

Министерство образования и науки Украины  
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ВЫСШЕЕ УЧЕБНОЕ ЗАВЕДЕНИЕ  
«ПРИДНЕПРОВСКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ  
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ»

На правах рукописи

**Сопильняк Артем Михайлович**

УДК 624.012.45:624.046

**ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ТРЕХСЛОЙНЫХ ЖЕЛЕЗО-  
БЕТОННЫХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ**

05.23.01 – строительные конструкции здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель:  
доктор технических наук  
профессор Н.В. Савицкий

Днепропетровск - 2015

## Содержание

Введение.....	4
Глава 1	
Состояние вопроса и постановка задач исследования .....	11
1.1 Применение легких бетонов в строительстве.....	11
1.2 Многослойные конструкции с применением легких бетонов .....	19
1.3 Предпосылки к расчету многослойной конструкции .....	28
Выводы по главе.....	31
Глава 2	
Расчет прочности и трещиностойкости трехслойных железобетонных стеновых панелей с монолитной связью.....	33
2.1 Расчет прочности и трещиностойкости трехслойных элементов по методу приведенных сечений.....	33
2.2 Расчет прочности и трещиностойкости трехслойных элементов по предложенному методу.....	36
2.2.1 Физические соотношения.....	38
2.2.2 Расчет прочности, момента образования трещин и деформаций изгибаемых многослойных элементов.....	57
2.3 Сравнение результатов расчетов прочности и трещиностойкости трехслойных элементов .....	65
2.4 Расчет прочности и трещиностойкости трехслойных элементов согласно нормативным требованиям.....	66
2.5 Расчет прочности наклонных сечений.....	71
2.6 Сравнение результатов расчетов прочности по наклонным сечениям трехслойных элементов .....	73
2.7 Расчет по деформациям.....	74
2.8 Расчет прочности контактных швов.....	76
Выводы по главе.....	78
Глава 3	
Экспериментальные исследования. Анализ полученных результатов.....	80
3.1 Подготовка образцов к испытаниям.....	80
3.2 Проведение экспериментальных исследований подготовленных балочных образцов и анализ полученных результатов .....	88
3.3 Прочность нормальных сечений.....	94

3.4 Трещиностойкость и прочность сечений наклонных к продольной оси элемента.....	96
3.5 Сравнение опытных данных с результатами расчета прочности по наклонным сечениям .....	98
3.6 Деформации. Анализ экспериментальных данных.....	101
Выводы по главе.....	103
Глава 4	
Экономическая целесообразность применения трехслойных железобетонных панелей с внутренним слоем из полистиролбетона .....	105
4.1 Приведенное сопротивление теплопередачи трехслойных стеновых панелей массового применения .....	105
4.2 Сравнение стоимости трехслойных стеновых конструкций.....	111
Выводы по главе.....	113
Основные выводы .....	115
Использованные источники .....	117
Приложение А Справки о внедрении результатов исследований .....	133

## ВВЕДЕНИЕ

Сегодня широко распространено строительство зданий с монолитным каркасом, но при строительстве таких домов применяются трудоемкие процессы для выполнения ограждающих конструкций с использованием мелкоштучных элементов, которые значительно увеличивают стоимость строительства. Поэтому возникает необходимость применения индустриальных несущих, самонесущих или навесных ограждающих конструкции.

Традиционные однослойные панели как правило не соответствуют новым требованиям сопротивления теплопередачи.

Введение новых норм по энергосбережению и рост стоимости топливно-энергетических ресурсов дали новый толчок строительной индустрии к созданию и применению энергоэффективных ограждающих панелей.

Как показывает практика, решения панелей с гибкими связями и утеплителя из полимерных материалов недолговечны из-за деструкции утеплителя при эксплуатации. Также недостатком такого вида панелей является трудоемкость и большие тепловые потери из-за большого диаметра и стоимости самих связей, так как они должны быть выполнены из антикоррозионным покрытием или из нержавеющей стали.

Возникает необходимость разработки и обоснование выбранного конструктивного решения многослойных железобетонных ограждающих стеновых панелей.

Одними из таких энергоэффективных ограждающих панелей, в которых одновременно сочетаются несущие и теплозащитные свойства являются трехслойные ограждающие железобетонные панели со средним теплоизоляционным слоем из низкотеплопроводного полистиролбетона.

**Связь работы с научными программами, планами, темами.** Научные исследования, изложенные в данной диссертационной работе, выполнены в соответствии с научно-исследовательской тематикой кафедры железобетонных

и каменных конструкций Государственного высшего учебного заведения «Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры» «Создание методологии рационального проектирования ресурсосберегающих архитектурно-конструктивно-технологических систем для строительства доступного жилья» (государственный регистрационный номер темы 0111U000455, 2011-2012 гг.) и «Разработка научных основ трансформации зданий и жилых комплексов современных крупных городов Украины на основе инновационных экотехнологий» (государственный регистрационный номер темы 0115U000218, 2015-2016 гг.)

**Целью диссертационной работы** является усовершенствование метода расчета на прочность и трещиностойкость и конструктивного решения трехслойных железобетонных ограждающих стеновых панелей.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

- анализ существующего опыта, областей применения и конструктивных решений трехслойных железобетонных ограждающих стеновых панелей;
- разработка конструктивного решения трехслойных железобетонных ограждающих стеновых панелей со средним теплоизоляционным слоем из низкотеплопроводного полистиролбетона;
- разработка методики расчета прочности и трещиностойкости изгибаемых трехслойных железобетонных элементов;
- экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния слоев трехслойных железобетонных элементов;
- определение экономической эффективности трехслойных железобетонных ограждающих стеновых панелей со средним теплоизоляционным слоем из низкотеплопроводного полистиролбетона.

### **Объект и предмет исследований.**

Объектом исследования являются самонесущие и навесные трехслойные железобетонные ограждающие стеновые панели многоэтажных и каркасно-панельных зданий.

Предметом исследования является закономерности напряженно-деформированного состояния и теплоизолирующие свойства трехслойных железобетонных ограждающих стеновых панелей.

### **Методы исследований.**

В данной работе применяются методы теории железобетона, численного моделирования, методы технико-экономической оценки проектных решений, а экспериментальные исследования навесных стеновых панелей проведены в соответствии стандартным методикам.

**Научная новизна** полученных результатов состоит в разработке научных положений определения прочности и трещиностойкости трехслойных железобетонных ограждающих стеновых панелей, а именно:

- усовершенствована конструкция трехслойных железобетонных панелей с образованием монолитной связи между слоями;
- впервые получены экспериментальные данные о прочности и трещиностойкости трехслойных железобетонных элементов со средним слоем из полистиролбетона с учетом совместного взаимодействия между слоями при воздействии временной нагрузки;
- усовершенствован метод расчета прочности и трещиностойкости трехслойных конструкций с использованием физической модели железобетона, который использует модельное представление и диаграммы работы материалов;
- получены технические и технико-экономические показатели ограждающих конструкций при условии обеспечения требований современных норм по энергоэффективности.

**Практическое значение полученных результатов** заключается в определении особенностей напряженно-деформированного состояния и разработке рекомендаций по расчету прочности и трещиностойкости многослойных конструкций с теплоизоляционным слоем из низкотеплопроводных легких бетонов, направленных на решение важных социально-экономических проблем энергоэффективности ограждающих конструкций многоэтажных жилых зданий.

Результаты работы могут использоваться в проектных организациях для внедрения при проектировании объектов жилищно-гражданского назначения; используются в учебном процессе на кафедрах железобетонных и каменных конструкций, архитектуры, технологии строительного производства Государственного высшего учебного заведения «Приднепровской государственной академии строительства и архитектуры».

**Личный вклад соискателя** состоит в следующем:

- проведен анализ существующих трехслойных железобетонных ограждающих панелей;
- предложен метод расчета напряженно-деформированного состояния трехслойных железобетонных изгибающихся элементов с теплоизоляционным слоем из низкотеплопроводного полистиролбетона;
- предложена технология изготовления трехслойных железобетонных конструкций с образованием монолитной связи между слоями;
- проведенные опытные исследования напряженно - деформированного состояния трехслойных железобетонных балок-образцов, результаты которых подтверждены теоретическими расчетами;
- выполнено технико-экономическое обоснование трехслойных железобетонных ограждающих панелей с теплоизоляционным слоем из полистиролбетона.

### **Апробация результатов.**

Основные результаты работы докладывались на международных научно-практических конференциях:

-на VII международной научно-практической конференции «Інноваційні технології життєвого циклу об'єктів житлово-громадського, промислового і транспортного призначення» (г. Гаспра, 2009 г.);

-на VIII международной научно-практической конференции «Інноваційні технології життєвого циклу об'єктів житлово-громадського, промислового і транспортного призначення» (г. Алушта, 2010 г.);

-на научных семинарах кафедры железобетонных и каменных конструкций ГВУЗ ПГАСА 2009 - 2015 гг.

**Публикации.** Основные положения и выводы диссертации отражены в 12 научных работах, опубликованы в изданиях внесенных в перечень специальных изданий.

1. Сопильняк А. М. Трехслойные железобетонные ограждающие стеновые панели / Н. В. Савицкий, А. М. Сопильняк // Строительство, материаловедение, машиностроение // Днепропетровск, ПГАСА, 2009. – Вып. 50. – С. 482 - 486.

2. Сопильняк А.М. Оценка несущей способности и эксплуатационной пригодности гибких связей трехслойных железобетонных стеновых панелей / М. В. Савицкий, А. М. Зинкевич, А. М. Сопильняк // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – Львів, Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2010. – Вип. № 664. – С. 179 - 183.

3. Сопильняк А.М. Методы определения прочности и трехслойных железобетонных стеновых панелей / А. М. Сопильняк, Н. В. Савицкий, К. В. Шляхов // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) / – Київ, ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74: В 2-х кн.: Книга 1. – С. 640 - 644.



4. Сопильняк А.М. Прочность трехслойных железобетонных элементов / А. М. Сопильняк, Н. В. Савицкий // Строительство, материаловедение, машиностроение. Днепропетровск, ПГАСА, 2011. – Вып. 58. – С. 648 - 650.

5. Сопильняк А.М. Расчет прочности и трещиностойкости трехслойных железобетонных стеновых панелей / Н. В. Савицкий, К. В. Шляхов, А. М. Сопильняк // Строительство, материаловедение, машиностроение. Днепропетровск, ПГАСА, 2011. – Вып. 61. – С. 416 - 419.

6. Сопильняк А.М. Особенности изготовления трехслойных железобетонных конструкций / Н. В. Савицкий, А. М. Сопильняк, Н. В. Панченко // Строительство, материаловедение, машиностроение. Днепропетровск, ПГАСА, 2012. – Вып. 65. – С. 521 - 524.

7. Сопильняк А.М. Результаты испытаний прочности и трещиностойкости трехслойных железобетонных балок / А. М. Сопильняк, Н. В. Савицкий // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ, ПГАСА, 2013. – Вип. 1-2. – С. 54 - 58.

8. Сопильняк А.М. Экспериментальные исследования прочности и трещиностойкости трехслойных железобетонных балок / А. М. Сопильняк, Н. В. Савицкий // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, ОДАБА, 2013. – Вип.49. Частина 1. – С. 319 - 324.

