к 0,1 коэффициент пластичности близок к 5, а коэффициент динамичности приближается к $K_{dv} \approx 1$. В этом случае геометрия расчётного сечения и его армирование не требует изменений, шарнир пластичности образуется, диссипация энергии внешнего воздействия обуславливается.

В случае $\xi_d > 0,1$ и $K_{pld} < 5$ для корректировки K_{dv} в сторону уменьшения целесообразно рассмотреть вопрос об изменении геометрии расчётных сечений рассматриваемого несущего элемента путём увеличения высоты плиты перекрытия, образования капителей вертикальных элементов (колонн, пилонов), втулов у балок, использования контурных утолщений приопорных участков плоских плит перекрытия, обвязочных балок и др. В этом случае производится снижение площади растянутой арматуры, так как и при меньшем армировании, за счёт увеличения плеча внутренней пары сил в бетоне сжатой зоны и в растянутой арматуре, несущая способность сечения сохраняется.

При отсутствии возможности изменения геометрии рассматриваемого элемента влияние динамической составляющей сейсмического воздействия может быть компенсировано путём увеличения прочности бетона и площади растянутого и сжатого армирования, при сохранении требований (1) и (5).

$$x \geq 2a' \tag{5}$$

где x – расчётная высота сжатой зоны бетона;

a' – толщина защитного слоя бетона сжатой арматуры, учитываемой в расчётах с полным сопротивлением.

В этом случае условия образования и раскрытия шарниров пластичности изменяются, что может отразиться на результатах повторного расчёта, при том же значении $K_I=0,25$.

Выполненная оценка пластичности и корректировка расчётных сечений наиболее нагруженных железобетонных элементов позволит ещё на ранней стадии проектирования обосновать правильность использования в расчётах на воздействие РЗ коэффициента K_I .

Влияние геометрических параметров и армирования на пластические характеристики нормальных сечений изгибаемых элементов исследовалось при испытаниях опытных железобетонных балок в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева.

Испытывались 2 серии балок с поперечным сечением 120x200x1800 мм и 120x300x1800 мм по 8 балок в каждой серии.

Армирование и высота сечения балок подбирались из условия обеспечения их равнопрочности.

Балки высотой 200 мм армировались в растянутой зоне двумя стержнями диаметром 16 мм класса Ав500П и Ав600П, а балки высотой 300 мм – двумя стержнями диаметром 12 мм класса Ав500П.

Разница в площади армирования составляла 43,8% при увеличении площади бетона на 33,3%. Образцы изготавливались из бетона класса В30 и В60.

Геометрические размеры балок, их армирование, схема нагружения и расстановка приборов опытных балок приведены на рисунке 2.

