



Проект «Повышение устойчивости к
рискам стихийных бедствий» [ERIK]



Оценка сейсмостойкости, проектирование и расчет школьных зданий комплексной конструкции согласно СТУ и местным нормам проектирования

Светлана Бржев

Профессор Университета Британской Колумбии [UBC], Канада
Президент Сербской Ассоциации по сейсмостойкому строительству [SUZI-SAEE]

Почетный профессор МУИТ

Айдарбек Стамов

Координатор по инжинирингу МАЭСС

Улугбек Бегалиев

Д.т.н., профессор и ректор МУИТ, президент МАЭСС

19 - апреля 2024 г.

Содержание

- *Капаситивное проектирование;*
- *Здания со стенами комплексной конструкции;*
- *Передача сейсмических сил;*
- *Моделирование и расчетный анализ;*
- *Проектирование стен, жб включений, сейсмопоясов с учетом сейсмических воздействий*

Учет в линейно-упругих расчетах зданий факторов нелинейности, проявляющихся в ЖБ конструкциях при сейсмических воздействиях, преследует три основные цели:

- предотвратить недооценку горизонтальных перемещений зданий;**
- предотвратить переоценку расчетных сейсмических нагрузок на здания;**
- обеспечить распределение расчетных сейсмических нагрузок между несущими элементами конструктивных систем в соответствии с планируемыми механизмами их пластического деформирования.**

В еврокодах приведены Классы зданий по способности к пластическому деформированию и неупругому рассеиванию энергии:

- класс низкой пластичности (DCL);
- класс средней пластичности (DCM);
- класс высокой пластичности (DCH).

В Еврокодах проектирование конструктивных систем:

- с классом низкой пластичности (DCL) рекомендуется только для зон с низкой сейсмичностью и осуществляется в соответствии с положениями норм, распространяющимися на обычные условия строительства;
- с классами средней (DCM) и высокой пластичности (DCH) должен применяться

«capacity design method».

По смысловому содержанию «capacity design method» (метод капаситивного проектирования) – это метод проектирования, предусматривающий планирование зон повреждений конструктивной системы при сейсмических воздействиях и декларирующий отказ от соблюдения принципа равнопрочности конструкций здания.

В соответствии с методом капаситивного проектирования — чем большей способностью к пластическому деформированию обладает конструктивная система, тем более низкий уровень расчетных сейсмических нагрузок для нее может быть принят и тем меньшей прочностью могут обладать ее конструкции.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Разрушение зданий со стенами комплексной конструкции при землетрясении в Сычуань 2008: а), b) c) – частичное обрушение; d) обрушение свободно опертых пустотных плит перекрытий; e) – разрушение ригелей

(Су, Ли и др. 2011

DOI: [10.2174/1874836801105010050](https://doi.org/10.2174/1874836801105010050))



Разрушение ЖБ каркасного здания в Дуррес. Албания из-за эффекта кручения: а) вид здания после землетрясения; б) повреждение ирпичного заполнения на первом этаже (прилегающей к лестнице) в) поврежденная лестничная площадка (Nikolić-Brzev et al., 2020)



а)



б)

Разрушение зданий со стенами комплексной конструкции после землетрясения в Албании: а) – трещина на стенах главного фасада; б) – на дворовом фасаде видны вертикальные включения

(Маринкович, Бржев, 19-Симпозиум МАСЕ, 2022)

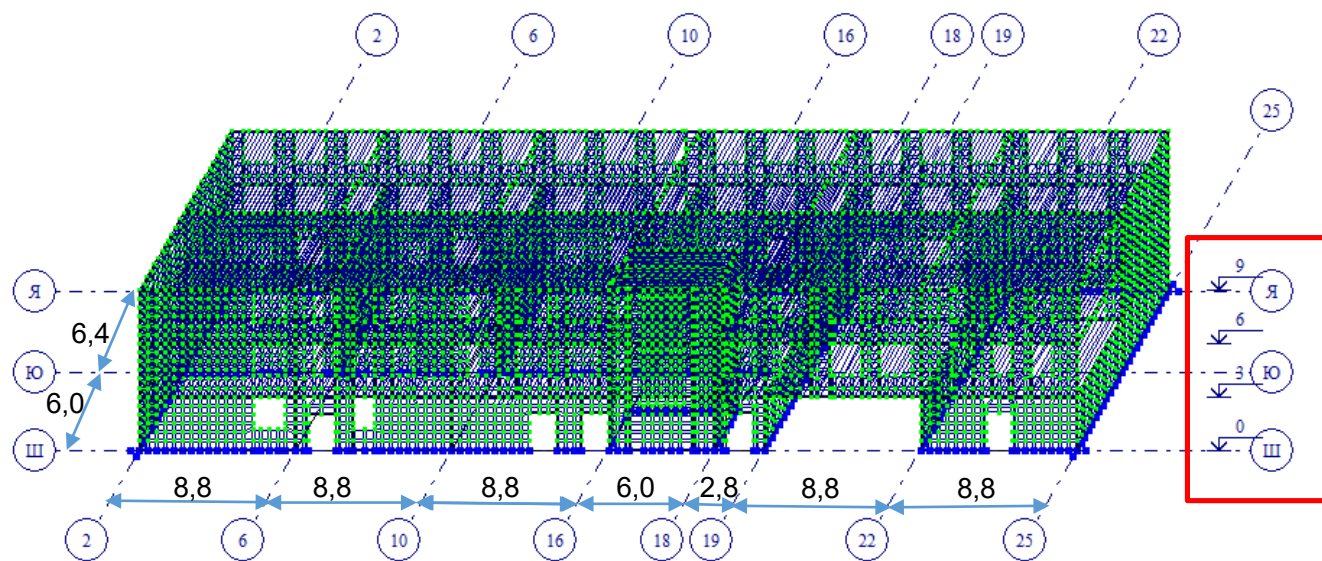
Школьные здания в Кыргызской Республике



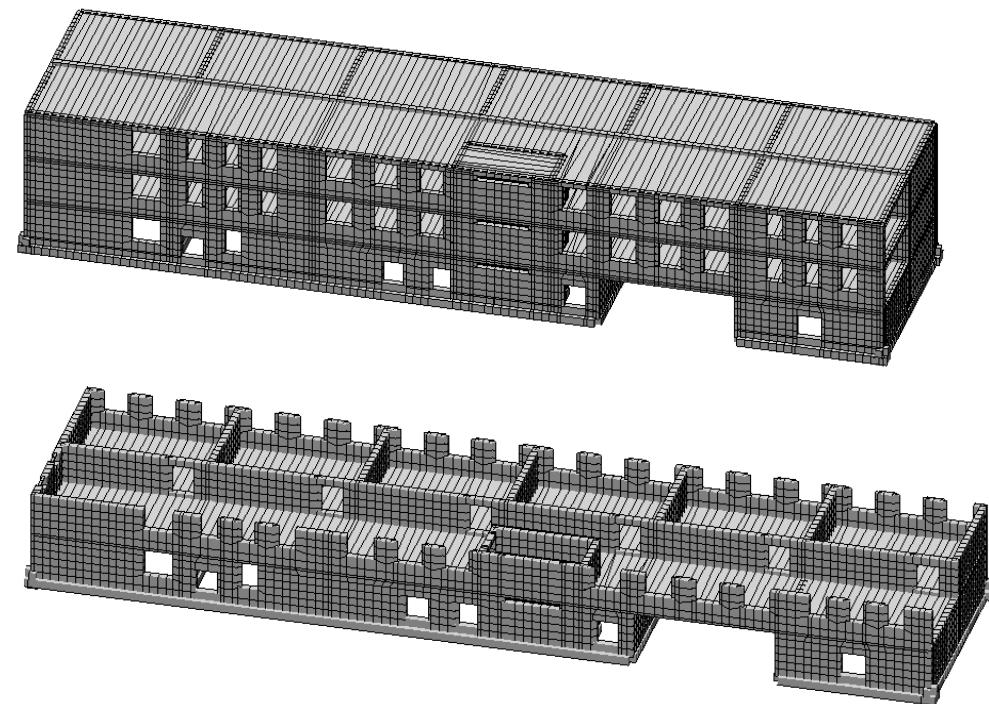
Школьные здания в Кыргызской Республике



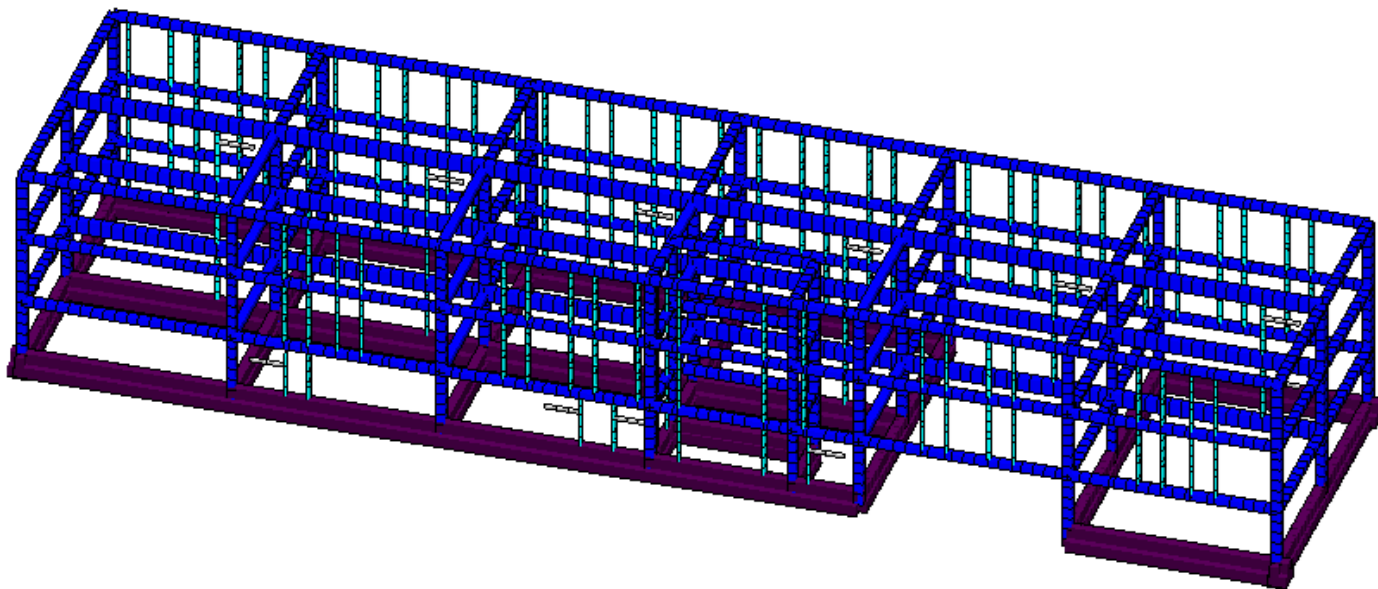
Расчетно-аналитическая оценка сейсмостойкости по СН КР 20-02:2024 и СН КР 22-01:2018*



Расчетно-аналитическая (КЭ) модель



3D Расчетная модель



Ж/б включения (вертикальные):

380x380 мм (основные), 130x380 мм (проемы)

Ж/б пояса (горизонтальные):

380x300 мм (по краям),

380x600 мм (по середине)

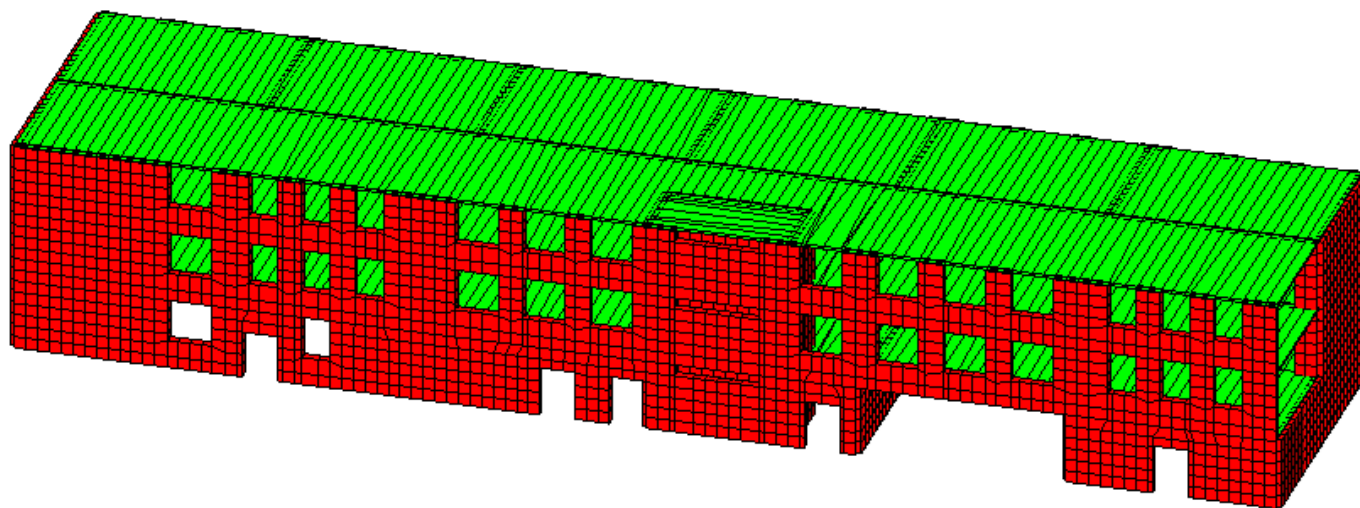
Ж/б перемычки (двер. проемы): 120x140 мм