9. Sopilnyak A M. Strength and crack resistance of three-layer concrete beams / A M. Sopilnyak, N. V. Savitskiy. // Строительство, материаловедение, машиностроение. Днепропетровск, ПГАСА, 2013. – Вып. 68. – С. 363 - 367.

10. Сопильняк А. М. Анализ результатов испытаний трехслойных железобетонных балок по прочности и трещиностойкости / А. М. Сопильняк, А. А. Несин, К. В. Шляхов, Н. В. Савицкий // Строительство, материаловедение, машиностроение. Днепропетровск, ПГАСА, 2014. – Вып. 75. – С. 241 - 246.

11. Сопильняк А. М., Савицкий Н. В. Анализ полученных результатов при испытании трехслойных железобетонных балок со средним слоем из полистиролбетона. / А. М. Сопильняк, Н. В. Савицкий // Zbiór raportów naukowych.

„Osiągnięcia naukowe, rozwój, propozycje na rok 2014,,. (29.12.2014 - 30.12.2014 )  
– Warszawa: Wydawca: Sp. z o.o. «Diamond trading tour», 2014. – 104 str. ISBN:  
978 - 83 - 64652 - 76 - 9 (t.1).

12. Сопільняк А.М. Результати дослідження тришарових залізобетонних балок на тріщиностійкість / А. М. Сопільняк //Строительство, материаловедение, машиностроение. Днепропетровск, ПГАСА, 2015. – Вып. 81. – С. 224 - 228.

## ГЛАВА 1

### СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ ИССЛЕДОВАНИЯ

#### 1.1 Применение легких бетонов в строительстве

Легкие бетоны находят в строительстве возрастающее применение. Они становятся более эффективными материалами конструкционного, конструкционно-теплоизоляционного и теплоизоляционного назначения за счет своих положительных качеств. Конструкции из легких бетонов позволяют улучшить теплотехнические и акустические свойства зданий, значительно снизить их массу, успешно решить проблему объемного и многоэтажного строительства, а также строительства в сейсмических районах. Применение легких бетонов позволяет уменьшить стоимость строительства на 10...20%, снизить трудовые затраты на стройках до 50%, увеличить производительность труда на 20%. Развитие производства бетонов с применением пористых заполнителей характерно как для нашей страны, так и зарубежного строительства [57].

Из легких бетонов изготавливают разнообразные конструкции. Из конструкционно-теплоизоляционного бетона делают панели и блоки стен зданий, плиты совмещенных кровель и другие конструкции. Стеновые панели выпускают с наружными (фасадными) поверхностями, не требующими дополнительной отделки в построечных условиях. Отделку панелей плитками, декоративным бетоном, окраской производят непосредственно на заводе. Из конструкционного легкого бетона изготавливают несущие конструкции: плиты перекрытий и покрытий, другие элементы жилых и общественных зданий.

Используют легкобетонные конструкции и изделия в различных областях строительства: для мостовых конструкций в транспортном строительстве, в элеваторостроении и элементах животноводческих помещений, для ряда конструкций промышленных зданий [58, 99, 111].

Сегодня изделия и конструкции из легкого бетона в основном применяются при строительстве зданий жилищно-гражданского назначения. Для малоэтажного строительства используют конструкционные и конструкционно-теплоизоляционные легкие бетоны в виде блоков наружных и внутренних несущих и самонесущих стен, в монолитном виде при устройстве перекрытий. Теплоизоляционные легкие бетоны как в виде блоков так и в монолитном варианте используются в качестве утеплителя при устройстве кровли, или среднего слоя для многослойных ограждающих конструкций.

Бетоны называются легкими, если в сухом состоянии их средняя плотность не выше 2000 кг/м<sup>3</sup>. Снижения их массы достигают в основном за счет облегчения заполнителя, иногда еще путем поризации вяжущей части.

Наибольшее применение у нас в стране получили легкие крупнопористые бетоны с применением в них керамзита — керамзитобетон. Нередко вносят в бетон примесь еще более легких заполнителей, например перлита в виде песка. Так, известную распространенность получил поризованный керамзитобетон с вспученным перлитовым песком. Такой бетон используется как стеновой материал отапливаемых зданий высотой до четырех этажей, которые подвергают двустороннему оштукатуриванию, чтобы исключить продуваемость стен.

Другой разновидностью легкого бетона, как отмечалось выше, является поризованный, который отличается тем, что в нем имеется не только легкий заполнитель, но и специально поризованный цементный камень. Последнее достигается введением поризующих веществ (пены), причем замкнутые поры заполняются воздухом. Эта разновидность бетона обладает улучшенными тепло-

техническими свойствами и поэтому применяется как теплоизоляционный или конструктивно-теплоизоляционный материал в стеновых ограждающих конструкциях. Следует, однако, отметить, что при изготовлении он требует дополнительных трудозатрат и поэтому применяется сравнительно редко.

Ячеистые бетоны используются гораздо чаще крупнопористых и поризованных. Они имеют своеобразную ячеистую — структуру макропор, равномерно распределенных в объеме бетона и разделенных друг от друга тонкими и достаточно прочными перегородками (мембранами).

У ячеистых, как и у поризованных, бетонов цементный камень в результате добавления в свежеизготовленную массу добавки — порообразователя. В отличие от поризованных, производство ячеистых бетонов сопровождается более выраженным эффектом вспучивания исходной смеси.

Вспучивание любого вяжущего вещества, как неорганического, так и органического, чаще всего достигается под влиянием вводимых в смесь добавочных реагентов. В результате взаимодействия реагирующих веществ в смеси выделяется газ, например водород или кислород. Кроме химических методов поризация со вспучиванием может проходить механическим путем за счет образования в смеси устойчивой пены. В связи с этим ячеистые бетоны разделяют на газобетоны и пенобетоны.

При изготовлении армированных изделий из газо- и пенобетона, газо- и пеносиликата рекомендуется предварительная антикоррозионная обработка стальной арматуры, например путем нанесения на нее покрытия. Важны тепло-технические свойства ячеистых бетонов, особенно при использовании их в качестве стеновых и других ограждающих конструкций.

По огнестойкости многие ячеистые бетоны превосходят тяжелые цементные бетоны вследствие пониженного содержания в них гидратных соединений, которые являются наиболее уязвимыми к воздействию высоких (экстремальных) температур.

Дополнительно следует отметить, что прочность, как и другие свойства ячеистых бетонов, обусловлена структурой, ее пористостью и поэтому находится в прямой зависимости от величины средней плотности. Если же средняя плотность остается постоянной, то тогда важнейшим фактором выступает активность вяжущего и оптимальное содержание компонентов в смеси.

Особенности деформативных свойств легких бетонов обусловлены их относительно низким модулем упругости. При равных напряжениях деформации конструкций из легких бетонов могут превышать деформации тех же конструкций из тяжелого бетона в 1,5-2 раза. Предельная сжимаемость и растяжимость легких плотных бетонов примерно в 1,5-2 раза больше, чем у тяжелых равнопрочных бетонов. Более высокие деформативные свойства легких бетонов обуславливают повышенную трещиностойкость конструкций на их основе. В легких бетонах пористые заполнители, вследствие большей деформативности, не уменьшают усадку цементного камня, поэтому полная усадка легких бетонов обычно на 15-25% больше, чем тяжелых, и достигает 1,5 мм/м. Применение плотных песков позволяет снизить усадку до 40 %.

Водонепроницаемость легких бетонов не снижается с применением пористых заполнителей низкой скорости фильтрации воды через легкие бетоны. Этому способствует высокая плотность их контактной зоны, наличие уплотненной оболочки цементного камня вокруг зерен заполнителя. При создании необходимой плотной структуры легкие бетоны, так же как и тяжелые, надежно защищают от коррозии арматуру. Если бетон имеет недостаточную плотность, то арматуру необходимо покрывать защитными покрытиями: цементно-битумными, цементно-казеиновыми и др.

Морозостойкость легких бетонов при правильно подобранном составе не ниже морозостойкости тяжелых.

Снижение массы крупноразмерных железобетонных изделий и монолитных конструкций - основной путь уменьшения материалоемкости строительства, что положительно влияет на технико-экономические показатели.

Толщина наружных стен снижается с 51-64 см (кирпичные стены) до 20-40 см (легкобетонные стены), поэтому масса 1 м<sup>2</sup> стены с 1080-1250 кг уменьшается до 175-560 кг, т. е. примерно в 2-6 раз.

При возведении стен из легкого бетона трудовые затраты снижаются в 12 раз, стоимость ниже примерно на 32 % по сравнению с аналогичными стенами из кирпича. В силу высокой технико-экономической эффективности легкобетонных конструкций производство легких бетонов в перспективе возрастет.

Сравнительная оценка экономической эффективности материалов и конструкций дается на основе сопоставления приведенных затрат, определяемых с учетом капитальных вложений на производство продукции, себестоимости материала в деле (включая затраты на транспорт и монтаж) и эксплуатационных расходов за весь период службы конструкции.

Использование легкого бетона позволило снизить массу конструкции в среднем на 35 %, расход стали на 10 %, трудозатраты на 20 % по сравнению с использованием тяжелого бетона.

Конструкционные легкие бетоны плотностью 1700-1800 марок по прочности М200-М400 применяют в армированных конструкциях - легкобетонных фермах, пролетных строениях мостов и др. Масса легкого железобетона при одинаковой прочности на 25-35% меньше массы тяжелого.

Эффективность легких бетонов возрастает при снижении плотности бетона и выпуске изделий полной заводской готовности [22, 69, 99].

Многие высшие учебные заведения и исследовательские институты занимаются разработкой новых видов и повышением физико-механических характеристик уже существующих легких бетонов и изделий из них за счет подбора оптимального состава или применения новых компонентов.

Основателем школы теории и практики легкогобетонного строительства на постсоветском пространстве по праву следует считать профессора Н.Л. Попова.

Сегодня в США, Японии, Канаде, странах Западной Европы и России ведутся работы по разработке легких высокопрочных (до 80МПа) и долговечных бетонов. Например, в Научно-исследовательском, проектно-конструкторском и технологическом институте бетона и железобетона им. А. А. Гвоздева (НИИЖБ), являющимся одним из крупнейших специализированных институтов в области строительства, при использовании в качестве заполнителя шлаковой пемзы двух разновидностей (щебня и гравия), разработали легкий бетон обладающий прочностью класса В25-В50, морозостойкостью F500-F1500 и проницаемостью W8-W12. Из этого бетона были изготовлены и успешно эксплуатируются панели безрулонной кровли, плиты балконов, бордюрные камни и др. строительные конструкции [111].

С вступлением в силу 1 апреля 2007 года новых норм ДБН В.2.6-31:2006 «Тепловая изоляция зданий» [26], согласно которым требования по энергосбережению увеличились, и с ростом стоимости топливно-энергетических ресурсов все более актуальным становится использование легких бетонов и создание энергоэффективных конструкций с их применением.

Как видно из выше изложенного, что существует немалое количество видов легких бетонов, которые обладают низкой теплопроводностью и малой объемной массой, но немногие из них могут использоваться в качестве теплоизоляционного слоя трехслойных панелей, формируемых в едином технологическом цикле. Исследования и совершенствование легких бетонов для трехслойных конструкций проводились в различных научно-исследовательских организациях. Это такие виды бетонов, как крупнопористый бетон, перлитобетон, арболит и полистиролбетон.