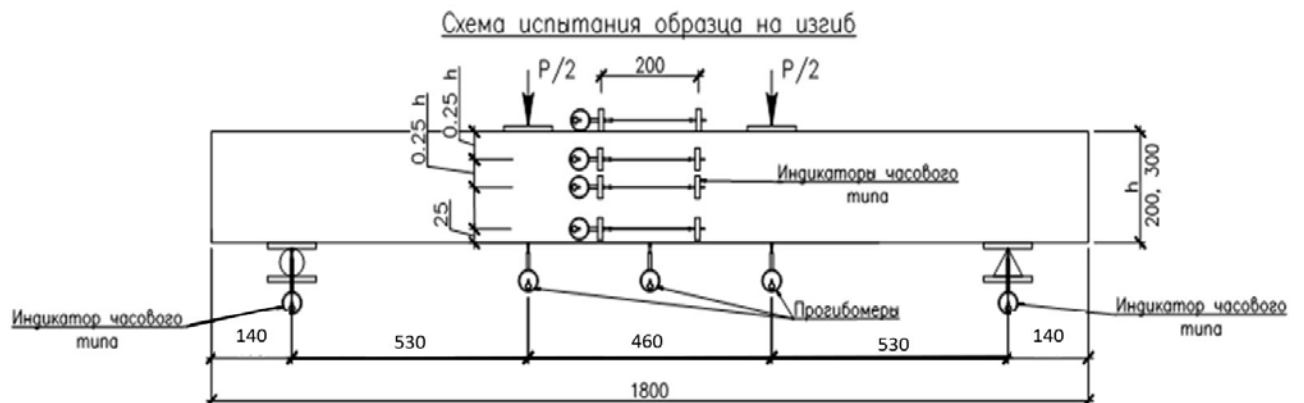
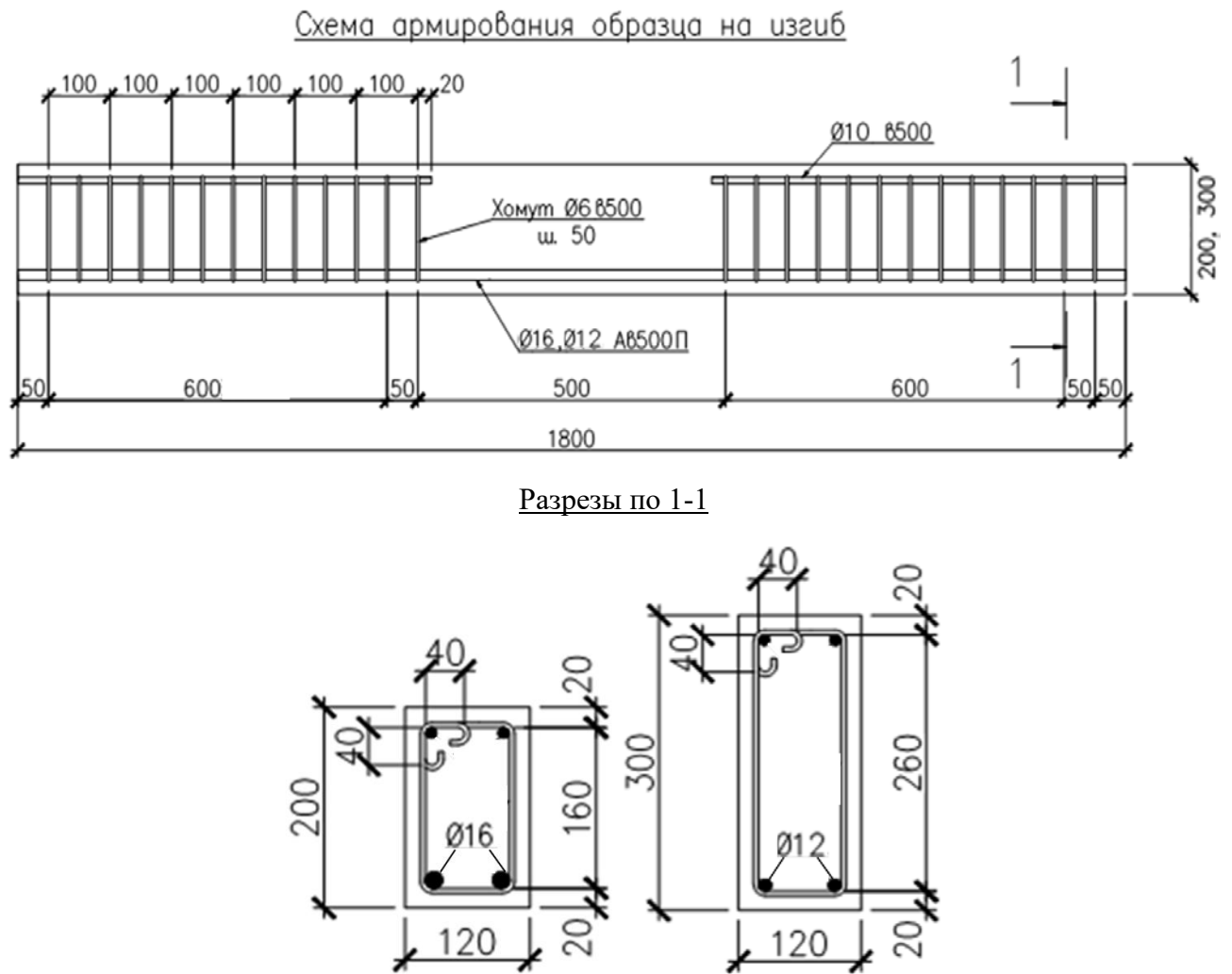


Рисунок 2 – Схемы армирования, расстановки приборов при испытаниях образцов на изгиб

Figure 2 – Reinforcement schemes and arrangement of devices during bending tests of samples

Так как предполагалось тщательное исследование характера пластического деформирования балок в запредельной стадии, то есть после достижения предела текучести в арматуре, армирование сжатой зоны в нормальном сечении балок не предусматривалось, а измерение деформаций бетона и арматуры производилось с помощью приспособлений с использованием индикаторов часового типа (рисунок 2).

Испытания производились по истечении 28 суток нормального твердения на универсальной испытательной машине Instron 8802 250кН.

Образцы-балки загружались ступенями, не превышающими 10% от разрушающей нагрузки P_{test} до уровня, равного $0,8 P_{test}$. После этого ступени уменьшались до 5% P_{test} до достижения напряжениями в арматуре предела текучести. Дальнейшее нагружение производилось ступенями по 100 кгс до разрушения балок.

На рисунках 3, 4 и 5 приведены характерные результаты испытаний балок.

Характер развития прогибов, трещин, деформаций бетона и арматуры, а также их величины при разрушении значительно отличаются для балок с разной высотой поперечного сечения.

По опытным данным было установлено:

Для балок высотой 200 мм замеренные значения относительных деформаций растянутой арматуры в среднем составляли $(400 \div 500) \times 10^{-5}$.

Для балок высотой 300 мм средние относительные деформации арматуры были равны 3000×10^{-5} , а их максимальные значения доходили до 6500×10^{-5} .

Таким образом, пластические деформации растянутой арматуры при увеличении высоты сечения балок с 200 до 300 мм и снижении армирования с $2\Phi 16$ мм до $2\Phi 12$ мм увеличились более чем в 5 раз. Расчётные значения коэффициента пластичности K_{pl} составили:

Для балок с высотой 200 мм:

при $R_{np}=409$ кгс/см² и $\xi=0,26$, $K_{pl} = 1,2$;

при $R_{np}=677$ кгс/см² и $\xi=0,15$, $K_{pl} = 1,7$.

Для балок с высотой 300 мм:

при $R_{np}=409$ кгс/см², $\xi=0,089$, $K_{pl} = 4,59$;

при $R_{np}=677$ кгс/см², $\xi=0,053$, $K_{pl} = 5,6$.

Таким образом увеличение балок по высоте с 200 до 300 мм увеличило расчётное значение коэффициента пластичности K_{pl} при В30 в 3,8 раза, при В60 в 3,3 раза.