Класс бетона – В15 (марка бетона – М200)

Ж/б ленточный фундамент:

600x1000 мм, 1000x1000 мм

Класс бетона – В7,5 (марка бетона – М100)



Сборные ж/б плиты перекрытия:

Серия 1.141-1: толщина плиты – 220 мм;

размеры: 1,2 x 3 м, 6 м, 6.4 м

Несущие стены кирпичной кладки:

толщина стены – 380 мм;

высота – 3 м;

длина в поперечном напр. – 6 и 6.4 м;

длина в продольном напр. – 8.8 м;

Марка кирпича – М75, марка раствора – М50

Комплексные конструкции в СН КР 20-02

Несущие конструкции здания	Высота, м (число этажей), при сейсмичности площадки, в баллах			
	7	8	9	>9
Здания каркасно-стеновые	66 (20)	58 (18)	42 (12)	16 (4)
Здания со стенами комплексной конструкции	21 (6)	19 (5)	16 (4)	7 (2)

$$F_{ik} = \gamma_{lh} \cdot S_d(T_i) \cdot m_{ik}$$

$$m_{ik} = m_k \cdot \eta_{ik}$$

$$0 \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot \frac{2,5}{q}$$

Коэффициент поведения q

Конструктивные типы зданий	коэфф. q
Здания со стенами комплексной конструкции	3,3

Нормативно-технические документы

- При определении реакций зданий и сооружений спектральным методом в линейно-упругой постановке жесткости железобетонных или комплексных конструкций в СН КР 20-02:2024 заложен принцип равнопрочности конструкций;
- В строительных нормах СН КР 20-02:2024 не приведены положения по определению прочности в зависимости от конкретных характеристик здания и сейсмичности строительной площадки;
- Проверка прочности должна быть выполнена в соответствии с нормами проектирования по армокаменным конструкциям (Н: СП 15.13330.2012) и другими специальными руководствами
- SN KR 20-02:2024 Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования
- SN KR 22-01:2018* Оценка сейсмостойкости зданий существующей застройки
- СП 15.13330.2012 SNIIP II-22-81* Каменные и армокаменные конструкции

Типовые серии:

- 1.141.28с, 40с Сборные железобетонные многопустотные плиты перекрытия
- 2.130-6с Кирпичные стены сплошной кладки
- 2.140-5с Перекрытия из многопустотных панелей в кирпичных зданиях

Стены комплексной конструкции

- Стены из каменной кладки комплексной конструкции могут представлять собой конструкции, усиленные одним из следующих способов:
 - а) монолитными железобетонными вертикальными и горизонтальными линейными элементами (далее – железобетонными включениями) и сетками из арматуры, укладываемыми в горизонтальных швах кладки;
 - б) вертикальными арматурными сетками из арматуры в слое торкретбетона класса не ниже В7,5 или в слое цементно-песчаного раствора марки не ниже 100;
 - в) устройством в кладке внутреннего железобетонного слоя (трехслойная каменно-монолитная кладка).
- Возможно использование других способов при их экспериментальном обосновании.
- Высота этажа зданий принимается при сейсмичности 7, 8, 9 и более 9 баллов соответственно 5,0; 4,5; 4,0 и 3,0 м.
- Отношение высоты этажа к толщине стены должно быть не более 12.
- Расстояния между осями поперечных стен или рам должны проверяться расчетом и соответствовать при сейсмичности: 7, 8, 9 и более 9 баллов – 15, 12, 9 и 6 м.

Кирпичная кладка с железобетонными включениями и сейсмопоясами

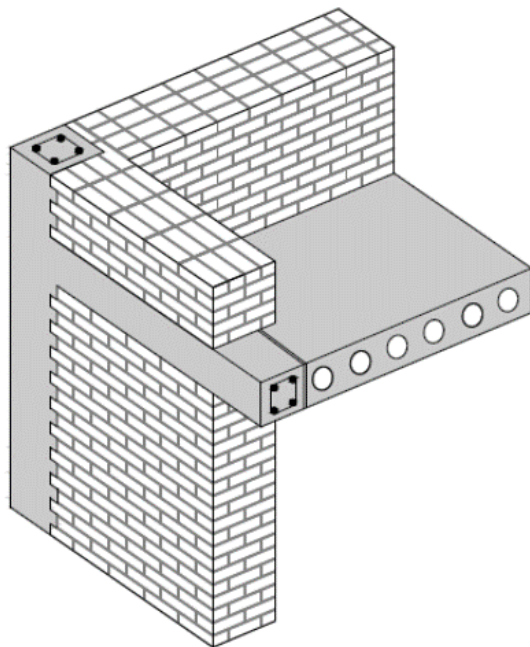
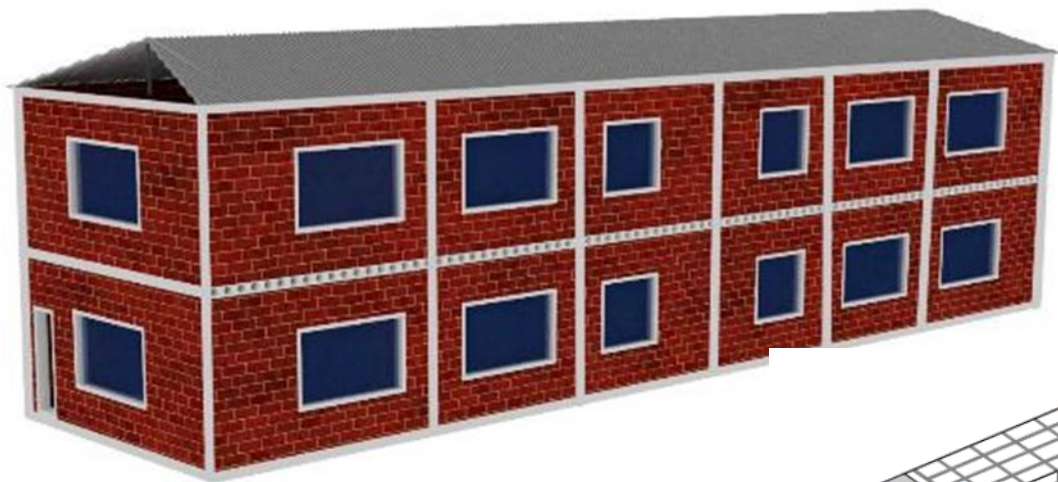


Рисунок 3-15. Узлы конструкций стен и перекрытия, показывающие железобетонные обвязки

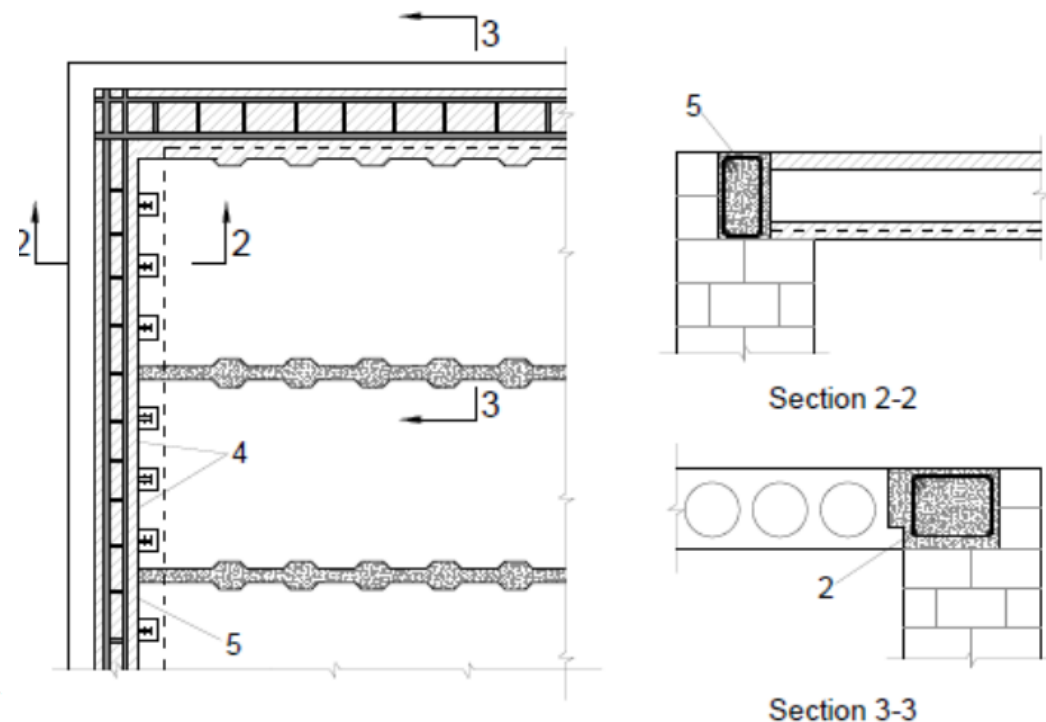
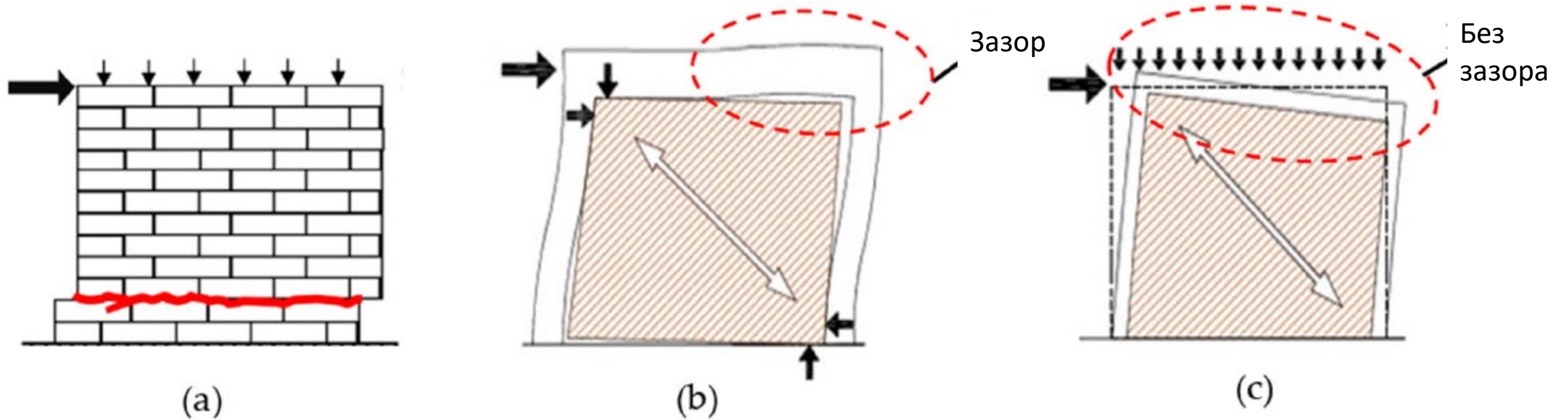