В научно-исследовательском проектно-конструкторском институте Тяжпромэлектропроект им Ф.Б. Якубовского исследованы легкие бетоны плотностью до 400кг/м<sup>3</sup> с заполнителем из перлита и различных видов вяжущих. Но по результатам проведенных исследований было видно, что бетоны на перлитовом заполнителе малопригодны для использования в качестве теплоизоляционного слоя трехслойных панелей, так как они обладают высоким влагосодержанием и усадкой более 2мм/м. Такие же результаты получили и в других исследовательских институтах [89, 101]. А снижение влажности и усадки перлитобетонной смеси возможно за счет повышения средней плотности бетона до 700кг/м<sup>3</sup>, что влечет за собой увеличение теплопроводности.

Результаты исследований крупнопористого керамзитобетона низкой прочности в качестве теплоизоляционного слоя двух и трехслойных панелей приведены в работах [14, 32, 33, 41, 67, 75]. Его производство доступное и несложное, и экономически он более перспективный, но из-за своего существенного недостатка, такого как расслаиваемость, он и не получил широкого применения.

С целью использования арболита в качестве теплоизоляционного слоя было проведено ряд работ [94]. Результаты проведенных работ показали высокое влагосодержание свежесушеного бетона, и усадку 4-5мм/м.

Немаловажным фактором при изменении существующих и разработке новых конструктивных схем является выбор материалов слоев многослойных конструкций с учетом свойств паро- и воздухопроницаемости и звукоизоляции, огнестойкости и пожароопасности, материальных и трудовых затрат [90, 91, 97].

Одним из наиболее перспективных современных легких бетонов является полистиролбетон, который начинает активно завоевывать позиции на зарубежном и украинском строительном рынке, как оптимальный, экономичный и экологичный вид утеплителя. Утепление кровли, пола, межэтажных перекры-

тий и стен полистиролбетоном - на сегодняшний день самое экономичное и эффективное решение в области энергосберегающего строительства [82].

Как показывает практика, что наиболее эффективное его применение в ограждающих конструкциях при возведении стен, как в монолитном исполнении, так и из сборных блоков, или в качестве теплоизоляционного слоя в многослойных ограждающих конструкциях.

В строительной отрасли Украины, России и западных государств полистиролбетоном используется достаточно давно, уже более 40 лет ведутся исследования по изучению и усовершенствованию свойств полистиролбетона [11, 15, 18, 30, 31, 38, 49, 51, 64, 84, 88, 103, 118, 120, 123, 128, 130, 131, 132, 133]. За эти годы накоплены многочисленные экспериментальные данные по физико-механическим свойствам этого материала.

Значительное внимание уделено изучению технологических особенностей изготовления особо легкого полистиролбетона (плотностью 150-250 кг/м<sup>3</sup>) и многослойных конструкций, в которых он применяется в качестве теплоизоляционного слоя [56, 77, 78, 79, 80, 116].

Полистиролбетон обладают самой низкой теплопроводностью от 0,055 Вт/(м К) согласно [23] по сравнению с традиционными видами конструктивных материалов (силикатный кирпич, керамический кирпич, железобетон, керамзитобетон, пенобетон, газобетон, древесина).

Полистиролбетон долговечен (более 100 лет), обладает высокой морозостойкостью (марка F15), не подвержен гниению.

Он имеет прекрасные свойства шумоизоляции и низкий показатель сорбционной влажности, что позволяет материалу сохранять низкие значения теплопроводности в условиях повышенной влажности.

Стены из полистиролбетона не препятствуют воздухообмену, то есть способны «дышать», а благодаря высокой паропроницаемости - регулировать влажность воздуха. Он негорюч, экологически и гигиенически безопасен (отно-

сится к классу малоопасных материалов). По эффективной суммарной удельной активности радионуклидов в сырьевых материалах полистиролбетона согласно [25] относится к 1 классу использования.

## **1.2 Многослойные конструкции с применением легких бетонов**

В условиях возрастающей ограниченности и невоспроизводимости топливных ресурсов, усложнения и удорожания их добычи, для обеспечения потребностей в сфере энергетики появляется необходимость в экономии топливных ресурсов, или разумного их потребления. Сегодня одним из основных критериев качества современных строительных сооружений является теплосберегающая способность их наружных ограждений. В связи с этим возникает задача создания энергоэффективных строительных конструкций позволяющих поддерживать условия микроклимата человека с минимальными затратами энергоресурсов. Одним из путей решения этих задач, является применение легких бетонов при изготовлении ограждающих конструкций с улучшенными теплоизоляционными свойствами. Такими конструкциями являются многослойные железобетонные стеновые панели.

Традиционные однослойные панели при соответствии новым требованиям увеличиваются по толщине, а соответственно и по массе, что является нерациональным. Например, для условий второй температурной зоны [26], толщина стены жилого здания из полнотелого силикатного кирпича ( $\rho=1800\text{кг/м}^3$ ) должна быть 2,30 м, из полнотелого глиняного кирпича ( $\rho=1800\text{кг/м}^3$ ) должна быть 2,14 м, панель из керамзитобетона ( $\rho=1000\text{кг/м}^3$ ) должна быть 1,08 м (рис. 1).

При этом увеличение толщины и массы ограждающих конструкций требует применение кранов и других транспортных средств с повышенной гру-

зоподъемностью в массовом сборном строительстве, а на производстве – изменение опалубочных форм, материалу -, энерго - и трудозатрат.

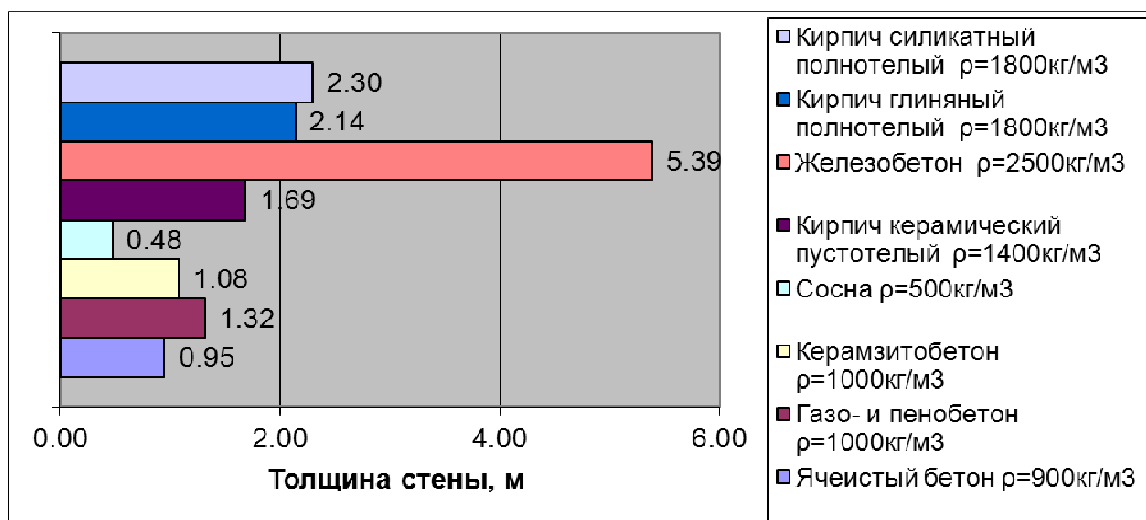


Рис.1.1. График зависимости толщины стены от вида материала.

Одним из наиболее перспективных направлений обеспечения современных требований по теплозащите зданий без существенного увеличения материалоемкости, трудозатрат, а главное стоимости, является применение многослойных ограждающих железобетонных конструкций с эффективными теплоизоляционными материалами.

В практике строительства используются различные виды трехслойных железобетонных стеновых панелей жилых, общественных, промышленных и сельскохозяйственных зданий. В качестве эффективного утеплителя применяют теплоизоляционные материалы (минераловатные, стекловолоконные и полимерные), перечень которых приведен в приложении ДБН В.2.6-31:2006 [26], а также легкие бетон разной плотности.

Технология панельного домостроения активно начала применяться с 60-х годов. Железобетонные панели нашли масштабное применение в строительстве промышленных объектов, общественных зданий и жилых домов. Их появление стало революционным прорывом в массовом строительстве жилья. Сборка зданий из готовых железобетонных блоков позволила сократить сроки

строительства в 2 раза по сравнению с кирпичными, соответственно, уменьшить его себестоимость.

В настоящее время, несмотря на распространение альтернативных решений (монолит), панельная технология остается приоритетной при строительстве домов эконом - класса и социального жилья. При применении трехслойных железобетонных стеновых панелей с улучшенными теплоизоляционными свойствами среднего слоя устраняется один из главных недостатков панельных зданий советского периода - недостаточная теплоизоляция наружных стен, связанная с высокой теплопроводностью бетона.

Трехслойные панели могут быть сборными (монтаж слоев осуществляется непосредственно на стройплощадке) или поставляться в уже собранном виде с завода - полносборные панели (рис.1.2) с внутренним слоем штукатурки, что сводит к минимуму отделочные работы, а также с оконными, дверными, воротными и технологическими проемами либо без них. Такой подход позволяет возводить при этом дома, полностью отвечающие самым высоким требованиям качества.



Рис.1.2. Пример полносборной панели с внутренним слоем штукатурки, и оконными блоками

Широкая востребованность трехслойных железобетонных стеновых панели в строительстве объясняется их основными характеристиками:

- высокая прочность;

- несущая способность;
- хорошая теплоизоляция;
- огнестойкость;
- устойчивость к температурным перепадам.

Стеновые панели, как фасадные конструкции, наиболее сложный элемент строительных сооружений. Это объясняется комплексом различных технических и функциональных требований: устойчивость к нагрузкам, высокая теплозащита и звукоизоляция, архитектурный дизайн (рис.1.3).

С наружной стороны стеновые панели покрывают декоративным раствором, бетоном, атмосферостойким составом или керамической плиткой. Внутренняя поверхность стеновых железобетонных панелей выравнивается и может быть подготовлена для покраски или поклейки обоев.



Рис.1.3. Панель с архитектурным дизайном

Наружные и внутренние слои панели соединяют в единую конструкцию с помощью сварных арматурных каркасов. Трехслойные железобетонные стеновые панели имеют типовые размеры и отличаются по толщине. Толщина стеновых панелей выбирается с учетом теплотехнических параметров и климатических условий местности. Данный тип панелей изготавливают из прочного легкого бетона и тяжелого бетона. Армирование внешних слоев осуществляется при помощи сварных сеток. Все арматурные и закладные элементы покрывают-

ся антикоррозийным составом. Свойства трехслойных железобетонных панелей строго регламентируются требованиями норматива ДСТУ Б В.2.6-84:2009 [29].

Уже стало давней традицией возведение различных строительных объектов из таких конструкций, как железобетонные фундаментные блоки, колонны и балки, плиты перекрытия и покрытия. Сейчас появляется возможность строить дом из железобетонных материалов по специально разработанному проекту с применением теплоэффективных трехслойных железобетонных стеновых панелей.

К основным преимуществам крупнопанельного строительства относятся:

- быстрые темпы строительства.
- длительный эксплуатационный срок зданий.
- стойкость конструкций к статическим и динамическим нагрузкам.
- влагостойкость.
- универсальное применение плит для строительства объектов различного назначения.