Следует отметить взрывной хрупкий характер разрушения балочных образцов с высотой 200 мм и $\xi=0,26$ с вырывом значительной части бетона сжатой зоны (рисунок ба).

Разрушение образцов с высотой 300 мм и $\xi=0,053 \div 0,089$ носило пластический характер с деформациями в растянутой арматуре, не превышающими допускаемые деформации разрыва (рисунок бб, бв). Это характерно при образовании шарнира пластичности в стадии нагружения железобетонных изгибаемых элементов, близкой к предельной, и необходимо для осуществления перераспределения усилий в конструктивной системе здания при сейсмическом нагружении с целью предотвращения его прогрессирующего обрушения.

Полученные опытные данные подтверждают правильность и целесообразность использования методики оценки способности к пластическому деформированию расчётных сечений несущих элементов, изложенной выше, с целью проверки и корректировки их геометрических характеристик и армирования для повышения сейсмостойкости зданий и сооружений из железобетона.

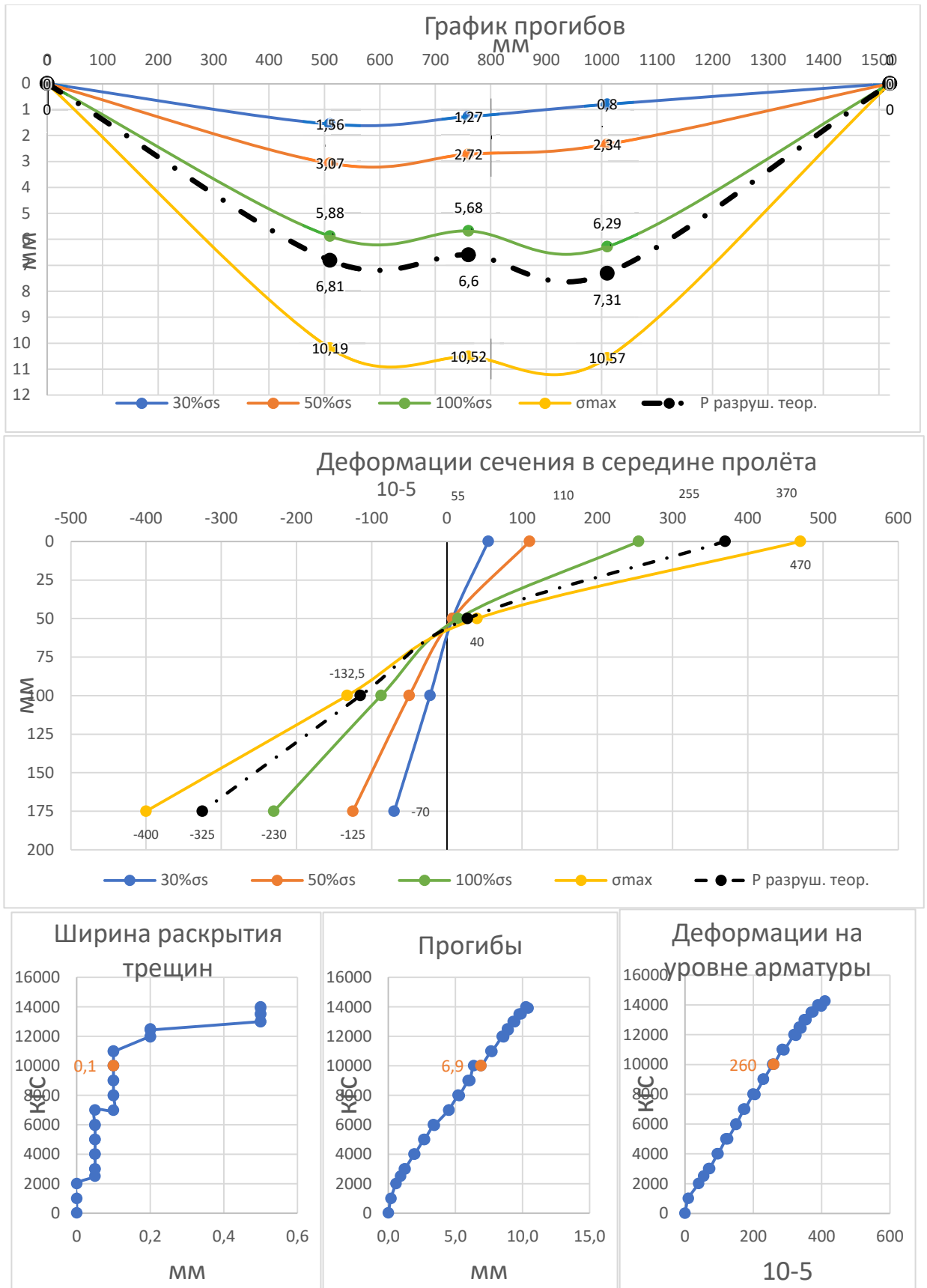


Рисунок 3 – Балка Б 1; 120 x 200 мм; В-30; Ав500П; Ø16; $P_{test}=14250$ кгс

Figure 3 – B1 Beam; 120 x 200 mm; В-30; Ав500P; Ø16; $P_{test}=14250$ kgf

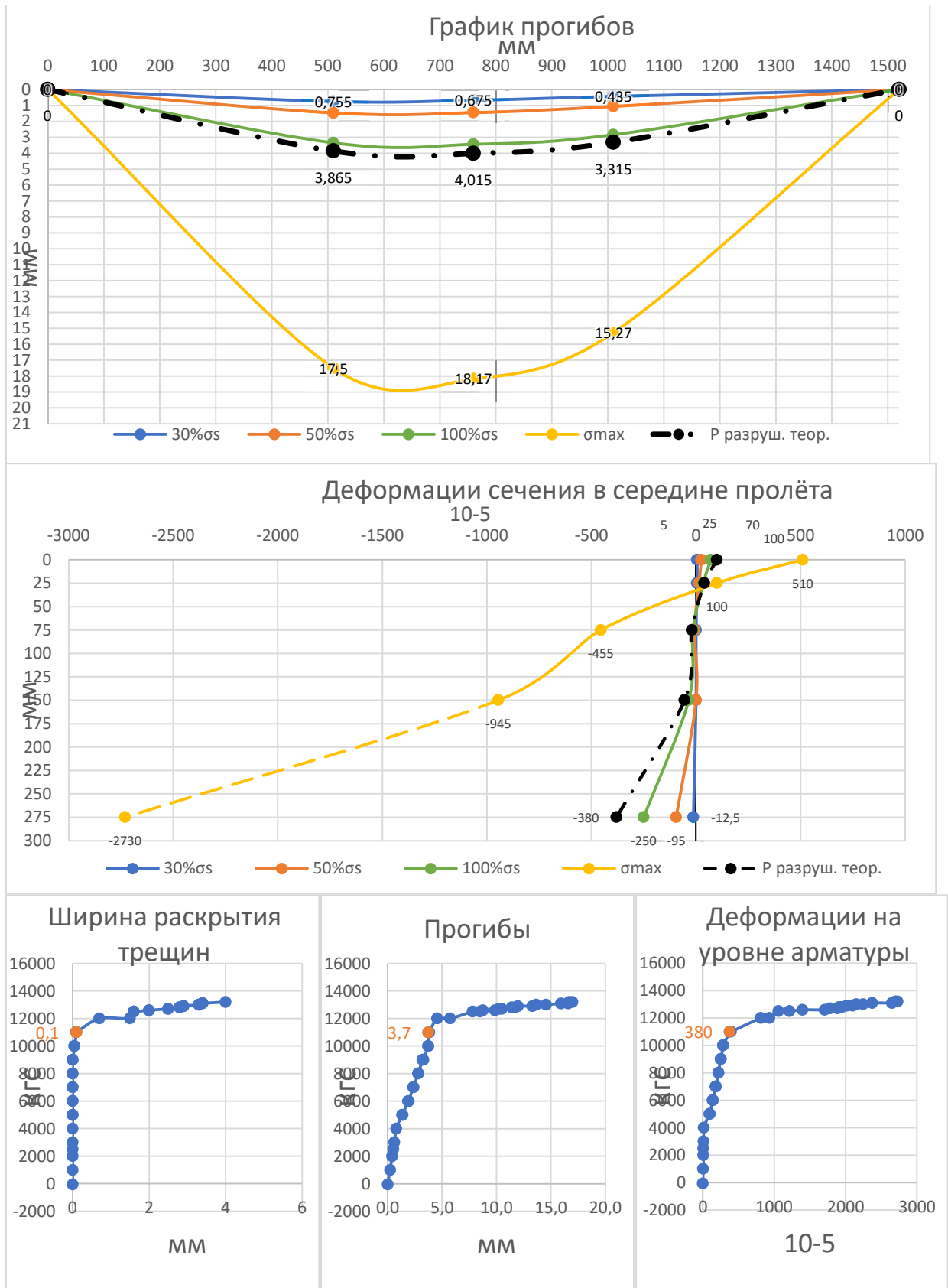


Рисунок 4 – Балка Б 2; 120 x 300 мм; В-30; Ав500П; Ø12; $P_{test}=13400$ кгс

Figure 4 – B2 beam; 120 x 300 mm; В-30; Ав500P; Ø12; $P_{test}=13400$ kgf

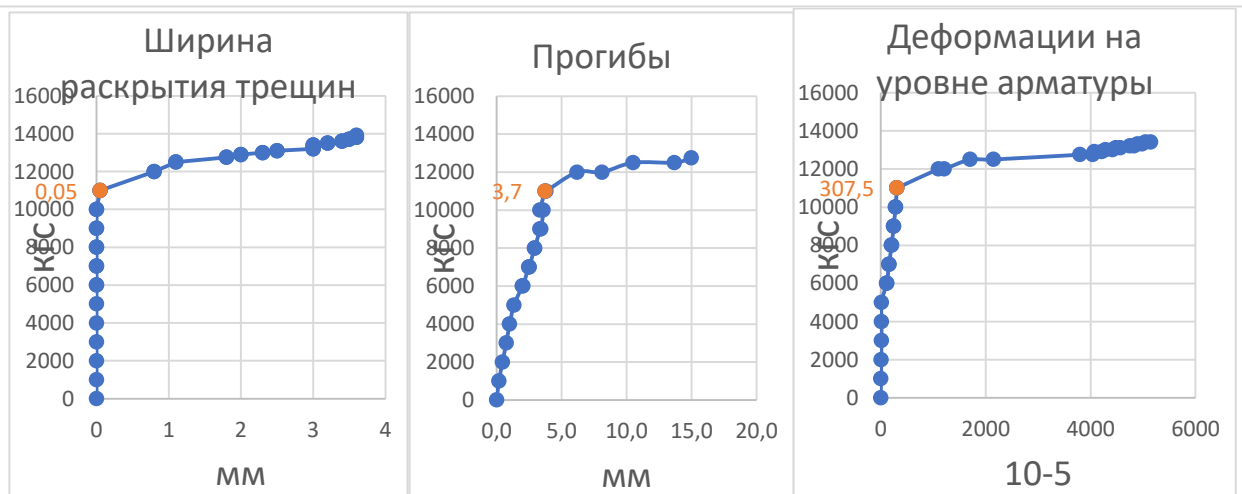
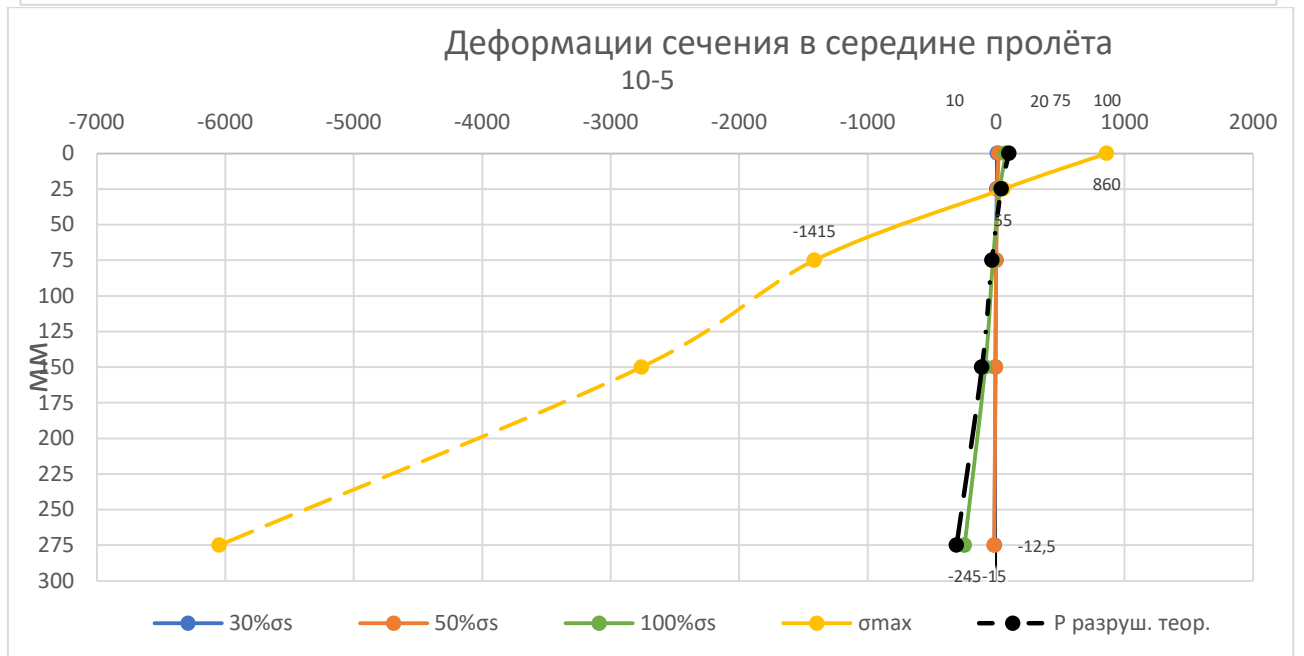
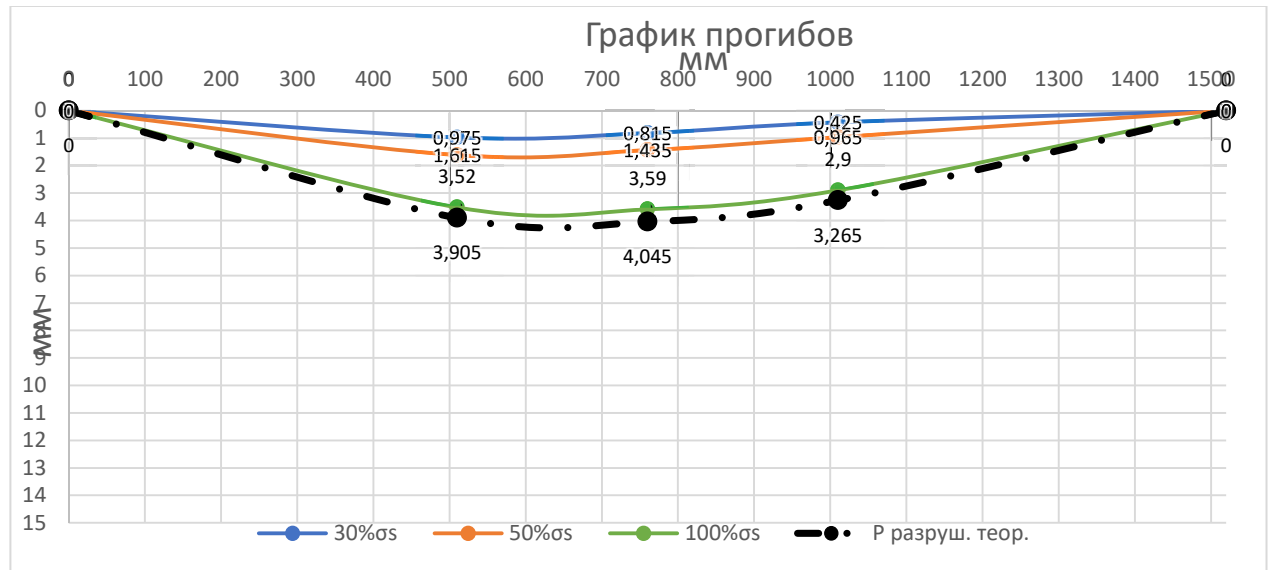