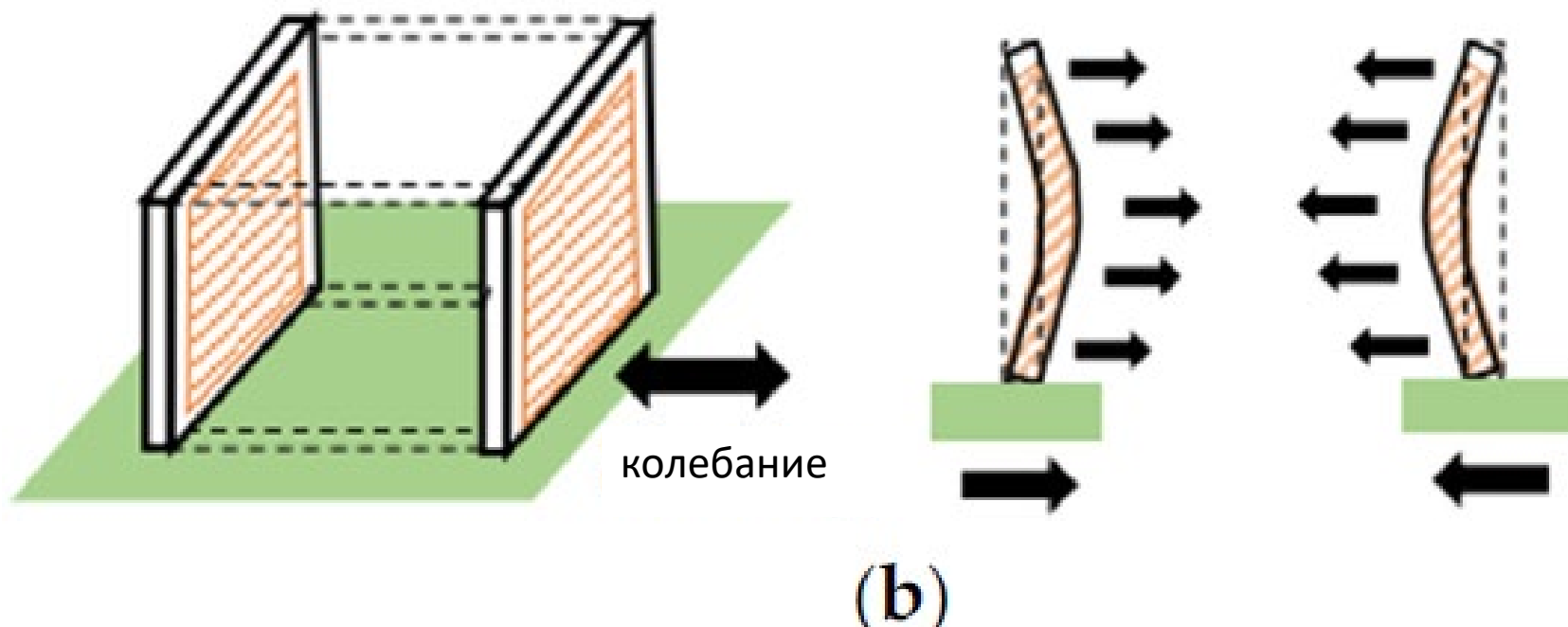
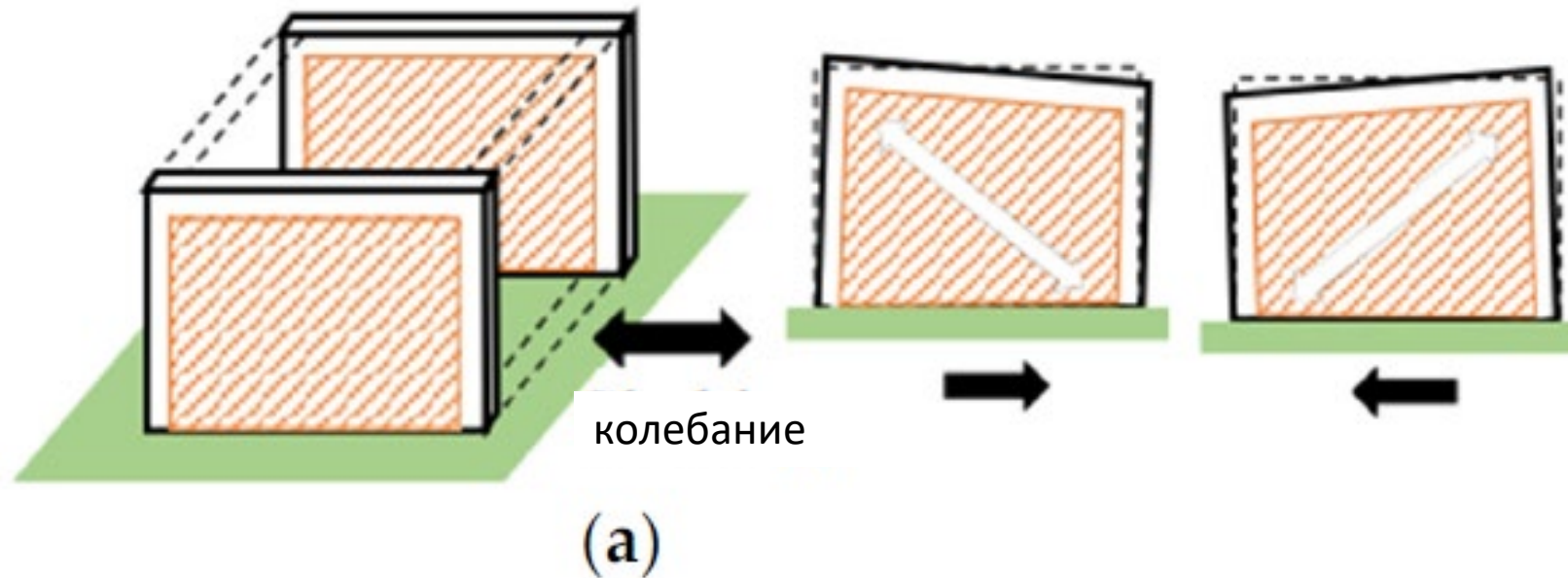
Рисунок 3-16. Железобетонные горизонтальные обвязки и детали перекрытия

Здание со стенами комплексной конструкции

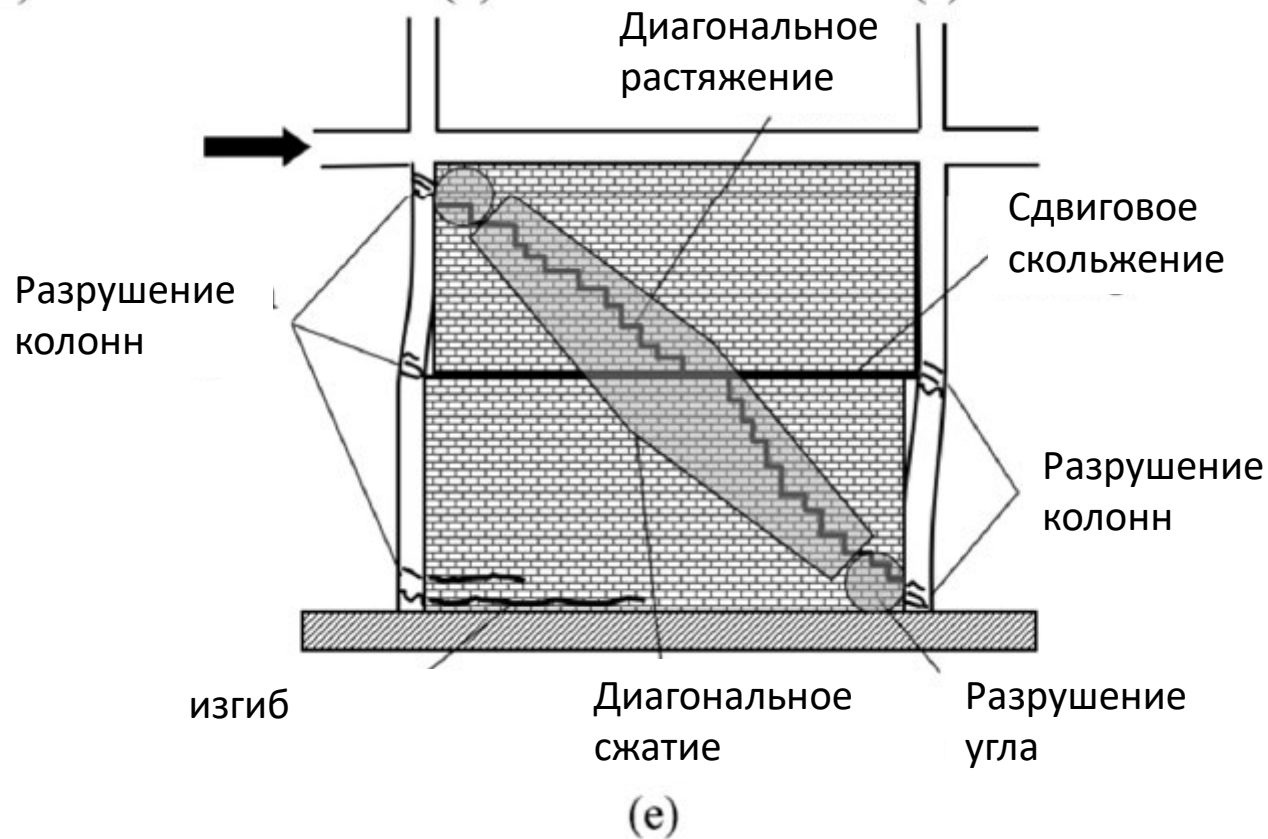
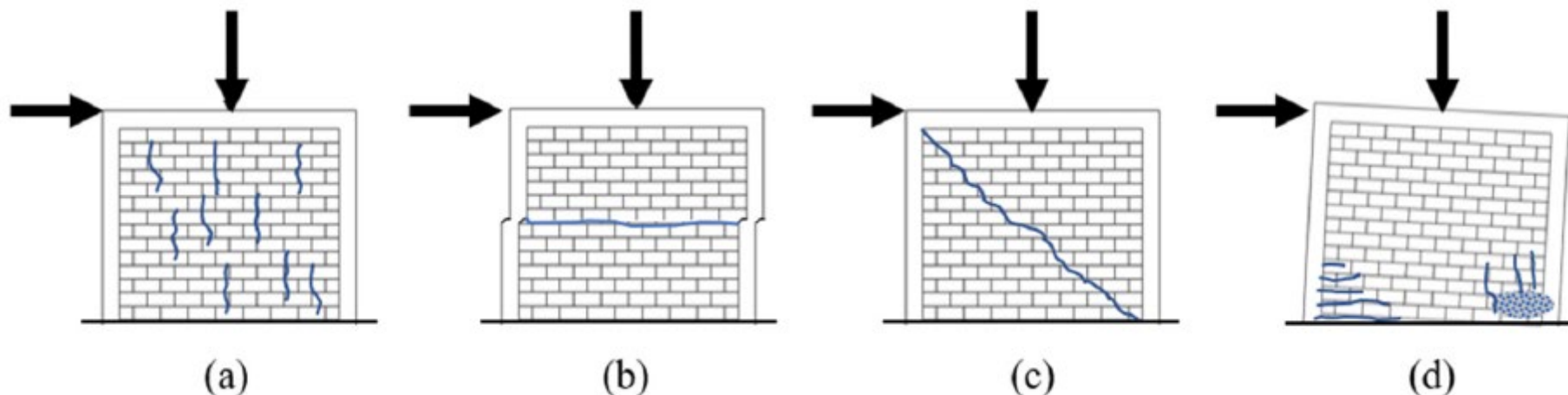




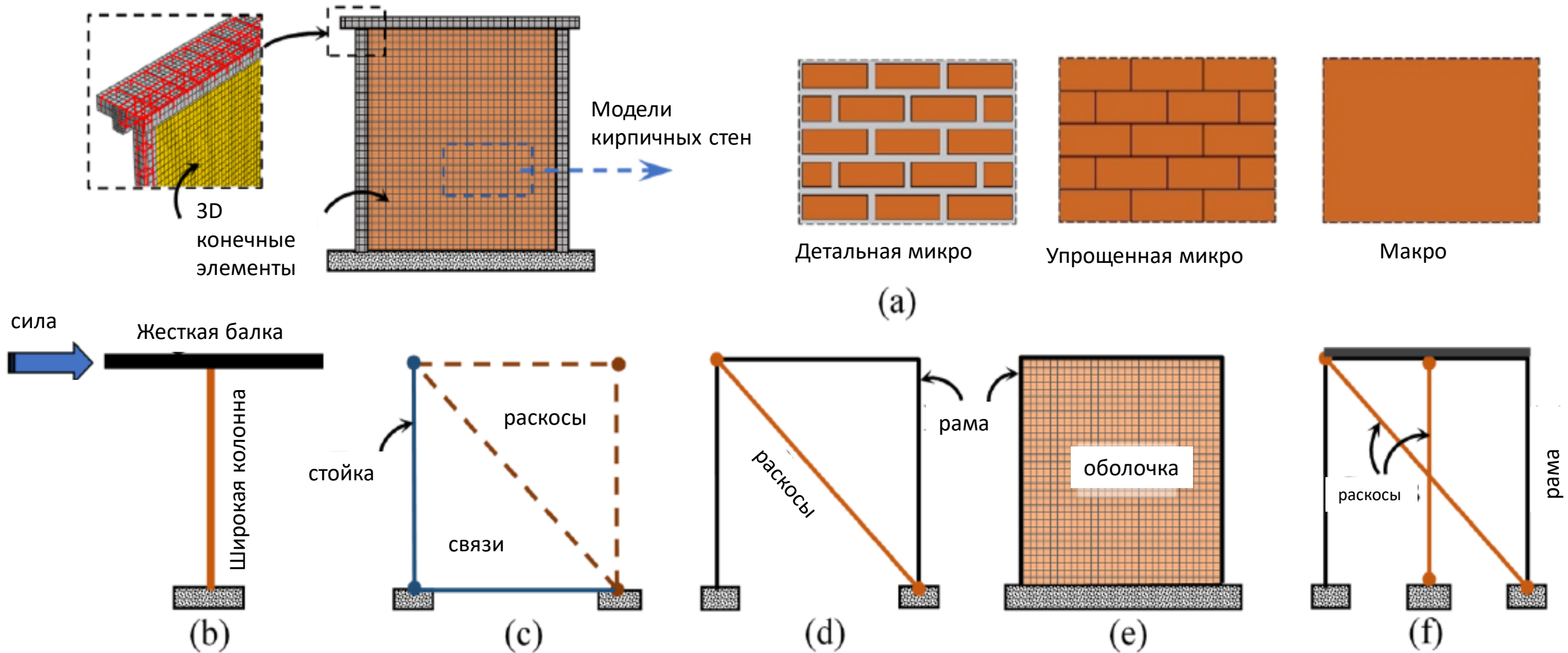
Сравнение стен обычной кладки (a), заполнения каркаса (b) и комплексной конструкции (c)