А к недостаткам можно отнести:

- тяжелый вес (устраняется с помощью легких заполнителей).
- более низкая звукоизоляция и теплоизоляция по сравнению с кирпичными домами.
- необходимость использования спецтехники для перевозки и установки.
- отсутствие возможности контроля износа строительных конструкций для раннего выявления и устранения дефекта.

Прочность и долговечность стеновых железобетонных панелей зависит от качества исходных материалов, соблюдения технологических правил и расчетов.

Крупнопанельные технологии по-прежнему являются перспективным направлением в строительстве. Применение новых материалов, составов и конструктивных решений при производстве стеновых железобетонных панелей позволяет оптимизировать строительный процесс и в конечном итоге сделать жилье более доступным, комфортным и безопасным.

Накопленный опыт строительства показывает, что эффективность теплоизоляции определяется не только утеплителем, но во многом зависит от типа используемых соединителей (гибких связей) для скрепления между собой наружного и внутреннего (основного) слоёв стены.

Связь должна обладать высокой прочностью и анкерующей способностью, а также быть устойчивой к щелочной среде цементных растворов и бетонов, не понижая при этом теплосоппротивление стены и не нарушая её температурную однородность.

Применяются различные типы связей:

- связи сдвига (стальные стержни и железобетонные брусья);
- связи в виде стальных вертикальных ферм с треугольной решеткой;
- комбинированные (стальные или композитные подвески и распорки).
- монолитные связи.

Во всех перечисленных конструкциях вертикальная нагрузка воспринимается одним внутренним (со стороны помещения) несущим слоем. Каждая из них имеет ряд своих достоинств и недостатков.

Как показывает практика, решения стен с утеплителем из полимерных материалов недолговечны из-за деструкции утеплителя при эксплуатации, а это значит, что возникает необходимость неоднократного ремонта стен.

Другим недостатком трехслойных конструкций с гибкими связями является повышенная трудоемкость защиты по периметру полимерного утеплителя негорючим минераловатным с целью обеспечения пожарной безопасности, и



сложность выдержки проектного качества из-за протечек бетона в местах установки связей, между плитами утеплителя, а также бортами форм.

К преимуществам трехслойных панелей с эффективным утеплителем и связями сдвига можно отнести простоту конструкции связей, которые представлены в виде стальных шпилек, защищенных от коррозии, и их установку. А недостатком является большие теплотери из-за большого диаметра тех же связей [25].

При проектировании панелей с гибкими связями и эффективным утеплителем использовались приближенные методы расчета, в которых не учитывалась совместная работа слоев. Такие конструкции имели повышенные нормы запаса прочности. Для создания более экономичных конструкций профессором Чиненковым Ю.В. была разработана методика расчета совместной работы наружных слоев трехслойных железобетонных элементов с гибкими связями и эффективным утеплителем [113].

Экспериментальному изучению влияния гибких связей и утеплителя на совместную работу слоев была посвящена огромная работа Акрамова Х.А. в Ташкентском архитектурно-строительном институте. Было изготовлено испытано 31 образец, из которых 8-отдельные плиты. На основании проведенных исследований сформулировано ряд рекомендаций для проектирования подобных конструкций [4].

Так как сталь имеет высокую теплопроводность, соответственно стальные гибкие связи являются «мостиками холода». Далее, гибкая связь не изолирована от воздействия отрицательных температур, и она проходит все слои ограждающей конструкции. Бетон, слой утеплителя, цементный раствор – являются пористыми материалами, где поры заполнены воздухом. Рассмотрим зимний период, - металлическая гибкая связь проводит холод внутрь стены, где воздух в порах теплоизолятора и бетона имеет заведомо более высокую температуру. На поверхности металла образуется точка росы, и создаются условия

для начала коррозии. Связи с защитой от коррозии – это достаточно дорогой материал. Как минимум, это оцинкованная сталь. Если применяется нержавеющая сталь, то это будет ещё дороже. К перечисленным минусам металлических гибких связей можно добавить ещё и большой вес [19].

Среди ключевых преимуществ гибких связей из базальтопластика - низкая теплопроводность (у базальтопластика 0,46 Вт/ м2, а у металла 56 Вт/ м2). Таким образом базальтопластик в 100 раз менее теплопроводен. Эти гибкие связи решают проблему «мостиков холода», образуемых металлическими конструкциями.

Следующее важное качество - высокая коррозионная и химическая стойкость. Базальтопластик не ржавеет, устойчив к агрессивному влиянию щелочной среды раствора (бетона). Низкая плотность материала позволяет снизить нагрузку на фундамент здания. Гибкие связи из базальтопластика в 3,7 раза легче металлических. Прочность и долговечность материала, испытанная в НИИЖБ (г. Москва) и Университете Шеффилда (Великобритания) позволяет сохранять свойства в щелочной и тепло-влажностной среде, базальтопластик в 3 раза прочнее металла. Экономическая целесообразность применения также очевидна. Решение с гибкими связями из базальтопластика в 3–5 раз доступнее, чем из традиционных материалов. Учитываются и требования к пожаробезопасности. Испытания установили, что предел огнестойкости панели с гибкими связями из базальтопластика составляет не менее 151 минуты.

Впервые композитные связи начали применяться в России, где их постепенно начали внедрять в технологии крупнопанельного домостроения. Затем российский продукт успешно прошел испытания в Великобритании, получив сертификацию ВВА (British board of agreement), и стал применяться при строительстве британских пассивных домов. Сегодня в Великобритании построены уже тысячи энергоэффективных домов с применением композитных связей, которые получают всё большее распространение в Западной Европе. [47]

Большая исследовательская и проектная работа выполнялась в 1999-2000 годах ГУП «НИИЖБ» совместно с МНИИТЭП, ЗАО «МАТЕК» при НПО «Стеклопластик» и НИИСФ. Результаты их экспериментальных исследований показали, что более стойкими к щелочной среде оказался базальтопластик из базальтового волокна и эпоксидной смолы. Срок эксплуатации таких связей не менее 50 лет, при том что утеплитель из пенополистирола служит не более 50 лет. Ими были разработаны методики расчета прочности связей и анкеровки. А также разработаны конструктивные решения и технология изготовления трехслойных панелей с композитными связями, при производстве которых уменьшалась трудоемкость за счет исключения раскроя плитного утеплителя и возможность протечек бетона в швы [117].

С целью исключить дорогостоящую нержавеющей сталь и уменьшить трудозатраты, разработаны стеновые панели с железобетонными связями-шпонками или брусьями. Для изучения работы шпоночного соединения были проведены экспериментальные исследования [16, 85, 86]. Основным преимуществом железобетонных связей является защита арматуры от коррозии. Но из-за деформаций разности температур слоев панели могут привести к взаимному смещению, а следовательно и к образованию трещин.

Наиболее перспективной в целостности и термической однородности конструкции является трехслойные панели с монолитной связью слоев и утеплителя из низкотеплопроводных бетонов. Но опыт их применения пока еще ограничен. Такие панели были применены преимущественно в северных регионах России [101], а также имеется некоторый опыт применения в западных странах [122].

### 1.3 Предпосылки к расчету многослойной конструкции

Для удовлетворения новых норм сопротивления теплопередачи ограждающих железобетонных панелей необходимо применение многослойных конструкций со средним слоем из эффективного утеплителя - полистиролбетона. Его применение устраняет ряд недостатков конструкций с гибкими связями, таких как: отсутствие связей - мостиков холода делает панель термически однородной; долговечность полистирольных гранул не имеет практического значения, так как они по существу выполняют структурообразующую роль на стадии формирования; технология изготовления конструкций традиционная.

Для более досконального изучения поведения и внутреннего напряженно – деформированного состояния многослойного элемента с монолитной связью слоев, в частности на границе контакта слоев, желательно провести ряд теоретических расчетов и сопоставить их результаты с практическими исследованиями. В результате чего могут быть оценены величины внутренних резервов данного вида конструкций.

Исследованиями совместной работы слоев многослойной конструкции в едином монолитном сечении посвящено много трудов. В основном экспериментальному изучению подвергались двухслойные сечения [48, 63, 102] с расположением слоя меньшей плотности в сжатой или растянутой зоне и трехслойные [20, 27, 31, 43, 54, 59, 66, 74, 76, 81, 108, 112, 114, 115].

Вопросам совершенствования методов расчета и проектирования многослойных железобетонных конструкций, с учетом диаграмм работы материалов и модельных представлений посвящено много работ не только зарубежных [125, 126, 129, 134], но и украинских научных деятелей [1, 2, 5, 7, 8, 39, 72, 119].

Немаловажным фактором при изготовлении многослойных железобетонных конструкций с разными физико-механическими свойствами бетонов слоев является подбор наиболее перспективных, для использования их в качестве теплоизоляционного или конструкционного слоя, и при этом обеспечивалось их монолитное сцепление между собой [114].

В работе [108] проводились испытания трехслойных панелей ленточной разрезки со средним слоем из легкого бетона для проверки технологии изготовления панелей и изучения их работы при изгибе и сжатии, а также закладных деталей и петель для подъема. Одна панель была испытана на криволинейный изгиб. Данные испытаний оказались существенно выше, по сравнению с контрольными, при эксплуатационных нагрузках трещины отсутствовали, а прогиб малый. Вторую панель испытывали для проверки анкеровки монтажных петель. Нагрузки при разрушении закладных деталей превышали в несколько раз. Результаты испытаний свидетельствуют о надежности таких конструкций и перспективах их применения, обеспечивая требования по сопротивлению теплопередаче ограждающих конструкций и использования существующих опалубочных форм.

Огромную работу по экспериментальному и теоретическому изучению многослойных конструкций проделано профессором Чиненковым [112, 115]. Особенностью его опытных образцов является монолитная, совместная работа всех слоев без использования каких либо связей между ними. Связь слоев обеспечивалась последовательной укладкой слоев до начала схватывания предыдущего слоя.

Трехслойные железобетонные конструкции, в которых средний слой из легкого бетона обладает модулем сдвига незначительно отличающегося от модуля сдвига наружных слоев, могут рассчитываться с использованием теории плоских сечений (в процессе деформирования поперечные сечения остаются плоскими и перпендикулярными к оси конструкции, а сдвиг по толщине отсут-

ствуем). Результаты расчетов их как трехслойных и однослойных показали, что отличия не значительны. Использование этой теории значительно облегчит расчет трехслойных конструкций, заменяя ее однослойной с приведенным двутавровым сечением.

По нормам [100] для оценки прочности по сжатой зоне наклонной трещины используют уравнение равновесия поперечных сил, а по растянутой – уравнение равновесия моментов в наклонном сечении, считая что разрушение по сжатой зоне происходит при преимущественных деформациях сдвига, а по растянутой – при преимущественных деформациях поворота двух блоков, разделенных наклонной трещиной, один относительно другого.

Особенностью трехслойных железобетонных элементов с монолитно связанными слоями является образование наклонных трещин в среднем слое низкой прочности. Экспериментальные данные по этому вопросу ограничены. Авторы ряда работ [36, 54, 62, 63] предлагают расчет прочности наклонных сечений для трехслойных железобетонных элементов с монолитной связью слоев производить как для аналогичного однослойного элемента без поперечной арматуры с использованием прочности на растяжение бетона среднего слоя.