Рисунок 5 – Балка Б 3; 120 x 300 мм; В-60; Ав500П; Ø12; $P_{test}=14000$ кгс

Figure 5 – B3 beam; 120 x 300 mm; В-60; Ав500P; Ø12; $P_{test}=14000$ kgf

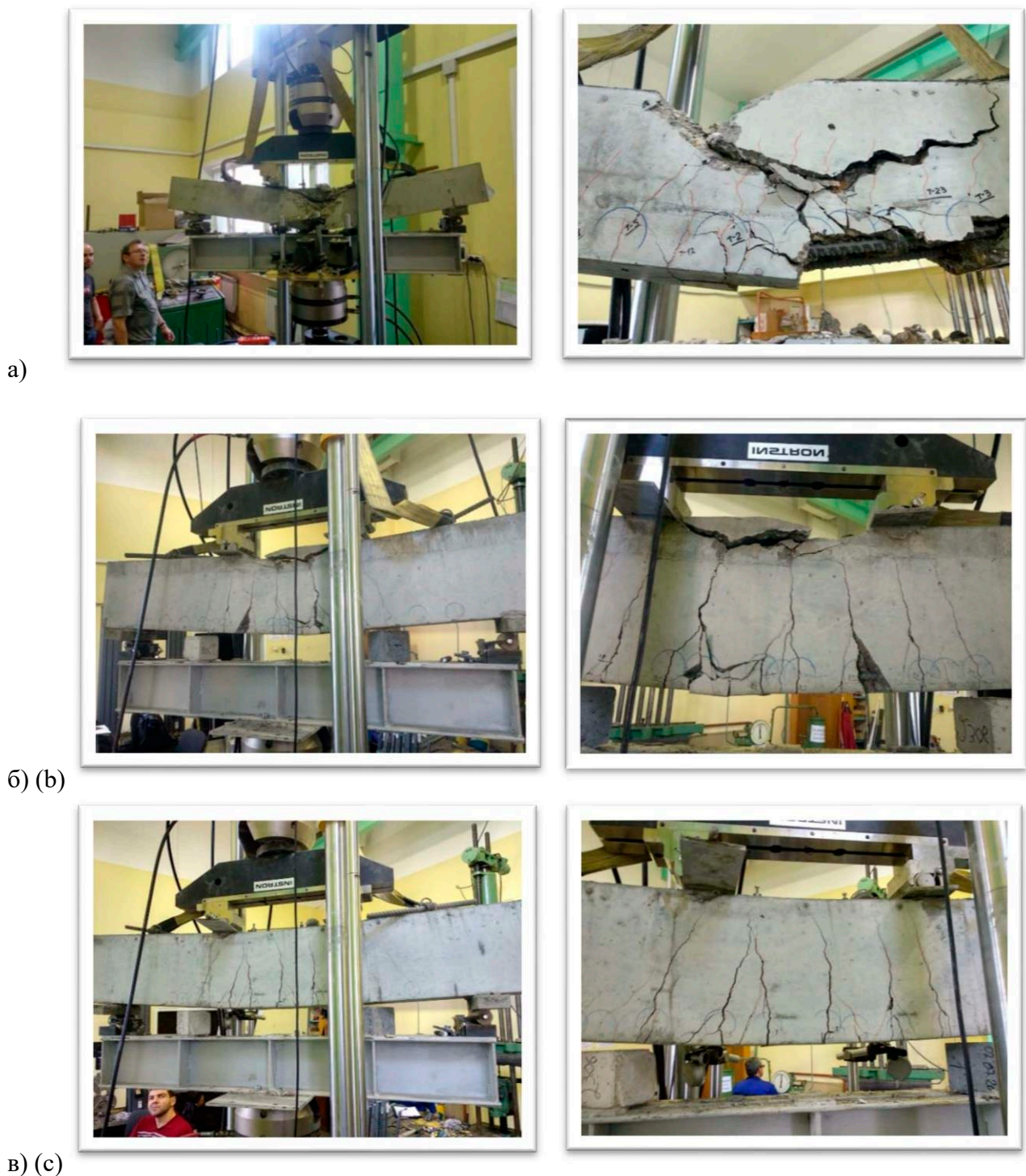


Рисунок 6 – Характер разрушения опытных балок: а) с $h = 200$ мм ($\xi=0,26$); б) с $h = 300$ мм ($\xi=0,089$); в) с $h = 300$ мм ($\xi=0,053$). а) и б) бетон В30, в) В60.

Figure 6 – The nature of the destruction of experimental beams: a) with $h = 200$ mm ($\xi= 0,26$); b) with $h = 300$ mm ($\xi=0,089$); c) with $h = 300$ mm ($\xi=0,053$). a) and b) concrete В30, c) В60.