Поведение
комплексной
конструкции в
плоскости (a) и из
плоскости (b)



Возможные разрушения стен комплексной конструкции в плоскости: разрушение кладки при сжатии (a), при сдвиге (b), диагональном растяжении (c), при изгибе (d), разные сочетания разрушения в плоскости (e)



Моделирование стен комплексной конструкции: а) метод конечных элементов, б) метод широких колонн, в) метод раскосов и связей, г) метод эквивалентных раскосов, д) метод эквивалентных оболочек, е) метод вертикально-диагональных раскосов

Оценка сейсмостойкости зданий

14.2.1 СН КР 22-01:2018* Соответствие зданий существующей застройки расчетным требованиям настоящих норм установлено с помощью коэффициента r_s , определяемого по формуле:

$$r_s = C/D$$

C — показатель, характеризующий фактическую расчетную несущую способность рассматриваемой конструктивной системы или её элементов;

D — показатель, характеризующий требуемую по действующим нормам расчетную несущую способность рассматриваемой конструктивной системы или её элементов.

14.2.2 СН КР 22-01:2018* В качестве показателей **C** и **D** могут приниматься:

2а) величины поэтажных сейсмических нагрузок на здание;

2в) величины поперечной силы в основании здания или в уровне рассматриваемого этажа;

2с) величины усилия от сейсмических нагрузок в сечениях конструкций.

14.1.4 В расчетах здания следует определять:

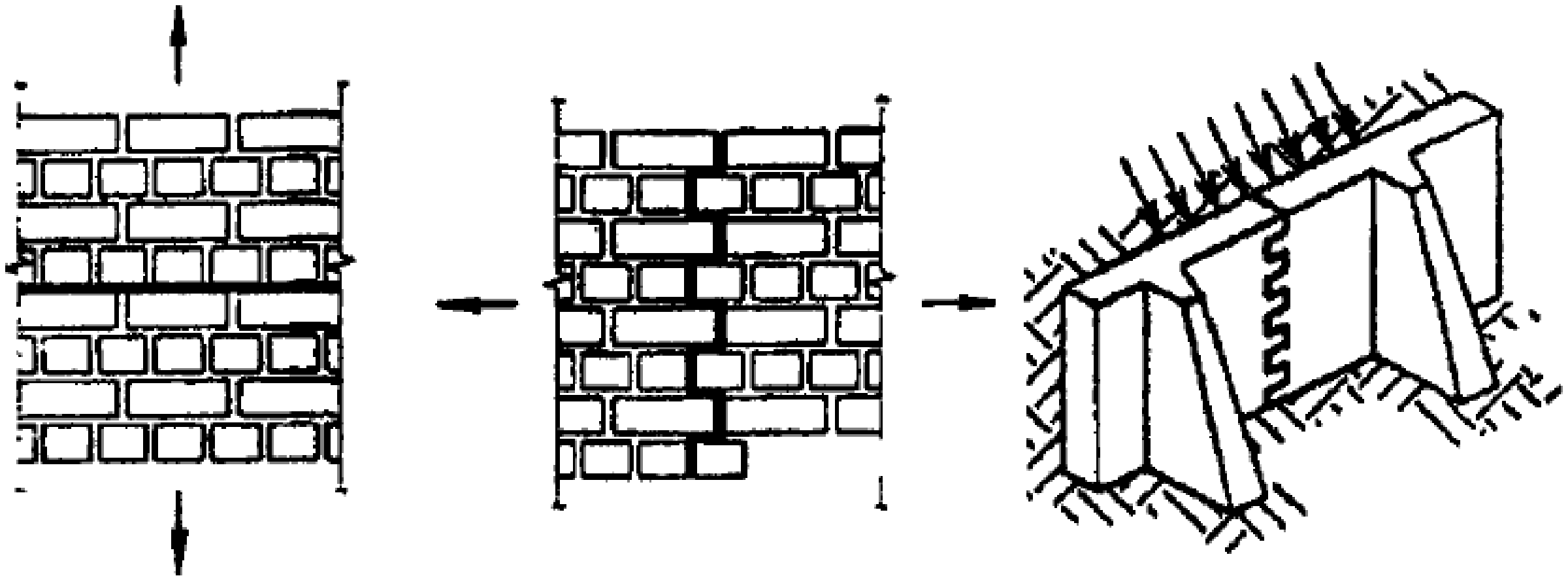
- Максимальное перемещение смежных отсеков здания для уточнения требуемых величин антисейсмических швов;
- Горизонтальный перекося этажей здания для предотвращения разрушений стеновых заполнений, перегородок и других ненесущих конструктивных элементов;
- Коэффициент сейсмостойкости для проверки фактической расчетной несущей способности конструкции при сейсмическом воздействии.

14.1.6 При выполнении расчетов следует проверить сечения элементов, имеющие дефекты и повреждения, а также сечения, в которых при обследовании выявлены зоны бетона, прочность которых меньше проектной на 20 % и более. Учет дефектов и повреждений производится путем уменьшения вводимой в расчет площади сечения арматуры или бетона. Также необходимо учитывать влияние дефектов и повреждений на эксцентриситет продольной силы.

14.1.7 Для определения спектров расчетных реакций по СН КР 20-02:2024, значение периода колебаний зданий и сооружений T рекомендуется замерить экспериментально.

$$0 \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (7.6)$$

$$T \geq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \quad \text{но не менее } \beta \cdot a_g, \quad (7.7)$$



Растяжение кладки по (а) неперевязанному сечению; (b) по перевязанному сечению, (с) при изгибе по перевязанному сечению

Следует руководствоваться положениями основных норм в области проектирования.

Например, при проектировании каменных и армокаменных конструкций следует опираться на положения СП 15.13330.2012

7 Расчет элементов конструкций по предельным состояниям первой группы (по несущей способности)

Центрально-сжатые элементы

7.1 Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии следует производить по формуле

$$N \leq m_g \varphi R A, \quad (10)$$

где N – расчетная продольная сила;

R – расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по таблицам 2–10;

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по 7.2;

A – площадь сечения элемента;

m_g – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки и определяемый по формуле (16) при $e_{0g} = 0$.

При меньшем размере прямоугольного поперечного сечения элементов $h \geq 30$ см (или с меньшим радиусом инерции элементов любого сечения $i \geq 8,7$ см) коэффициент m_g следует принимать равным единице.

Центрально-растянутые элементы

7.19 Расчет элементов неармированных каменных конструкций на прочность при осевом растяжении следует производить по формуле

$$N \leq R_t A_n, \quad (22)$$

где N – расчетная осевая сила при растяжении;

R_t – расчетное сопротивление кладки растяжению, принимаемое по таблицам 10 – 12 по перевязанному сечению;

A_n – расчетная площадь сечения нетто.

Примечание – Проектирование элементов каменных конструкций, работающих на осевое растяжение по неперевязанному сечению, не допускается.

2с) Величины усилия от сейсмических нагрузок в сечениях конструкций

Внутренние усилия (например:) конструкций рамы, полученные из результатов расчета по спектральному методу согласно СН КР 20-02:2018*, называются требуемой несущей способностью **D** (изгибающий момент M_3 , продольное усилие N и сдвигающая сила V_2).

Способность сечения стен выдерживать изгиб M_{ult} и сдвиг Q_{ult} называется фактической несущей способностью **C** в соответствии с положениями СП 15.13330.2012 по предельным состояниям.

Соотношение фактической/требуемой несущих способностей **C/D** отражает способность конструктивного элемента противостоять требуемой сейсмической нагрузке (исходя из оценки в определенном участке конструкции).

Комплексные конструкции

Обычная практика строительства комплексных конструкций:

- [1] вертикальные железобетонные включения
- [2] арматурная сетка, устанавливаемая горизонтальных стыках

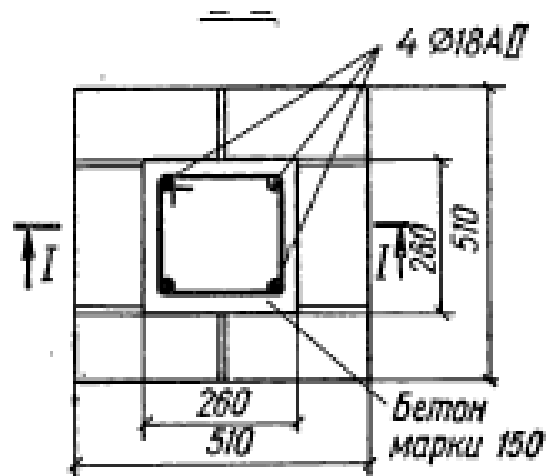


Рис. 44. Армирование столба комплексной конструкции (к примеру 39).

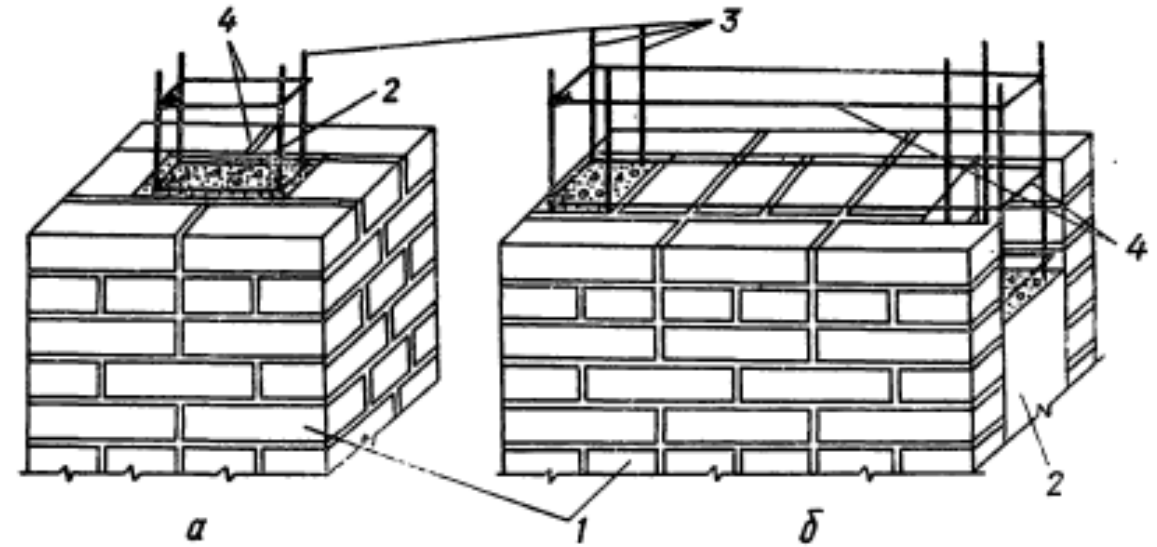


Рис. 42. Элементы кирпичной кладки, усиленные железобетоном (комплексная конструкция):

a — с расположением железобетона внутри кладки; *б* — то же, в штрабах кладки; 1 — кирпичная кладка; 2 — бетон; 3 — продольная арматура; 4 — хомуты.