При расчете по деформациям авторы ряда работ [36, 40, 45, 62, 63, 102] предлагают приводить трехслойное железобетонное сечение с монолитной связью к двутавровому, исходя из соотношений начальных модулей упругости бетонов слоев с целью использования гипотезы плоских сечений как для обычных железобетонных балок.

Выполненное Ю.И. Мешкаускасом [63] обобщение экспериментальных данных по фактическим прогибам 37 трехслойных элементов и конструкций и сопоставление их с теоретическими выявило, что различие между ними в среднем составляет 10%. Это подтверждает возможность использования предлагаемого подхода при расчете многослойных железобетонных элементов монолитного сечения по деформациям.

Трехслойные конструкции со средним слоем из материала с низким модулем сдвига рассчитываются с использованием теории составных стержней. Согласно ней считается, что работа каждого отдельного стержня, входящего в составной, протекает в соответствии с законами сопротивления материалов, в частности, законом плоских сечений, а материал стержней, также как и материал связей, деформируется в соответствии с законом Гука до известного предела, за которым возникают пластические деформации.

Сдвиги в трехслойных конструкциях происходят в основном за счет деформирования среднего слоя, имеющего более низкий модуль сдвига, чем наружные слои. В трехслойных железобетонных конструкциях различия между модулями сдвига наружного и среднего слоев менее значительны, чем в комбинированных конструкциях с теплоизоляционным слоем из полимерных материалов. Поэтому отличия в результатах расчета их как составного и сплошного сечений так же будут менее значительны. Использование же гипотезы плоских сечений не только упростит расчет, но и позволит сохранить единые подходы к расчету трехслойных и обычных железобетонных конструкций на всех стадиях напряженно-деформированного состояния.

## **ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ**

Из проведенного обзора можно сделать следующие выводы:

1. Применение полистиролбетона в качестве среднего утепляющего слоя трехслойных железобетонных панелей обусловлено рядом его положительных характеристик:

– полистиролбетон обладает самой низкой теплопроводностью от 0,055 Вт/(м К) и плотностью от 150кг/м<sup>3</sup>, ограждающие конструкции из которого уменьшают нагрузку на фундамент и не требуют дополнительного утепления;

– его долговечность более 100 лет, обладает высокой морозостойкостью (марка F15) и не подвержен гниению;

– у него малая величина усадки (не превышающая 1 мм/м), и низкий показатель сорбционной влажности, что позволяет материалу сохранять низкие значения теплопроводности;

– он негорюч, экологически и гигиенически безопасен.

2. Существует опыт применения легких бетонов в качестве слоя утеплителя многослойных конструкций, однако производство панелей с теплоизоляционным слоем из полистиролбетона ограниченное, а в Украине вообще отсутствует, ввиду недостаточной изученности их работы.

3. Существенным преимуществом при изготовлении трехслойных панелей со средним слоем из полистиролбетона является образование монолитной связи между слоями, что снижает расход рабочей арматуры и исключает образование теплопроводных включений по сравнению с аналогичными трехслойными конструкциями с гибкими связями или железобетонными брусками.

4. Методы расчета многослойных железобетонных конструкций требуют совершенствования.



## ГЛАВА 2

### РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ТРЕХСЛОЙНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ С МОНОЛИТНОЙ СВЯЗЬЮ

Расчет прочности сечений нормальных к продольной оси и момента образования нормальных трещин принятой модели производился двумя методами:

- а) приведенных сечений;
- б) предложенному ниже методу.

В качестве модели ограждающей конструкции рассмотрена трехслойная балка шириной 160 мм, высотой 250 мм и длиной 2500 мм. Внешние слои толщиной 40 мм выполнены из тяжелого бетона класса С16/20 та С20/25, а средний - из полистиролбетона марки М5 [23].

#### 2.1 Расчет прочности и трещиностойкости трехслойных элементов по методу приведенных сечений

Расчет прочности нормальных к продольной оси сечений железобетонных элементов, которые сгибаются, выполняется в зависимости от положения границы сжатой зоны. Для многослойных сечений может быть два случая. Первый - когда в сжатую зону попадает только один вид бетона, а второй - в нее попадает два слоя разных видов бетона.

Если сжатая зона находится в пределах одного вида бетона, то расчет выполняется как для конструкций прямоугольного сечения (рис.2.1).

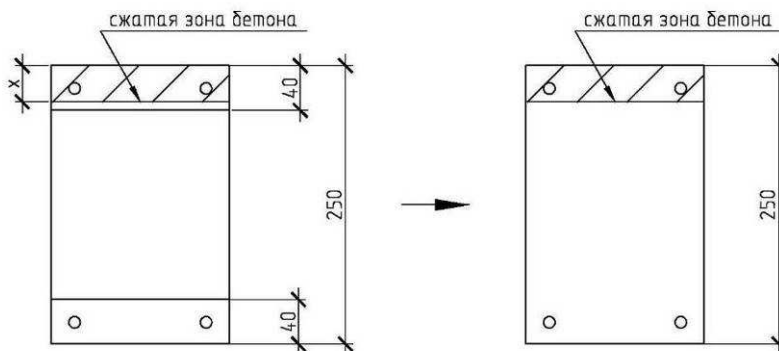


Рис. 2.1. Схема перехода к расчетному сечению, когда в сжатую зону попадает один слой.

В случае, когда в сжатую зону попадает два слоя разных видов бетона, расчет прочности сечений нормальных к продольной оси по первому методу предполагает переход от трехслойной конструкции прямоугольного сечения к приведенному двутавровому однородному сечению через соотношение прочностей бетонов на сжатие. Далее расчет выполняется, как для элемента обычного двутаврового сечения (рис.2.2).

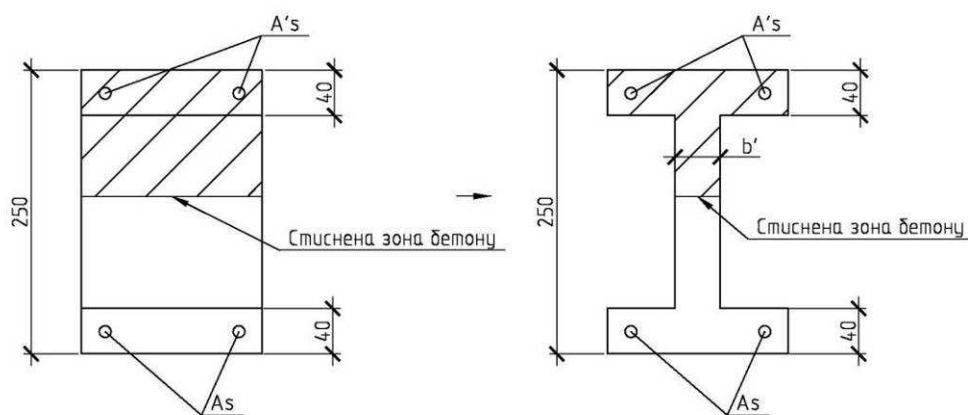


Рис.2.2. Схема перехода к расчетному сечению при расчете прочности нормальных сечений, когда в сжатую зону попадает два слоя разных видов бетона.

При определении момента образования нормальных трещин для принятой модели переход от трехслойного прямоугольного сечения к приведенному двутавровому однородному выполняются исходя из соотношений начальных модулей упругости.

Для учета неупругой работы бетона растянутой зоны и критерия образования трещин – достижение бетоном растянутой зоны предельной растяжимости, предлагается при определении момента образования трещин приведение в растянутой зоне осуществлять через соотношение прочностей бетонов на растяжение (рис.2.3).

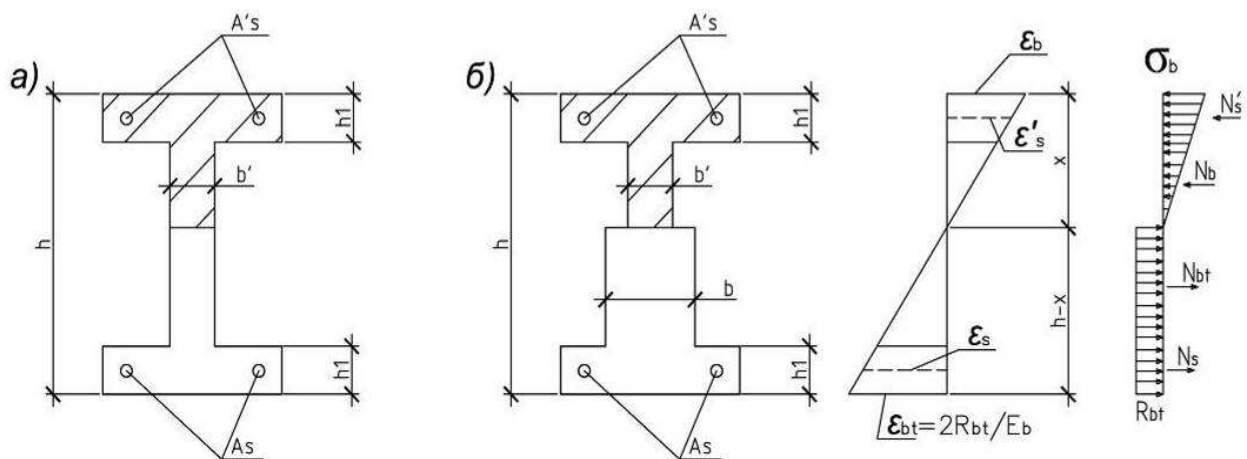


Рис. 2.3. Схемы приведенных сечений при определении момента образования нормальных трещин при приведении: а) через соотношение начальных модулей упругости; б) в сжатой зоне - через соотношение начальных модулей упругости, а в растянутой зоне - за соотношения прочностей бетонов на растяжение.

## 2.2 Расчет прочности и трещиностойкости трехслойных элементов по предложенному методу

Для расчета многослойных железобетонных элементов установлены физические соотношения с использованием следующих предпосылок:

- рассматриваются сечения нормальные к продольной оси элемента;
- общие относительные деформации складываются из деформаций, вызванных напряжениями, и вынужденных деформаций (например, усадочных);
- распределение средних общих относительных деформаций по высоте сечения подчиняется линейному закону, т.е. считается справедливой гипотеза плоского распределения средних деформаций на участке железобетонного элемента вплоть до его разрушения;
- для элементов без трещин принимается условие совместности осевых деформаций арматуры и бетона; для элементов с трещинами условие совместности деформаций арматуры и бетона считается справедливым только в зонах элементов без трещин; в зонах с трещинами переход от средних деформаций на участке железобетонного элемента к деформациям в сечении с трещиной осуществляется по методике В.И. Мурашева путем введения коэффициентов, учитывающих неравномерность деформирования бетона и арматуры при наличии трещин;
- связи между осевыми напряжениями и относительными деформациями арматуры и бетона представляются в виде диаграмм  $\sigma$ - $\epsilon$  бетона и арматуры, трансформированных с учетом различных факторов; для построения эпюр напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон и определения напряжений в арматуре используются уравнения механического состояния, полученные при испытании бетона и арматуры при одноосном сжатии и растяжении;

- различие в физико-механических характеристиках бетона для многослойных элементов учитывается путем изменения параметров диаграмм деформирования (уравнений механического состояния) для рассматриваемого волокна бетона;

- при переходе от напряжений к обобщённым усилиям (моментам и нормальной силе) вводится процедура замены подынтегральной функции напряжений аппроксимирующей функцией на характерных участках, что позволяет получить аналитические выражения для значений интегралов;

- прочность элементов с многослойными сечениями, нормальными к продольной оси, определяется по критерию максимума функции равновесных состояний (при разрушении по бетону сжатой зоны), а также критерия ограничения предельных деформаций арматуры (при разрушении элемента по арматуре растянутой зоны);

- момент образования трещин определяется по критерию достижения относительными деформациями бетона краевого волокна растянутой зоны величины предельных;

- ширина раскрытия трещин определяется, с использованием значений деформаций растянутой арматуры в сечении с трещиной;

- расчет деформаций (прогибов) железобетонных элементов выполняется методами строительной механики путем интегрирования эпюры средней кривизны;

- при расчете железобетонных элементов по предельным состояниям первой группы принимаются расчетные параметры диаграмм деформирования бетона и арматуры; при расчете по предельным состояниям второй группы - нормативные значения параметров диаграмм деформирования, т.е. используется трансформация диаграмм деформирования.