Расчёты во временной области на действие КЗ важны не только с формальной стороны. Они целесообразны для оценки общей устойчивости, неизменяемости сооружения, подтверждения (или корректировки) принятого в расчётах на воздействие РЗ коэффициента K_I , способности конструкций здания к перераспределению усилий от внешнего

сейсмического воздействия за счёт формирования пластических шарниров, трещинообразования и других факторов, без прогрессирующего обрушения.

Для расчёта на КЗ во временной области используется армирование основных конструктивных элементов, принятое по результатам расчётов по РЗ модели и откорректированное по оценочной методике, изложенной выше.

Учёт нелинейного характера выполняется путём прямого задания диаграмм деформирования бетона и арматуры.

Для бетона разной прочности для назначения параметров и конфигурации диаграмм используют рекомендации СП 63.13330.2018 с расчётным сопротивлением, равным нормативному сопротивлению, умноженному на коэффициент динамического упрочнения бетона по таблице 1.

Значение предельной относительной деформации сжатия бетона при сейсмическом воздействии $\varepsilon_{btd}=0,0035$.

Для арматуры класса прочности А500 (А500С, А500СП, А_у500СП, А_в500П) следует использовать диаграмму деформирования с двумя наклонными участками.

Первый наклонный участок диаграммы аналогичен рекомендуемой в СП 63.13330.2018 диаграмме Прандтля. Напряжения, соответствующие расчётному сопротивлению при растяжении и сжатии при расчёте на сейсмические воздействия определяются путём умножения нормативного сопротивления арматуры на коэффициент её динамического упрочнения по таблице 1.

Второй наклонный участок соответствует деформированию арматуры в пластической стадии. Угол его наклона к оси X рекомендуется назначать от 3 до 5%, предельные относительные деформации растяжения при сейсмическом нагружении ε_{s2d} по таблице 2.

Следует ещё раз обратиться к смыслу коэффициента K_1 . Формально в соответствии с СП 14.13330 он учитывает допускаемые повреждения зданий и сооружений. Но в большей степени он учитывает диссипацию энергии колебаний. Это подтверждается расчётами, о которых сказано ниже. В этом смысле он дополняет коэффициент K_ψ из таблицы 5.3 упомянутого СП.

Интересно сравнить подходы к учёту рассеяния энергии в СП 63.13330 и в Нормах проектирования сейсмостойких атомных станций НП-031-01. В этих нормах диссипация энергии тоже учитывается двояко. С одной стороны, вводится коэффициент, учитывающий особые условия эксплуатации, в том числе учитывающий возможность развития пластических деформаций в материале. С другой стороны, рассеяние энергии учитывается введением различных спектров коэффициентов динамичности для различных декрементов колебаний. При этом сами декременты принимаются различными не только для разных видов конструкций, но и для разных коэффициентов использования прочности материала (в среднем). Таким образом, по сути, декременты колебаний выбираются также исходя из величины пластических деформаций, возникающих в системе. Представляется целесообразным внести нечто подобное в свод правил «Строительство в сейсмических районах».

При подготовке данной статьи было проведено интересное исследование соответствия результатов расчёта спектральным методом и динамическим методом с прямым интегрированием уравнений движения для реального здания сложной формы в плане. Расчёт спектральным методом выполнялся при значении коэффициента $K_1=0,25$. При этом использовался график спектра ускорений на грунте, полученный при микросейсморайонировании площадки строительства. Расчёт динамическим методом выполнялся по сейсмограмме. Сейсмограмма была восстановлена по акселерограмме для площадки строительства. Сейсмограмма прикладывалась в качестве нагрузок в виде перемещений к опорным узлам расчётной схемы. Особенность данного численного исследования состояла в том, что обычно при расчёте динамическим методом, задаются пластические шарниры и непосредственно учитываются нелинейности в работе материала. В

данном исследовании расчёт был линейным, без пластических шарниров в модели. При этом все фактические нелинейности в работе материала учитывались введением логарифмического декремента колебаний, равного 0,31. Следует отметить, что такой декремент является сравнительно небольшим. Он соответствует затуханию 5% от критического и наиболее часто применяется для расчёта железобетонных конструкций. Упомянутый выше спектр ускорений тоже был построен для такого же затухания.

После выполнения этих двух видов расчётов, было выполнено сравнение сжимающих напряжений в наиболее нагруженных пилонах и стенах на разных этажах здания, а также сравнение изгибающих моментов в монолитных плитах перекрытий разных этажей. Для того, чтобы выбрать момент времени для сравнения результатов при динамическом расчёте, было выделено несколько наиболее нагруженных конечных элементов в пилонах нижнего этажа. Сравнение выполнялось для момента времени, соответствовавшего наибольшим сжимающим напряжениям в этих конечных элементах.

Несмотря на то, что при динамическом расчёте напряжённое состояние менялось в каждый конкретный момент времени, сравнение показало, что в качественном отношении изополя рассмотренных усилий практически совпадают при указанных выше условиях для обоих видов расчёта. Также с высокой точностью (с погрешностью в несколько процентов) совпали моменты и напряжения в рассмотренных характерных точках.

Такое же сравнение при логарифмическом декремента колебаний равном 0,25 в тот же момент времени при динамическом расчёте и том же спектре ускорений (при спектральном методе расчёта) дало погрешность в среднем 10-12%.