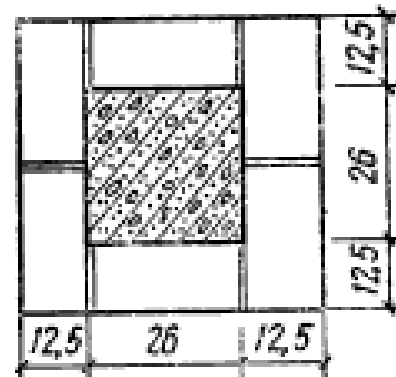


Рис. 43. К примеру 39

Поляков Л.П., 1980

Комплексные конструкции

ЖБ вертикальные включения:

- минимальные размеры - 120x250 мм
- + арматурные стержни – А500С 2Ø12 мм

$A_s < 1.5\%A_b$

Хомуты А240 Ø10 мм, шаг - 300 мм

- Марка бетона – В15

[средняя прочность на сжатие – **19.65 МПа**]

- Бетонный слой – 20-25 мм

Сейсмопояс:

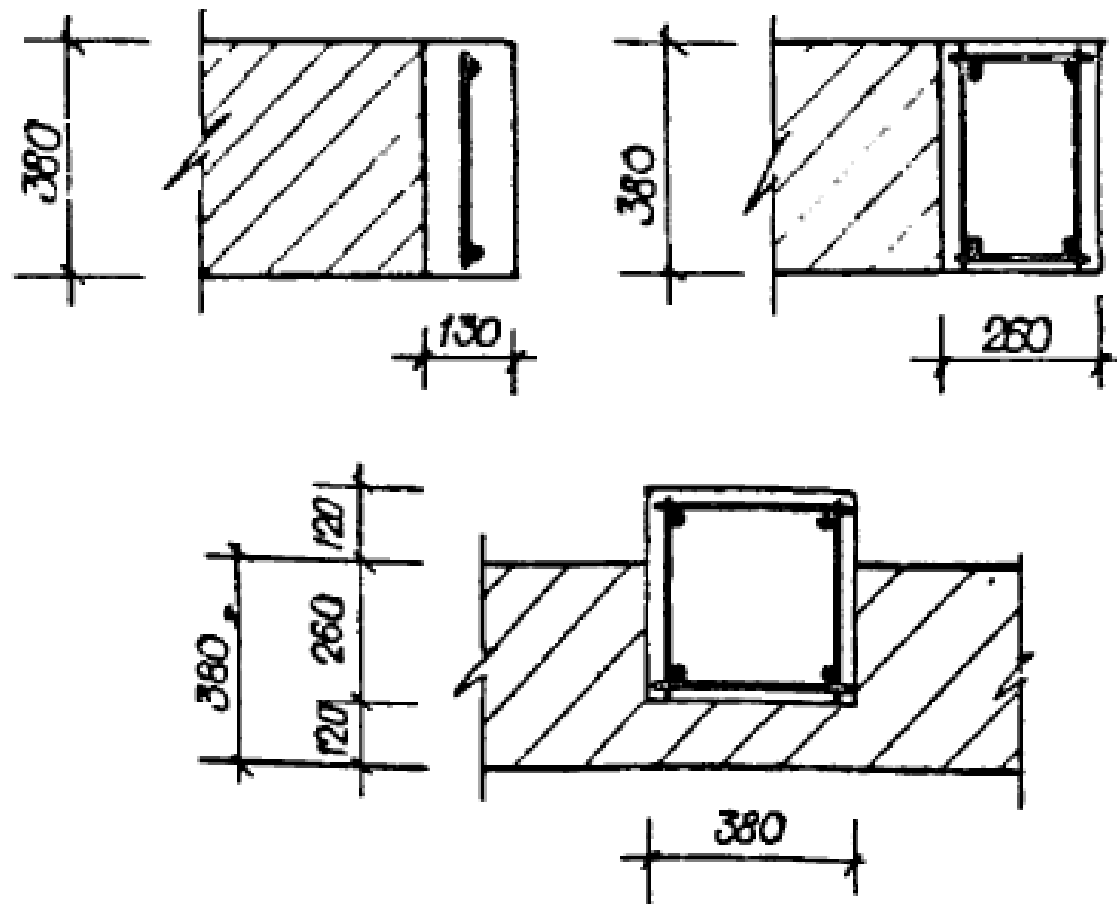
- Арматурный каркас – А500С 4Ø12 мм
- Марка бетона – В12.5 - В15

Марка кирпича: М100, ГОСТ 530-80

[предельная прочность на сжатие - **10 МПа**]

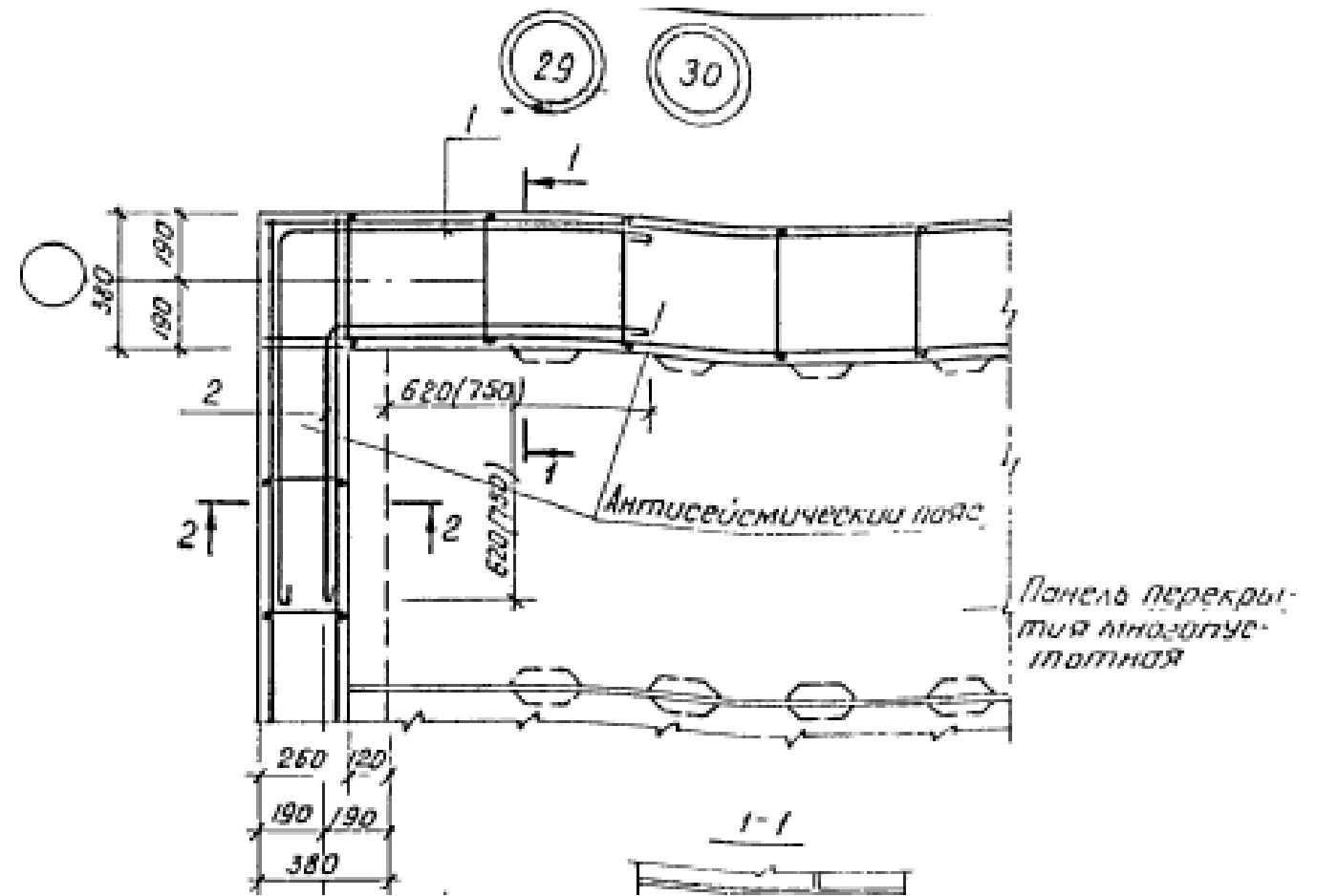
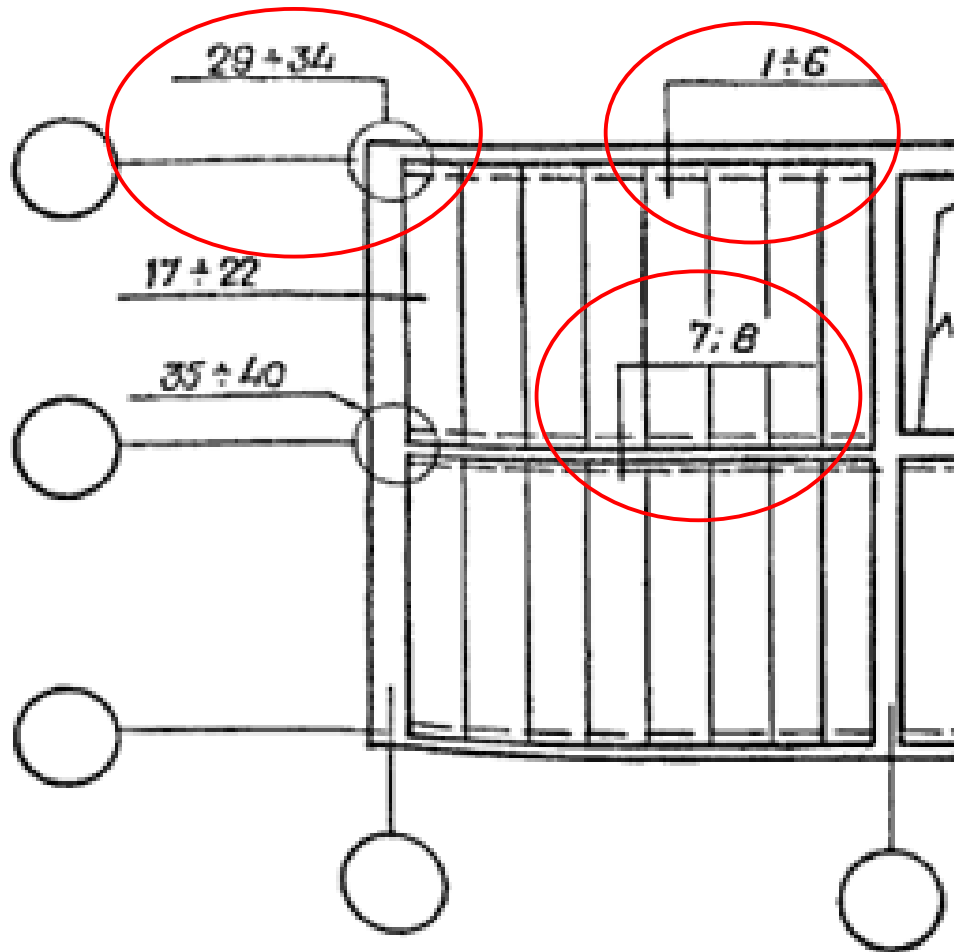
Раствор марки: М50 [5 МПа]