## 2.2.1 Физические соотношения

Для описания зависимости  $\sigma$ - $\varepsilon$  для бетона при кратковременном нагружении использовался кубический сплайн-функция (рис.2.4):

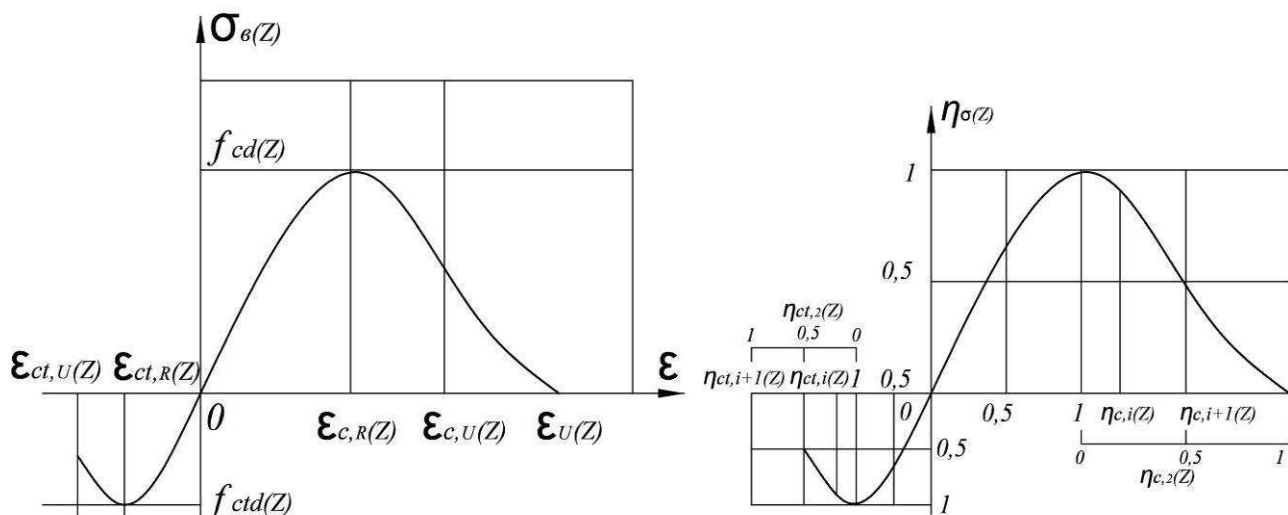


Рис.2.4. Схематическая диаграмма  $\sigma$ - $\varepsilon$  бетона предложена для расчета по предложенному методу

на участке 1  $[0, \varepsilon_R(z)]$

$$\eta_{\sigma}(z) = \eta_{\varepsilon,1}^2(z) [3 - 2\eta_{\varepsilon,1}(z)] + \frac{\varepsilon_R(z)}{R_m(z)} E_b(z) [1 - \eta_{\varepsilon,1}(z)]^2 \eta_{\varepsilon,1}(z), \quad (2.1)$$

на участке 2  $[\varepsilon_R(z), \varepsilon_u(z)]$

$$\eta_{\sigma}(z) = [1 - \eta_{\varepsilon,2}(z)]^2 [2\eta_{\varepsilon,2}(z) + 1] - \left[ \frac{\varepsilon_{cu}(z)}{\varepsilon_R(z)} - 0.2 \right] [\eta_{\varepsilon,2}(z) - 1] \eta_{\varepsilon,2}^2(z), \quad (2.2)$$

$$\eta_{\sigma}(z) = \frac{\sigma_m(z)}{R_m(z)}, \quad (2.3)$$

$$\eta_{\varepsilon,1}(z) = \frac{\varepsilon(z)}{\varepsilon_R(z)}, \quad (2.4)$$

$$\eta_{\varepsilon,2}(z) = \frac{\varepsilon(z) - \varepsilon_R(z)}{\varepsilon_u(z) - \varepsilon_R(z)}, \quad (2.5)$$

где  $R_m(z)$  - временное сопротивление бетона осевому сжатию  $m = b$  или растяжению  $m = bt$  слоя с координатой  $z$ ;

$\varepsilon_R(z)$  - относительная деформация, соответствующая  $R_m(z)$ ;

$\varepsilon_u(z)$  - относительная деформация волокна с координатой  $z$ , соответствующая точке пересечения нисходящего участка диаграммы  $\sigma$ - $\varepsilon$  с осью  $\varepsilon$ .

При сжатии:

$$\varepsilon_u(z) = \varepsilon_{cu}(z) + 0,8\varepsilon_R(z), \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_{cu}(z) = (4 - 0,02R_b(z)) \cdot 10^{-3}.$$

Диаграммы состояния бетона при расчете по предельным состояниям первой и второй групп трансформировались в соответствии с [24] (рис.2.5).

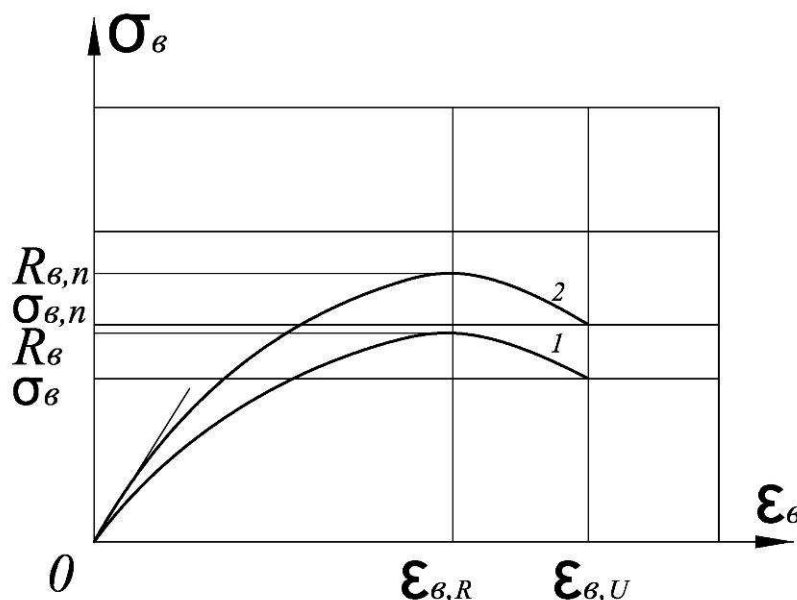


Рис.2.5. Диаграмма состояния бетона для расчета по предельным состояниям первой (1) и второй (2) групп

Связь между средними деформациями элемента и деформациями арматуры в сечении железобетонного элемента с трещиной выражается зависимостью [35, 98]:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{bf} \frac{\psi_b}{\psi_s} \frac{h_0 - \frac{x}{\varphi_b}}{\frac{x}{\varphi_b}}, \quad (2.7)$$

где  $\varepsilon_s$  - деформация арматуры в сечении с трещиной;

$\psi_b, \psi_s$  - коэффициенты, учитывающие неравномерность деформированного бетона сжатой зоны и растянутой арматуры соответственно;

$\varepsilon_{bf}$  - деформация краевого волокна бетона сжатой зоны;

$$\varphi_b = \frac{x}{x_m}, \quad (2.8)$$

$x$  - высота сжатой зоны в сечении с трещиной;

$x_m$  - средняя высота сжатой зоны бетона на участке с трещинами.

Выражения для вычисления значений коэффициентов  $\psi_s, \psi_b, \varphi_b$  получены из работы [71]:

$$\psi_s = 1 - k_m (1 - k_m) k_{\psi_s} \leq 1, \quad (2.9)$$

$$\psi_b = 1 - 2k_{\psi_b} (1 - \xi_t), \quad \text{при } \xi_t \geq 0.5, \quad (2.10)$$

$$\varphi_b = 1 - 2k_{\varphi} (1 - \xi_t), \quad \text{при } \xi_t \geq 0.5, \quad (2.11)$$

$$\psi_b = 1 - k_{\psi_b}, \quad \text{при } \xi_t < 0.5, \quad (2.12)$$

$$\varphi_b = 1 - k_{\varphi}, \quad \text{при } \xi_t < 0.5 \quad (2.13)$$



$$k_m = 0.25(5\xi_t - 1), \quad (2.14)$$

$$k_{\psi_s} = 0.3/(\mu - 0.1), \quad (2.15)$$

$$k_{\psi_b} = 0.04/(\mu + 0.2) + 0.1, \quad (2.16)$$

$$k_{\psi} = 0.09/(\mu + 0.3) + 0.1. \quad (2.17)$$

В выражениях (2.9) - (2.17):

$\xi_t$  – относительная высота нетреснувшей части бетона:

$$\xi_t = \frac{x + x_t}{h}, \quad (2.18)$$

где  $x$  - высота сжатой зоны;

$x_t$  - высота растянутой нетреснувшей зоны бетона;

$h$  - высота поперечного сечения элемента;

$$x_t = \frac{x \cdot \varepsilon_{R,bt}}{\varepsilon_{bf}}, \quad (2.19)$$

$$\mu = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot h_0}, \quad (2.20)$$

где  $\mu$  - процент продольного армирования элемента;

$A_s$  - площадь сечения растянутой арматуры;

$b$  - ширина прямоугольного сечения;

$h_0$  - рабочая высота сечения.

Напряжения в арматуре при известных деформациях определяются по зависимостям:

для растянутой арматуры

$$\sigma_s = E_s \cdot \beta_s \cdot \varepsilon_s, \quad (2.21)$$

для сжатой арматуры

$$\sigma'_s = E_s \cdot \beta'_s \cdot \varepsilon'_s, \quad (2.22)$$

где  $\beta_s$ ,  $\beta'_s$  - коэффициенты, учитывающие упруго-пластические свойства арматуры;

$E_s$  - модуль упругости арматуры;

$\varepsilon_s$ ,  $\varepsilon'_s$  - относительные деформации растянутой и сжатой арматуры соответственно.

При расчете по предельным состояниям первой и второй групп диаграммы состояния арматуры трансформировались в соответствии с [24] (рис.2.6, 2.7).