Таким образом, с одной стороны, была подтверждена правильность параметров, принятых при спектральном расчёте. С другой стороны, на реальной конструкции было показано, что для анализа состояния сооружения при нелинейной работе материалов при расчёте по акселерограмме или сейсмограмме совсем не обязательно задавать конкретные места образования шарниров пластичности или непосредственно учитывать нелинейности поведения бетона и арматуры (путём снижения жесткостей в некоторых сечениях или учитывая диаграммы деформирования материалов). Достаточно выполнить линейный расчёт во временной области, но правильно интегрально учесть демпфирующие свойства системы, связанные с реальной нелинейностью материалов и расчётных сечений, обоснованных, например, по оценочной методике, приведённой выше.

Заключение

1. В настоящее время выявилось отставание отечественных нормативных документов по строительству в сейсмических районах от международного опыта. Практика отечественного и зарубежного строительства и проектирования указывает на необходимость серьёзно пересмотреть ограничения на высоту зданий в сейсмических районах. В отечественных нормативных документах необходимо сформулировать положения, которые позволят отказаться от ненужных ограничений.

2. Одним из основных требований, обеспечивающих безопасность зданий и сооружений при сейсмике, является пластическая работа конструкций в предельном состоянии. В настоящее время предложен метод оценки степени пластической работы конструкции, изложенный в данной статье.

3. При сейсмических воздействиях существенно меняются расчётные свойства материалов. Это необходимо учитывать при выполнении расчётов прочности сечений железобетонных элементов, особенно при использовании диаграммного метода расчёта.

4. Для оценки конструктивного решения здания в нормативные документы должны быть введены не только качественные, но и количественные характеристики, как это сделано за рубежом.

5. Для расчётов спектральным методом целесообразно ввести различные графики спектров коэффициентов динамичности для разных декрементов колебаний конструкций, аналогично тому, как это сделано в нормах по проектированию сейсмостойких атомных станций.

6. Анализ работы реальных зданий показал, что при расчётах по акселерограммам во временной области нелинейные свойства материалов с достаточной точностью учитываются с помощью задания соответствующего логарифмического декремента колебаний, обоснованного по результатам оценки реальной нелинейности расчётных сечений, например, по методике, приведённой выше, без использования диаграмм деформирования материалов.

7. Приведённая в данной статье методика оценки пластического деформирования расчётных сечений была использована при проектировании каркасного железобетонного здания ТРЦ «МореМолл» в городе Сочи (сейсмичность 8 баллов), зданий охотничьего хозяйства в окрестностях города Геленджика (сейсмичность 8–9 баллов), при оценке сопротивления прогрессирующему обрушению железобетонных конструкций «Президент-Отеля» в Москве, комплекса жилых зданий в городе Ялте (сейсмичность 8 баллов) и др.

Список литературы

1. Расторгуев Б.С., Мутка К.Н. Деформирование конструкций перекрытий каркасных зданий после внезапного разрушения колонны // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2006. №1. С.12–15.
2. Тихонов И.Н., Мешков В.З., Расторгуев Б.С. Проектирование армирования железобетона. М. 2015. 275 с.

References

1. Rastorguev B.S., Mutoka K.N. Deformation of ceiling structures of frame buildings after sudden destruction of the column. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2006, no. 1, pp. 12–15. (In Russian)
2. Tikhonov I.N., Meshkov V.Z., Rastorguev B.S. Design of reinforced concrete reinforcement. M. 2015. 275 p. (In Russian)

Данные об авторах/Information about authors

Тихонов Игорь Николаевич, доктор технических наук, руководитель Центра №21 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация
nijhb_tikhonov@mail.ru

Tikhonov Igor N., Dr. Sci. (Engineering), Head of the Center №21 of NIIZhB named after A.A. Gvozdev of JSC RCC. Moscow, Russian Federation
nijhb_tikhonov@mail.ru

Крылов Сергей Борисович, доктор технических наук, заведующий лабораторией механики железобетона №8 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация
niizhb_lab8@mail.ru

Krylov Sergey B., Dr. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of Reinforced Concrete Mechanics №8 of NIIZhB named after A.A. Gvozdev of JSC RCC. Moscow, Russian Federation
niizhb_lab8@mail.ru

Звездов Андрей Иванович, доктор технических наук, профессор, заместитель генерального директора по научной работе АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация
zvezdov@list.ru

Zvezdov Andrei I. Dr. Sci (Engineering), Professor, Deputy Director General for Scientific Work of JSC RCC. Moscow, Russian Federation
zvezdov@list.ru

Смирнова Любовь Николаевна, кандидат технических наук, учёный секретарь АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация
lyubovsmirnova80@gmail.com

Smirnova Lyubov N., Cand. Sci. (Engineering), Scientific secretary of JSC RCC. Moscow, Russian Federation
lyubovsmirnova80@gmail.com

Тихонов Георгий Игоревич, инженер-конструктор Центра №21 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация.
dwarwe1993@mail.ru

Tikhonov Georgy I., Design Engineer of the Center №21 of NIIZhB n.a. A.A. Gvozdev of JSC RCC. Moscow, Russian Federation
dwarwe1993@mail.ru

Гончаров Евгений Евгеньевич, научный сотрудник лаборатории механики железобетона №8 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация.
niizhb_lab8@mail.ru

Goncharov Yevgenii Ye., Research Associate of the Laboratory of Reinforced Concrete Mechanics №8 of NIIZhB named after A.A. Gvozdev of JSC RCC. Moscow, Russian Federation
niizhb_lab8@mail.ru