Толщина кладки – 380, 510, 640 мм



Типовая серия 2.130-6с

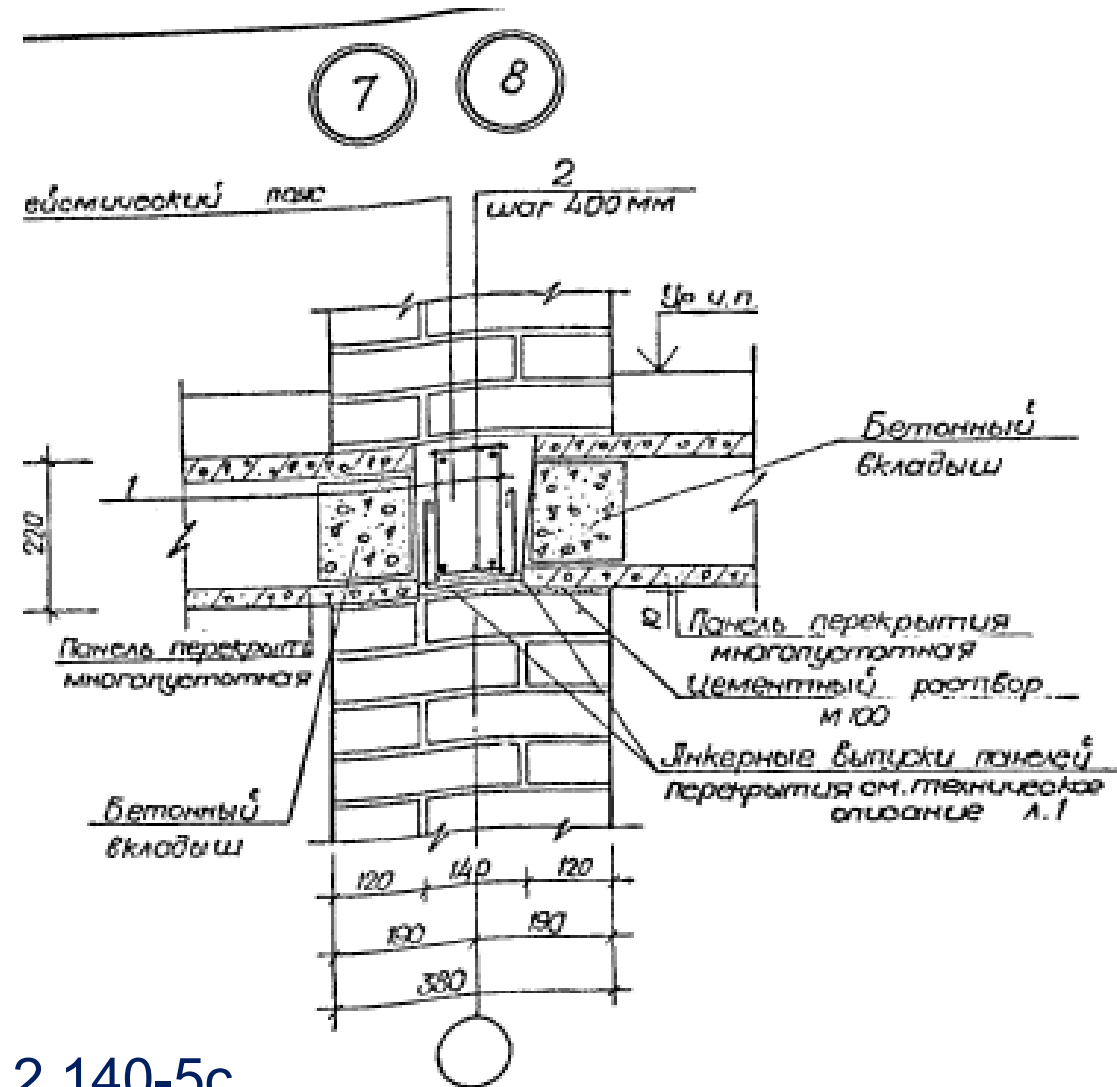
Комплексные конструкции



Типовая серия 2.140-5с

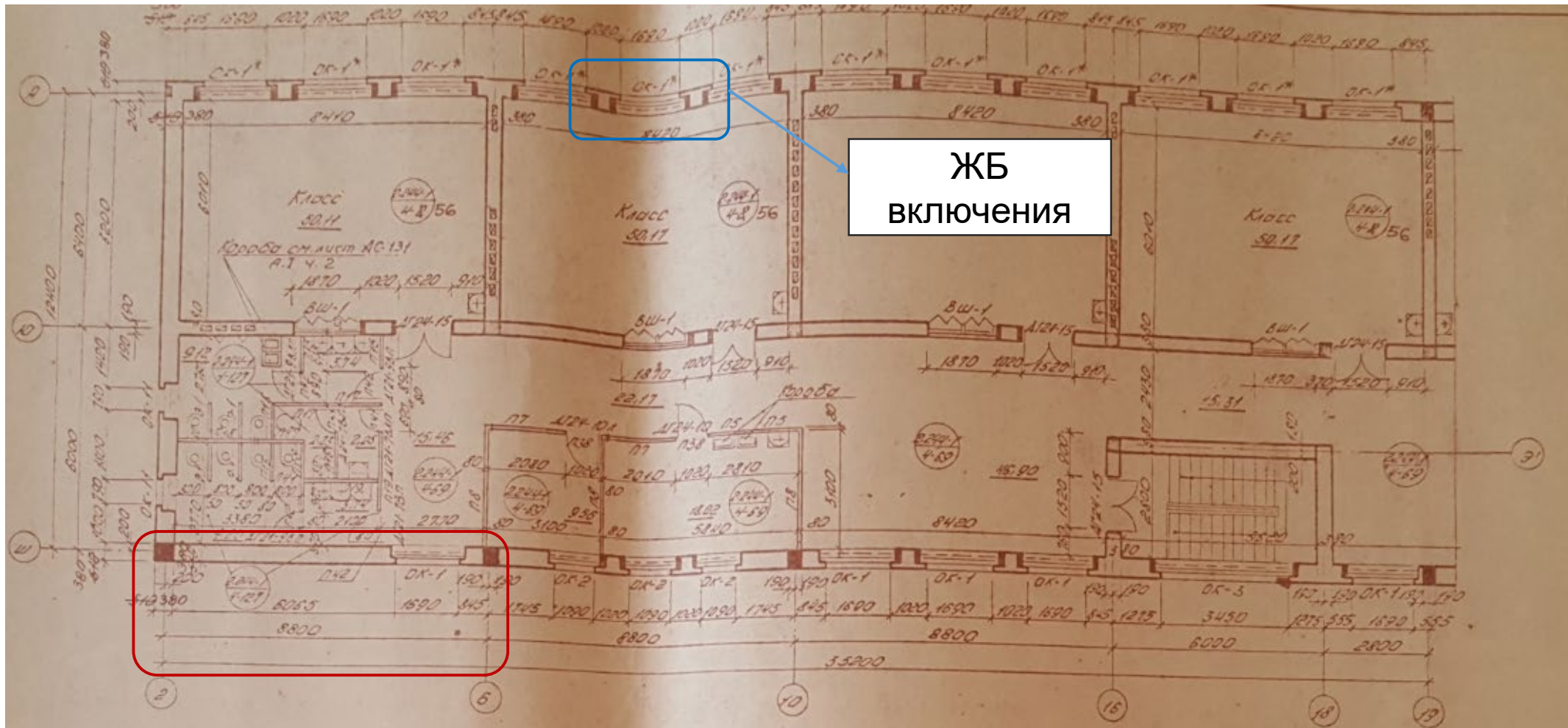
Комплексные конструкции

1 2



Типовая серия 2.140-5с

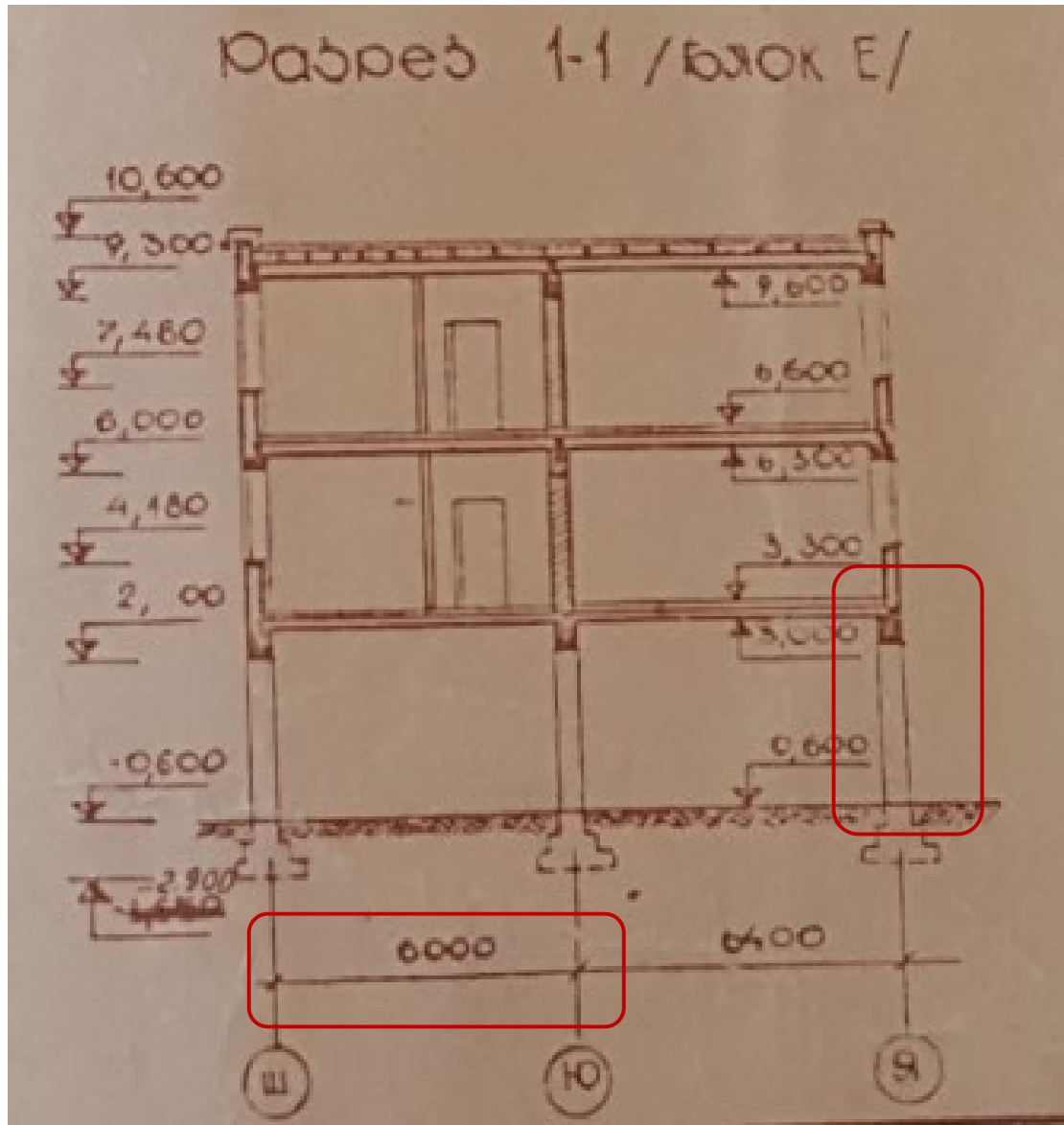
Комплексные конструкции



$L_w = 8.8 \text{ м}$

$L_t = 52.8 \text{ м}$

Комплексные конструкции



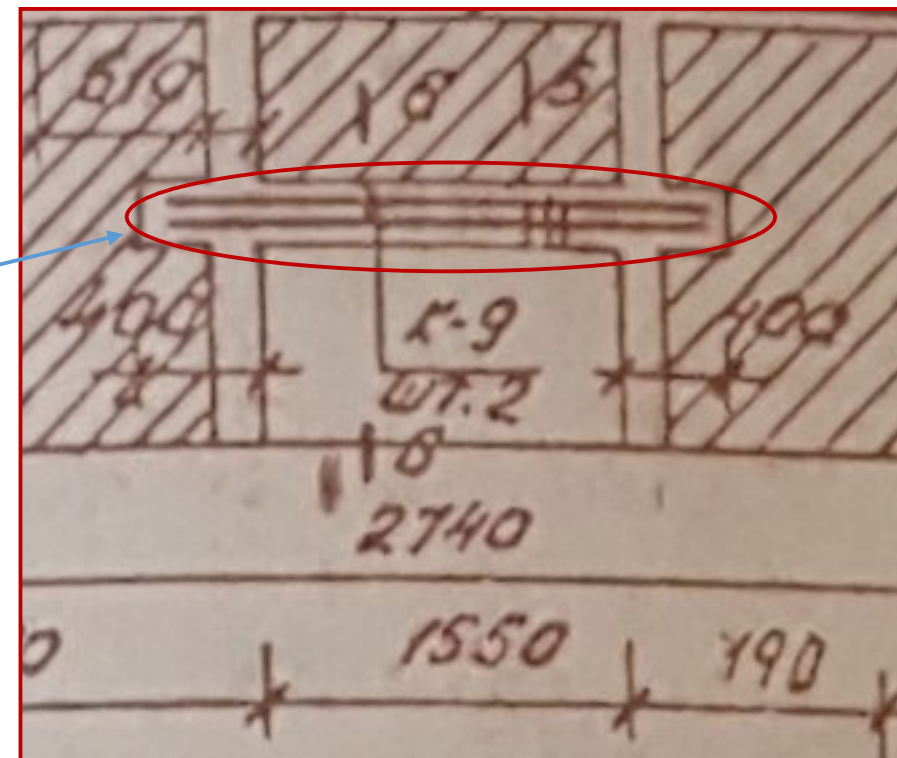
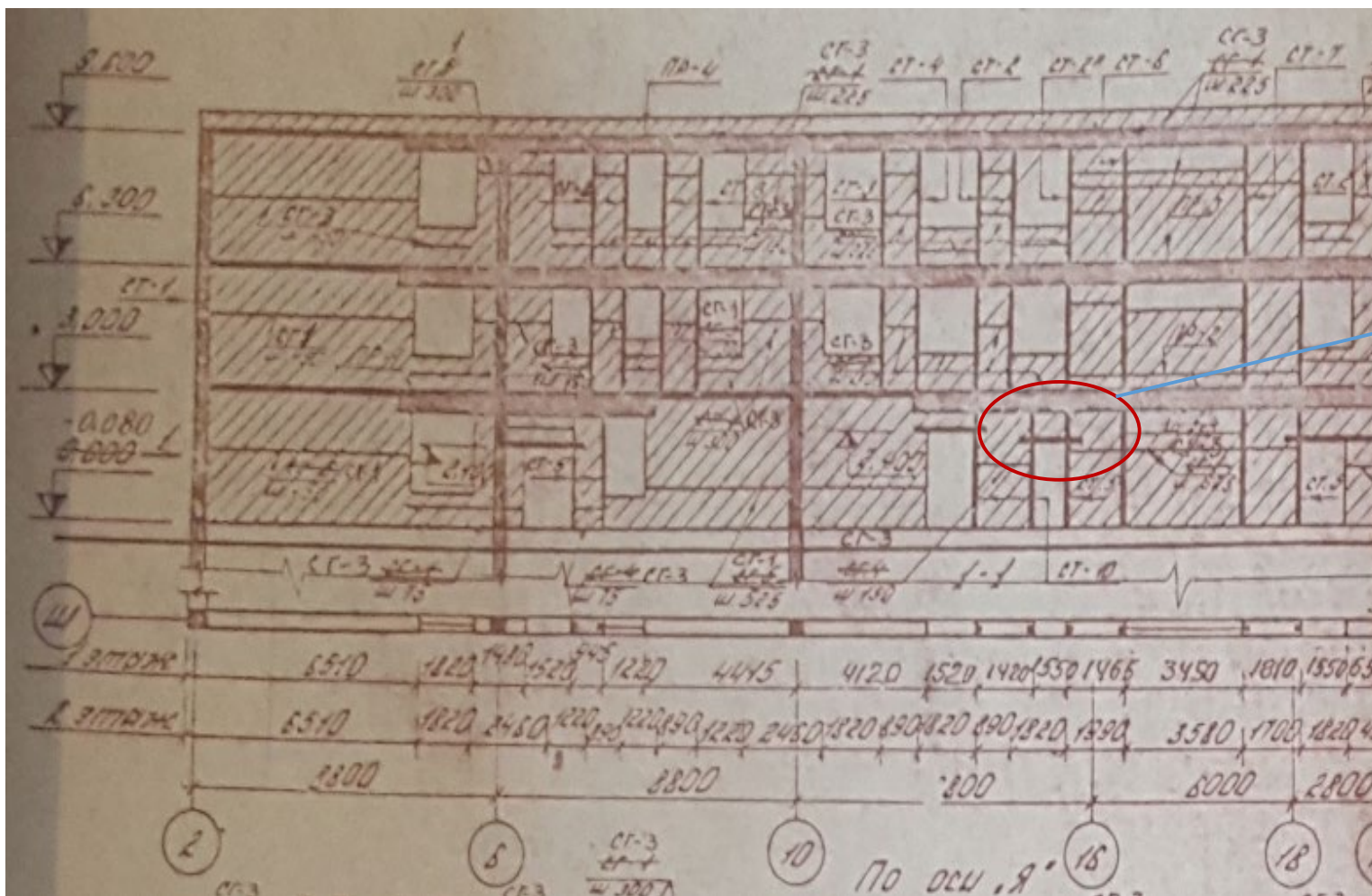
$$H = 3.3 \times 3 = 9.6 \text{ м}$$