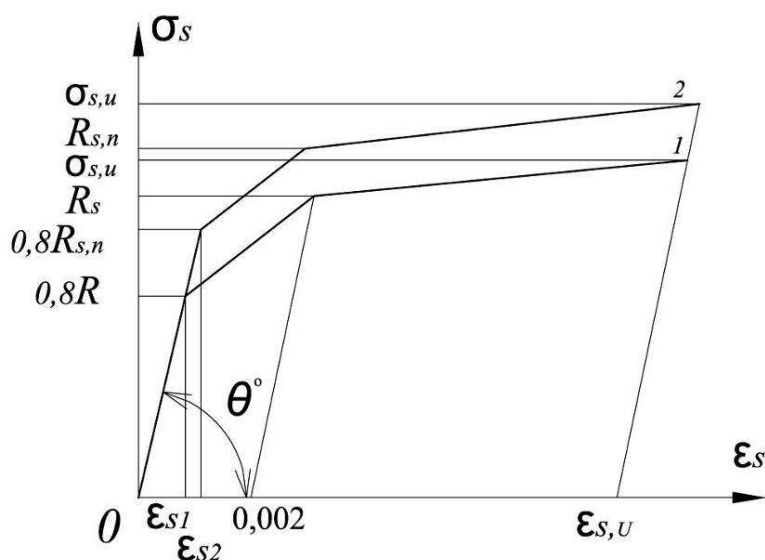


Рис.2.6. Диаграмма состояния арматуры с условным пределом текучести для расчета по предельным состояниям первой (1) и второй (2) групп [24]

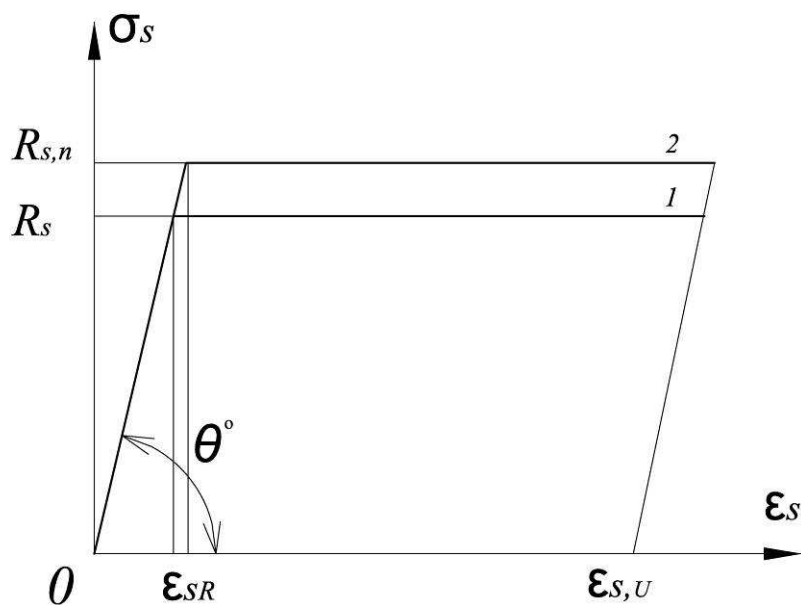


Рис.2.7. Диаграмма состояния арматуры с физическим пределом текучести для расчета по предельным состояниям первой (1) и второй (2) групп [24]

В общем случае величина усилия, воспринимаемого бетоном сжатой зоны сечения любой формы и при произвольном изменении механических характеристик бетона по сечению, вычисляется с помощью интеграла вида:

$$N_b = \iint_{A_b} \sigma(z, v) da = \iint_{A_b} \sigma(z, v) dz dv , \quad (2.23)$$

а величина момента этого усилия относительно нейтральной оси:

$$M_{b0} = \iint_{A_b} \sigma(z, v) \cdot z \cdot da = \iint_{A_b} \sigma(z, v) \cdot z \cdot dz dv , \quad (2.24)$$

где  $A_b$  - область интегрирования (площадь сжатой зоны бетона);

$\sigma(z, v)$  - нормальное напряжение в точке с текущими координатами  $z$

и  $v$ ;

$da$  - элемент площади;

$dzdv$  - элемент площади в прямоугольных координатах  $z$  и  $v$ , при этом координата  $v$  отсчитывается от нейтральной оси.

Для получения аналитического выражения для подинтегральной функции напряжений на характерных участках использовался полином Ньютона [42] второй степени. Характерными участками функции считались участки, на которых функция не имеет особых точек-экстремумов, разрывов, перегибов. Особые точки функции напряжений для повышения точности помещались на границы участков.

В зависимости от положения нейтральной оси интервал изменения функции напряжений разбивается на 1, 2, 3 или 4 участка (рис.2.8 - 2.10).

Расчет координат узлов, в которых вычисляются значения напряжений и задаются значения геометрических параметров сечений бетона с различной прочностью, оформлен в виде процедуры "SIGMA". Схема алгоритма процедуры приведена на рис.2.11 - 2.13. Вычисление напряжений в сжатой зоне бетона организовано в процедуре "SIGMA 1" (рис.2.14).

Вычисление значений усилия, воспринимаемого бетоном сжатой зоны и момента этого усилия относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры при количестве участков 4 и сечении, состоящем из 3-х видов бетона, различающихся физико-механическими характеристиками, оформлено в виде процедуры "USIL". Схема алгоритма процедуры "USIL" приведена на рис.2.15-2.16.

Усилие и величина момента этого усилия, воспринимаемого бетоном растянутой зоны сечения, в общем виде определяются при помощи интегралов (2.23), (2.24) соответственно с заменой области интегрирования  $A_b$  на  $A_{bt}$  (площадь растянутой зоны бетона). Выражения для значений интегралов можно получить, используя тот же метод, что и при оценке усилия, воспринимаемого бетоном сжатой зоны. Однако, учитывая, что надежных данных о диа-

граммах бетона при растяжении очень мало, а также то, что методика [100] достаточно точно оценивает усилие, воспринимаемое бетоном растянутой зоны железобетонных элементов, при выводе зависимостей для оценки усилий, воспринимаемых бетоном растянутой зоны, использованы основные положения [100].

Для получения неразрывного решения и в целях общности методики оценки усилия до, в момент, и после образования трещин использован прием, аналогичный предложению В.М. Бондаренко [96], для интегральной оценки усилий, воспринимаемых бетоном сжатой зоны.

Изменение нормальных напряжений по высоте растянутой (не треснувшей) зоны описывается зависимостью:

$$\sigma(z) = \left( \frac{z}{x_t} \right)^{n_{\sigma t}} \sigma_{ft} , \quad (2.25)$$

где  $\sigma_{ft}$  - краевое нормальное напряжение,

$$\sigma_{ft} = R_{bt} \cdot \eta_{bt} , \quad (2.26)$$

$n_{\sigma t}$  - параметр нелинейности нормальных напряжений ( $0 < n_{\sigma t} < 1$ ), определяемый по формуле:

$$n_{\sigma t} = 1 - \eta_{bt} , \quad (2.27)$$

$$\eta_{bt} = \varepsilon_{ft} / \varepsilon_{Rt} , \quad (2.28)$$

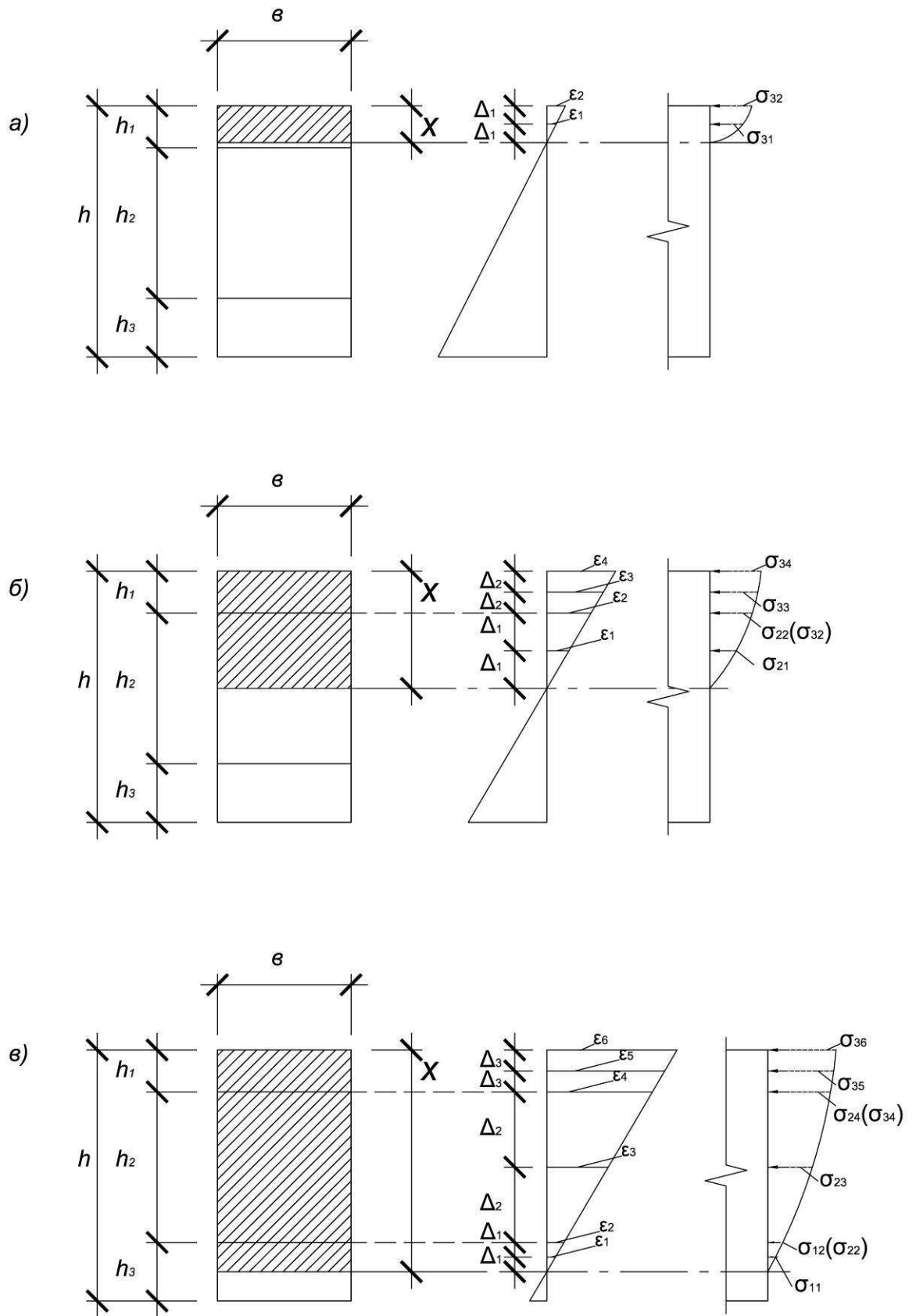


Рис 2.8. Схема эпюр деформаций и напряжений в сжатой зоне трехслойной железобетонной балки при  $\epsilon_f < \epsilon_R$ : а)  $x < h_1$ ; б)  $x < h - h_3$ ; в)  $x > h_1 + h_2$ ;