$$L = 6 + 6.4 = 12.4 \text{ м}$$

$$t_m = 0.38 \text{ м}$$

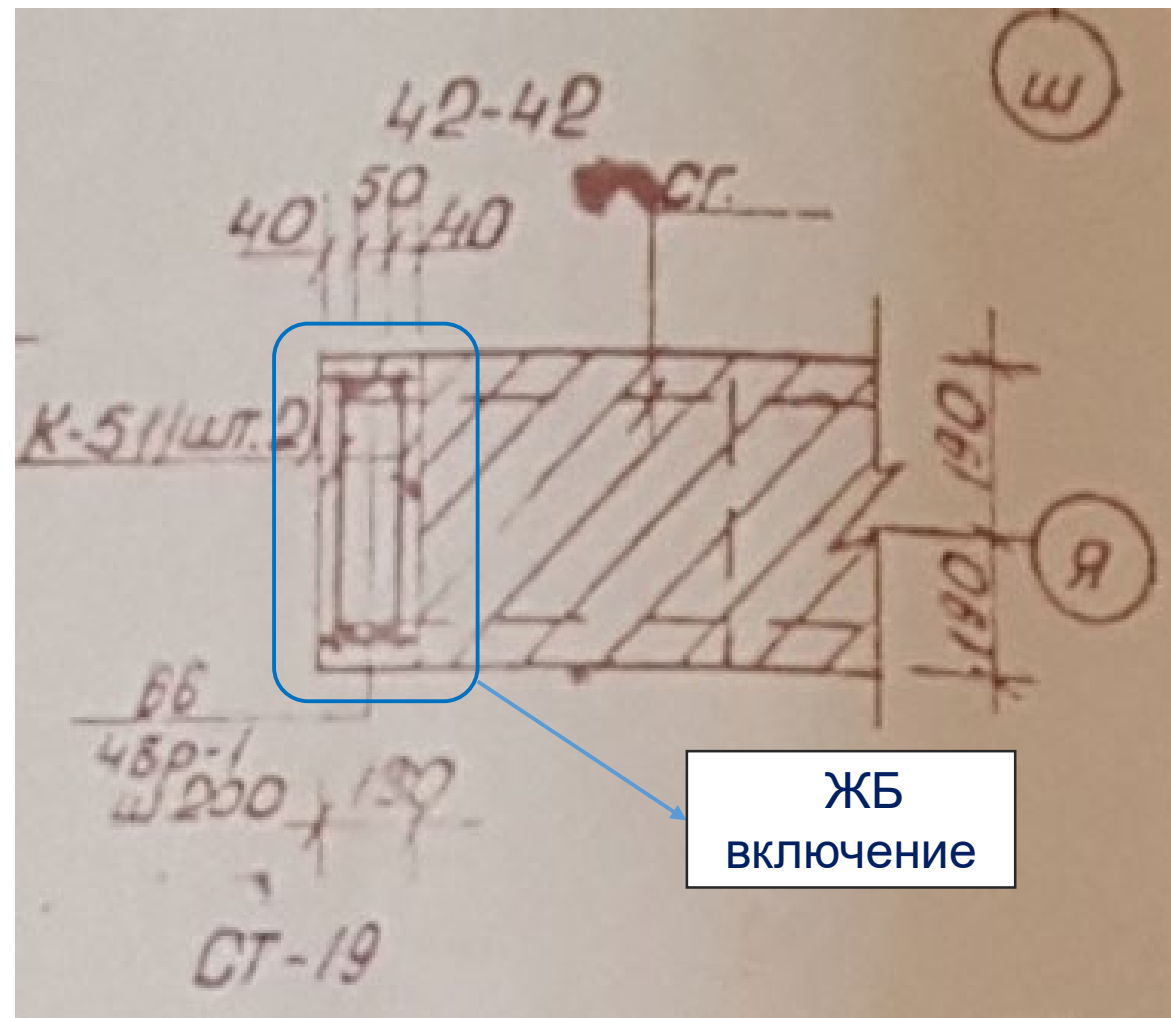
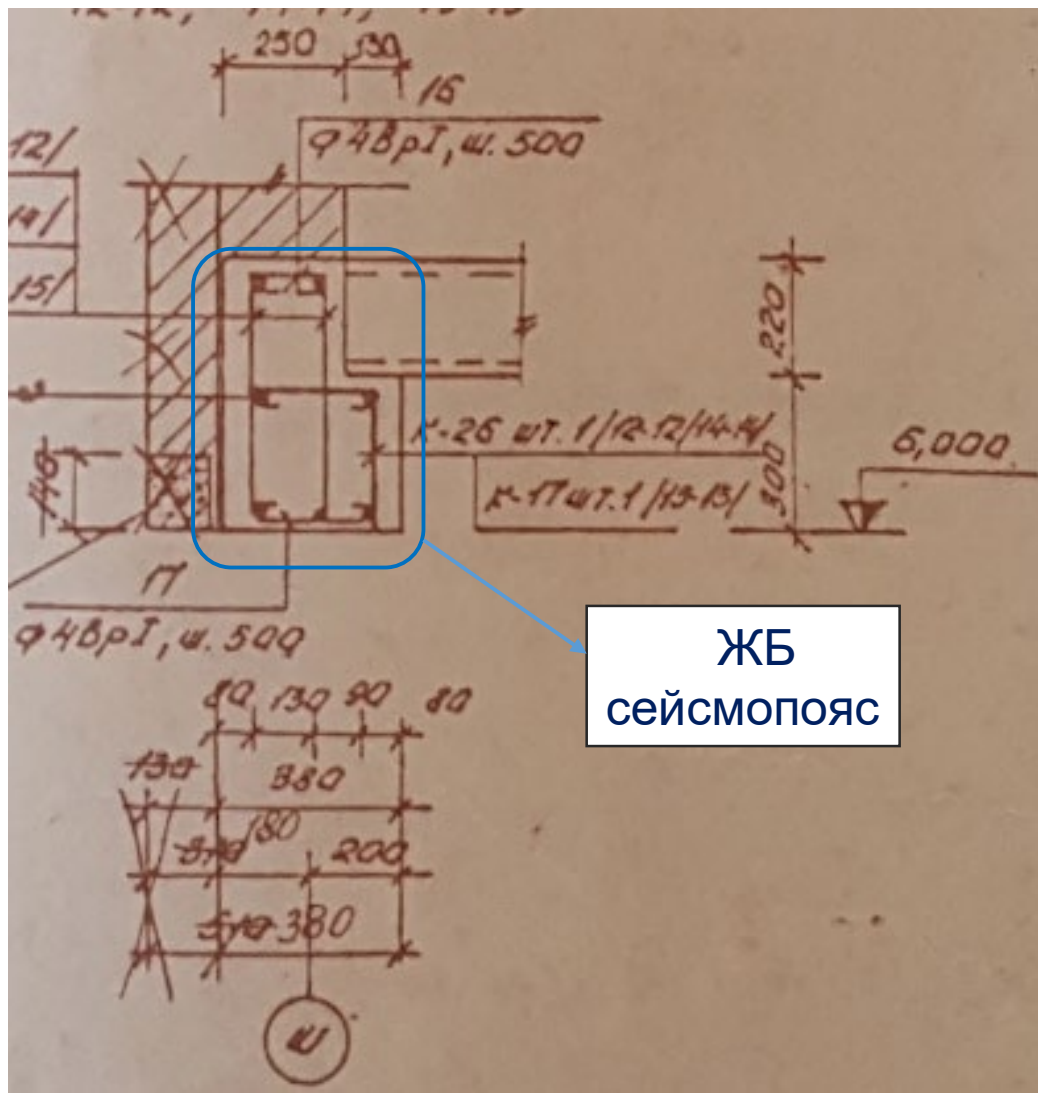
- Высота этажа зданий принимается при сейсмичности 7, 8, 9 и более 9 баллов соответственно 5,0; 4,5; 4,0 и 3,0 м.
- Отношение высоты этажа к толщине стены должно быть не более 12.
- Расстояния между осями поперечных стен или рам должны проверяться расчетом и соответствовать при сейсмичности: 7, 8, 9 и более 9 баллов – 15, 12, 9 и 6 м.

Комплексные конструкции



Глубина опирания ЖБ перемычек не менее 350 мм

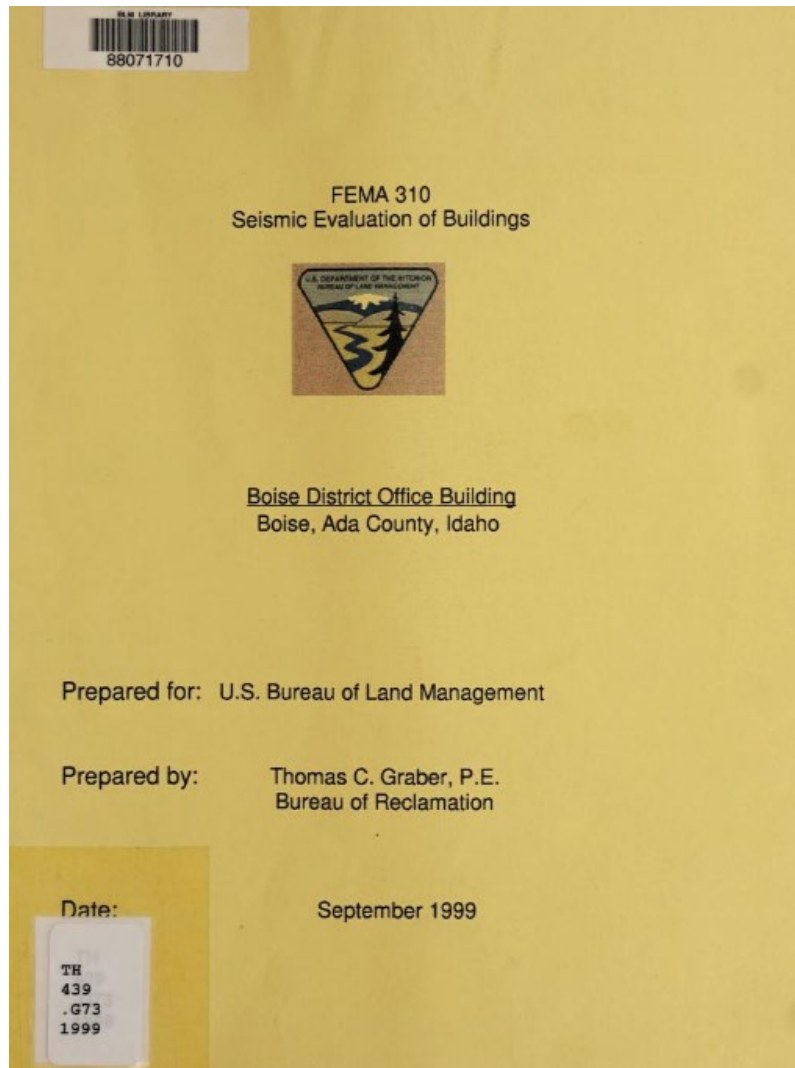
Комплексные конструкции



Сейсмопояс – имеет полку для опирания сборных ЖБ плит перекрытий

Существует несколько полезных публикаций, в которых приводятся примеры расчета и анализа, связанные с оценкой сейсмостойкости зданий из железобетонных и каменных (кирпичных) конструкций. Большинство этих публикаций были опубликованы в США - Федеральным Агентством по чрезвычайным ситуациям (FEMA) и доступны бесплатно в Интернете (на английском языке).

Нормы, используемые для выполнения расчетно-аналитической оценки



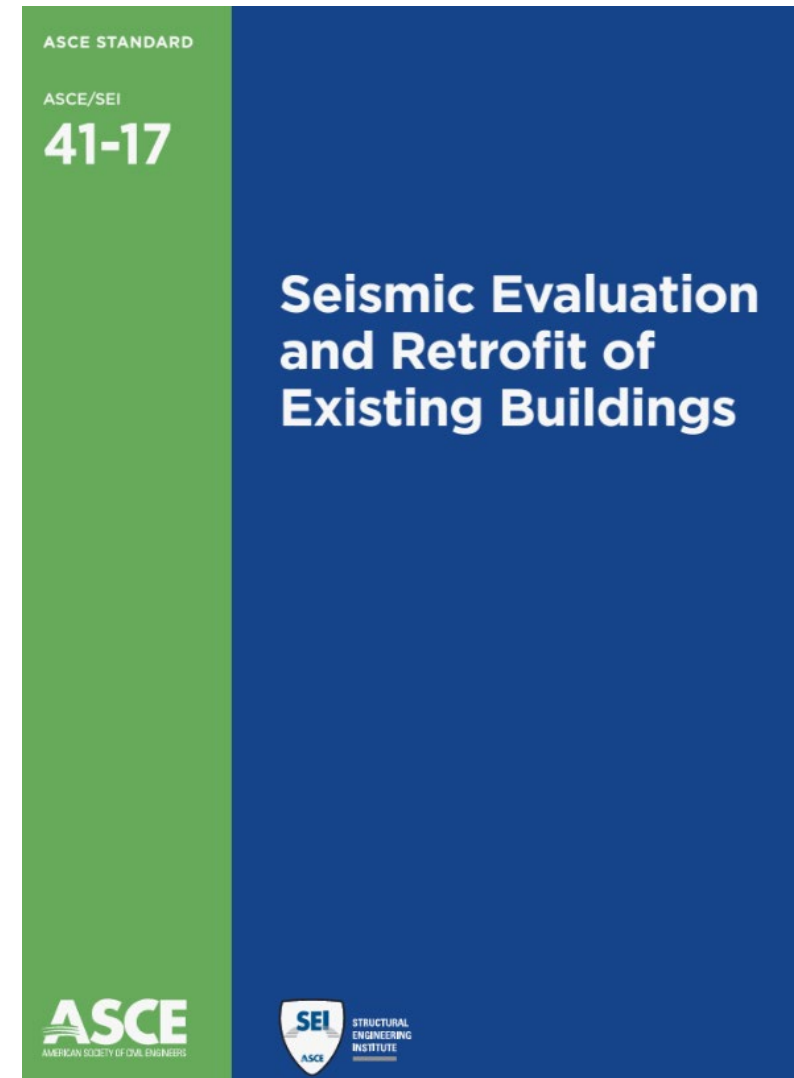
CHAPTER A1 of the GUIDELINES FOR SEISMIC RETROFIT OF EXISTING BUILDINGS

SEISMIC STRENGTHENING PROVISIONS FOR UNREINFORCED MASONRY BEARING WALL BUILDINGS

PREPARED BY THE

STATE EXISTING BUILDINGS COMMITTEE
STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA

SEPTEMBER, 2003



Публикация нормы FEMA P-2006 содержит подробное руководство и примеры расчетов

<https://www.atcouncil.org/docman/fema/300-fema-p-2006>



Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

with Additional Commentary for ASCE/SEI 41-17

FEMA P-2006 / June 2018



FEMA



11.5.3 Flexural Response.....	11-41
11.6 Three-Dimensional Explicit Modeling of Foundation Components.....	11-45
11.6.1 Modeling Foundation Flexibility.....	11-46
11.6.2 Modeling Foundation Capacity.....	11-50
11.7 Kinematic Interaction and Radiation Damping Soil- Structure Interaction Effects.....	11-52
11.7.1 Base Slab Averaging.....	11-52
11.7.2 Embedment.....	11-53
11.7.3 Target Displacement Considering Kinematic Interaction Effects.....	11-54
11.7.4 Foundation Damping Soil-Structure Interaction Effects.....	11-55
11.7.5 Shear Wall Performance Evaluated Using Flexible-Base Building Model Considering Soil- Structure Interaction Effects.....	11-63
12. Unreinforced Masonry Bearing Wall (URM) with Special Procedure.....	12-1
12.1 Overview.....	12-1
12.2 Building Description.....	12-3
12.3 Dead Loads and Seismic Weight.....	12-6
12.4 Live Loads.....	12-8
12.5 Spectral Response Acceleration Parameters.....	12-9
12.6 Tier 1 Screening.....	12-13
12.7 Special Procedure Evaluation and Retrofit Overview.....	12-14
12.8 Condition of Materials.....	12-15
12.9 In-Place Shear Testing.....	12-20
12.10 Masonry Strength.....	12-22
12.11 Diaphragm Evaluation.....	12-33
12.12 In-Plane Demand on Shear Walls.....	12-37
12.13 In-Plane Capacity of Shear Walls of a Wall with Sufficient Capacity.....	12-39
12.13.1 Second Story Side Walls.....	12-41
12.13.2 First Story Side Walls.....	12-42
12.14 In-Plane Capacity of Shear Walls of a Wall without Sufficient Capacity.....	12-44
12.15 Retrofit of a Wall with Insufficient Capacity Using Shotcrete.....	12-47
12.15.1 Method #1.....	12-49
12.15.2 Methods #2 and #3.....	12-52
12.15.3 Shotcrete Wall Design.....	12-57
12.16 Out-of-Plane URM Wall Checks and Strengthening.....	12-61
12.16.1 Brace Design.....	12-65
12.16.2 Parapet Evaluation.....	12-66
12.16.3 Brace Top and Bottom Connection Design.....	12-69
12.17 Wall Tension Anchorage Retrofit Design.....	12-77
12.18 Wall Shear Transfer Retrofit Design.....	12-81
12.19 Summary of Special Procedure Retrofit Measures.....	12-82
12.20 Additional Areas of Revision in ASCE 41-17.....	
13. Unreinforced Masonry Bearing Wall (URM) with Tier 3 Procedure.....	13-1
13.1 Overview.....	13-1

Публикация нормы FEMA P-2139 содержит подробное разъяснение

<https://femap2139.atcouncil.org/reports>



Short-Period Building Collapse Performance and Recommendations for Improving Seismic Design

Volume 1 – Overarching Findings, Conclusions, and Recommendations

FEMA P-2139-1 / November 2020



FEMA



2.3 Prior Analytical Studies of Bilinear SDOF Models

The trend of increased collapse probability for short-period buildings shown in Figure 1-1 is consistent with studies of bilinear (e.g., elasto-plastic) single-degree-of-freedom (SDOF) models dating to the original work in the 1960s and 1970s by Veletsos, Newmark, and others (Veletsos and Newmark, 1960; Veletsos et al., 1965). These studies developed theoretical concepts relating inelastic response spectra to elastic response spectra as a function of ductility, μ , defined as the ratio of maximum inelastic displacement, δ_I , of the SDOF model to the yield displacement, δ_Y , of the SDOF model (i.e., $\mu = \delta_I / \delta_Y$). In the domain of constant acceleration (i.e., when the period, T , of the SDOF model is about 0.125 seconds to 0.5 seconds), the studies found that the maximum inelastic displacement (δ_I) of the yielded SDOF model was greater than the elastic displacement, δ_E , of the model if it were to remain linearly elastic, as shown in Equation 2-1. Equation 2-2 shows the relationship between the yield strength (F_Y) and the maximum elastic force, F_E , that would have been developed by the SDOF model if it were to remain linearly elastic.

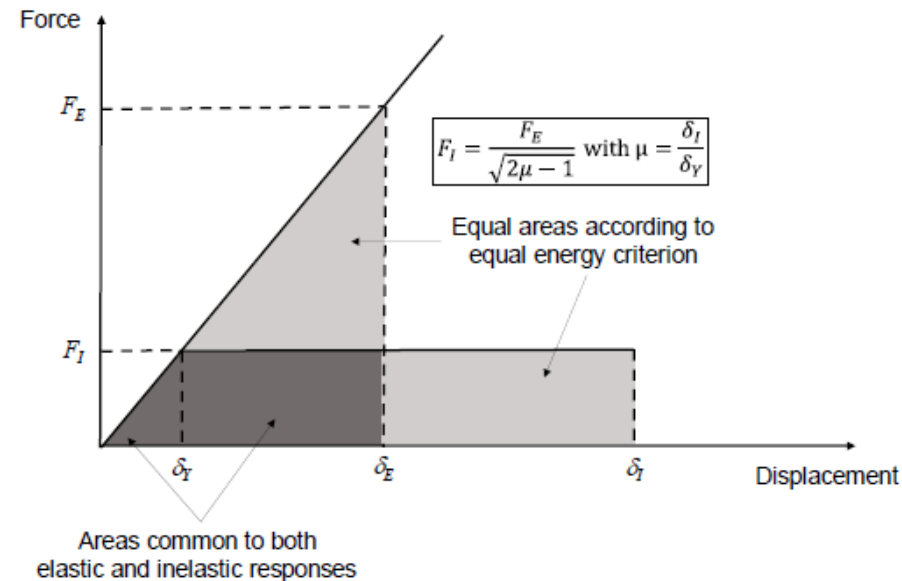


Figure 2-2 Equal energy criterion of an elasto-plastic SDOF model.

Публикация:

"Практическое пособие по проектированию и конструированию сейсмоусиления зданий школ в Кыргызской Республике"

- Светлана Бржев и Улугбек Бегалиев

<https://documents1.worldbank.org/curated/en/765151593525566669/pdf/Practical-Seismic-Design-and-Construction-Manual-for-Retrofitting-Schools-in-The-Kyrgyz-Republic.pdf>



**Практическое пособие по
проектированию и конструированию
сейсмоусиления зданий школ
в Кыргызской Республике**

Светлана Бржев и Улугбек Бегалиев



Дополнительные источники

- World Housing Encyclopedia, *Housing Report. Single-family brick masonry house*, Ulugbek T. Begaliev, Svetlana Uranova, 2002 [\[link\]](#)
- Поляков С.В. (1955). Каменные и армокаменные конструкции зданий (*Masonry and reinforced masonry structures of buildings*), Moscow, 402 pp. (in Russian);
- Поляков Л.П. (1980). Каменные и армокаменные конструкции. Примеры расчета (*Masonry and reinforced masonry structures. Calculation examples*), Kiev, 144 pp. (in Russian);
- Розенблюмас А. М. (1964). Каменные конструкции (*Masonry structures*), Moscow, 302 pp. (in Russian);
- Сафаргалиев С.М. (1992). Сейсмостойкие каменные конструкции (*Earthquake resistant masonry structures*), Alma-Ata, 1992, 236 pp. (in Russian).

Спасибо за
ваше внимание!