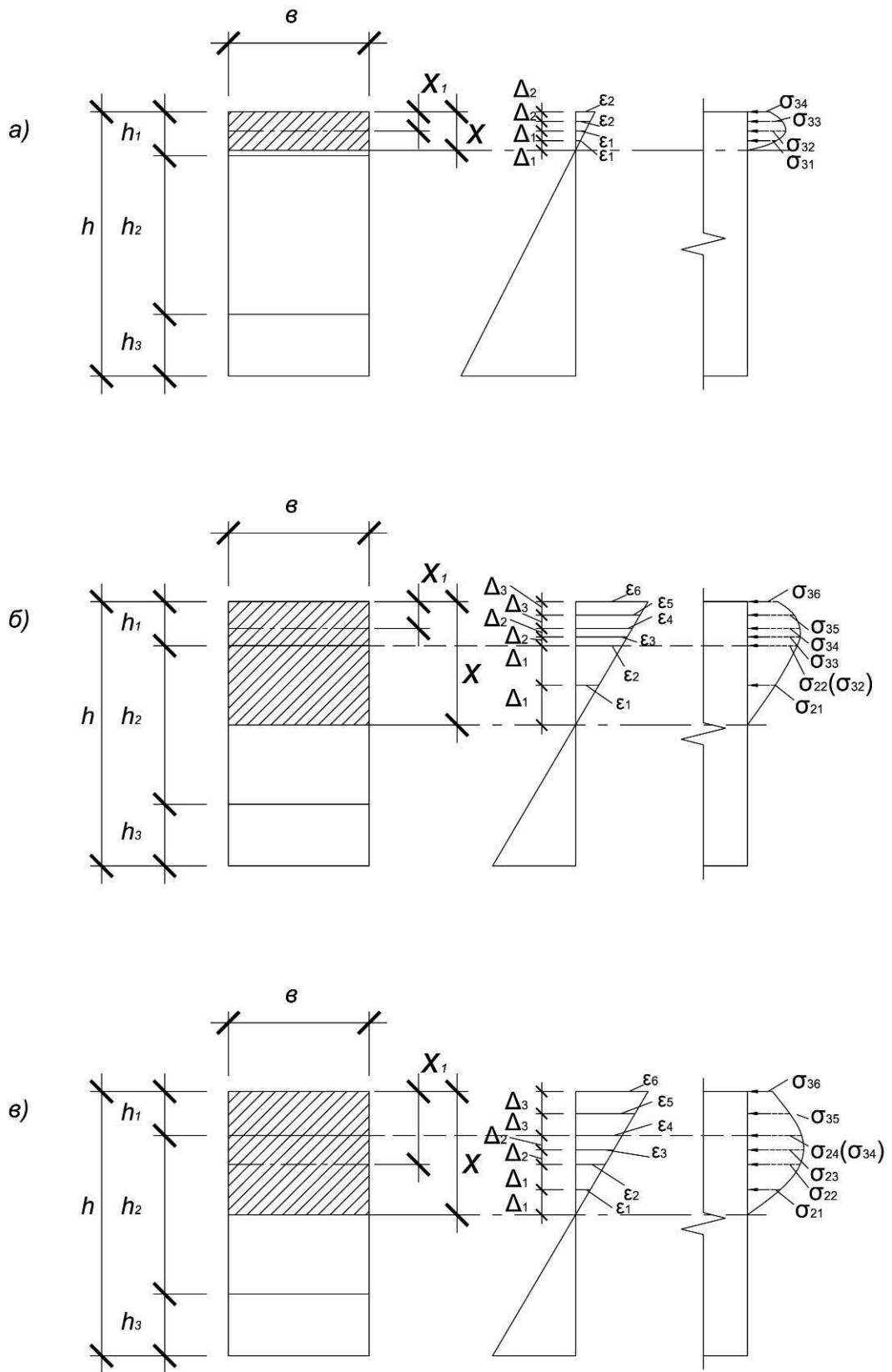


Рис 2.9. Схема эпюр деформаций и напряжений в сжатой зоне трехслойной железобетонной балки при  $\epsilon_f > \epsilon_R$ : а)  $x < h_1$ ; б), в)  $x < h - h_3$ ; а), б)  $x_1 < h_1$ ; в)  $h_1 < x_1 < x$

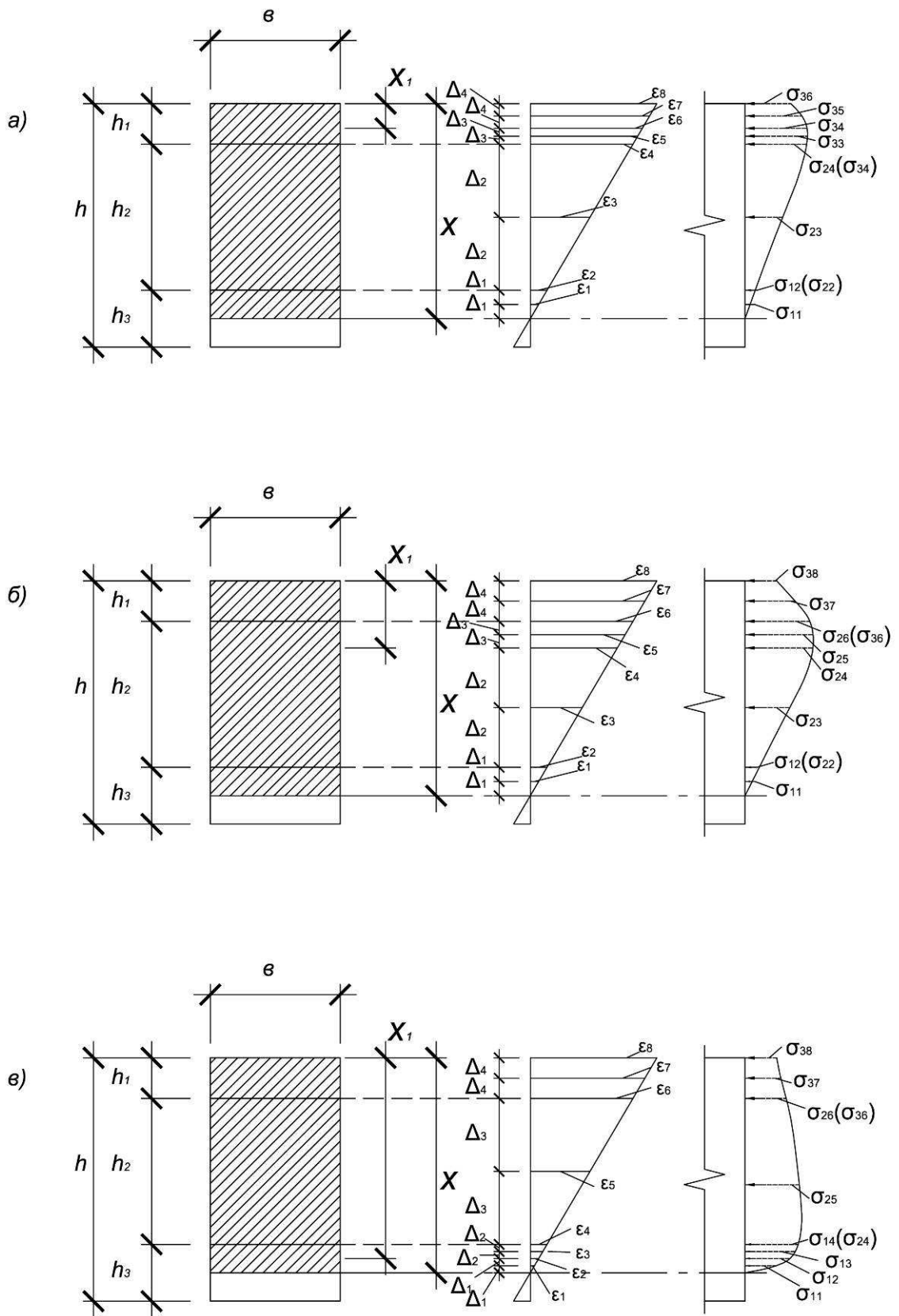
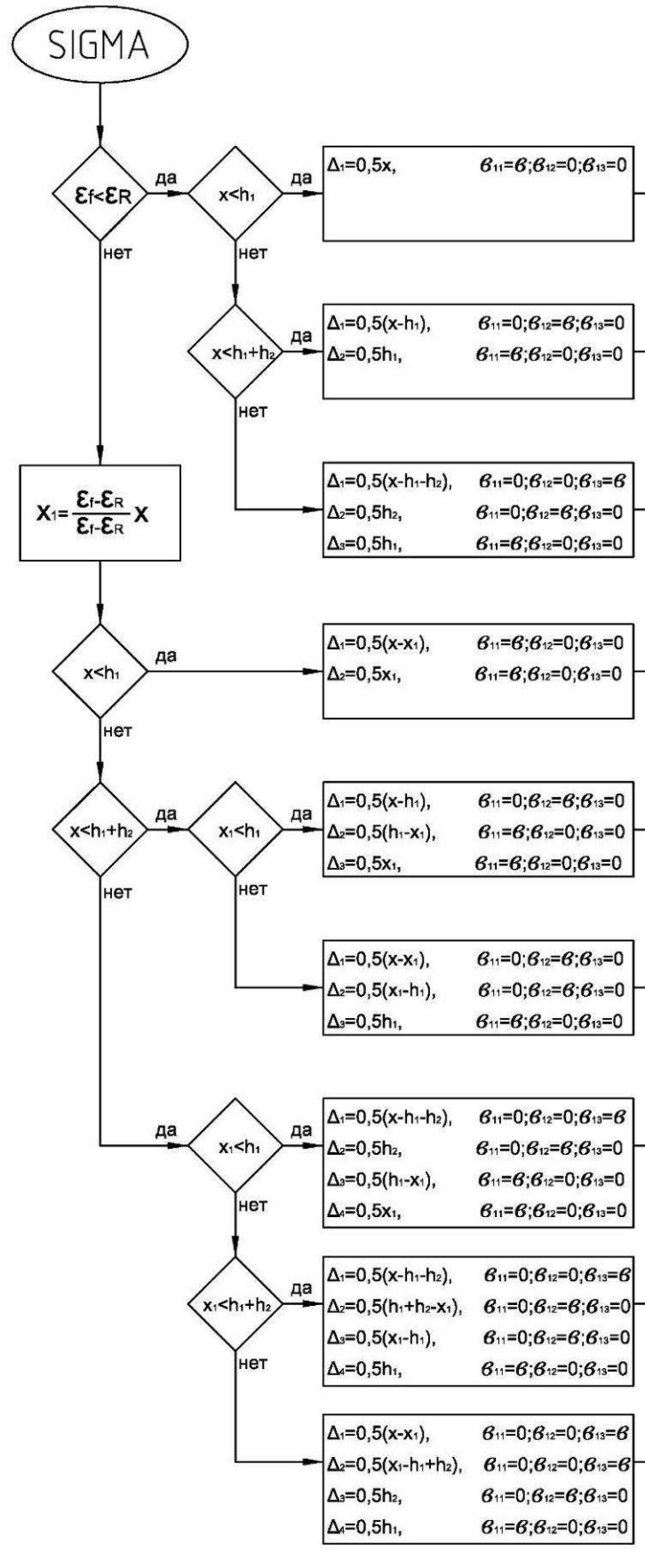


Рис 2.10. Схема эпюр деформаций и напряжений в сжатой зоне трехслойной железобетонной балки при  $\varepsilon_f > \varepsilon_R$ ,  $x > h_1 + h_2$ : а)  $x_1 < h_1$ ; б)  $h_1 < x_1 < h_2$ ; в)  $h_2 < x_1 < x$





1

Рис 2.11. Схема процедуры «SIGMA»

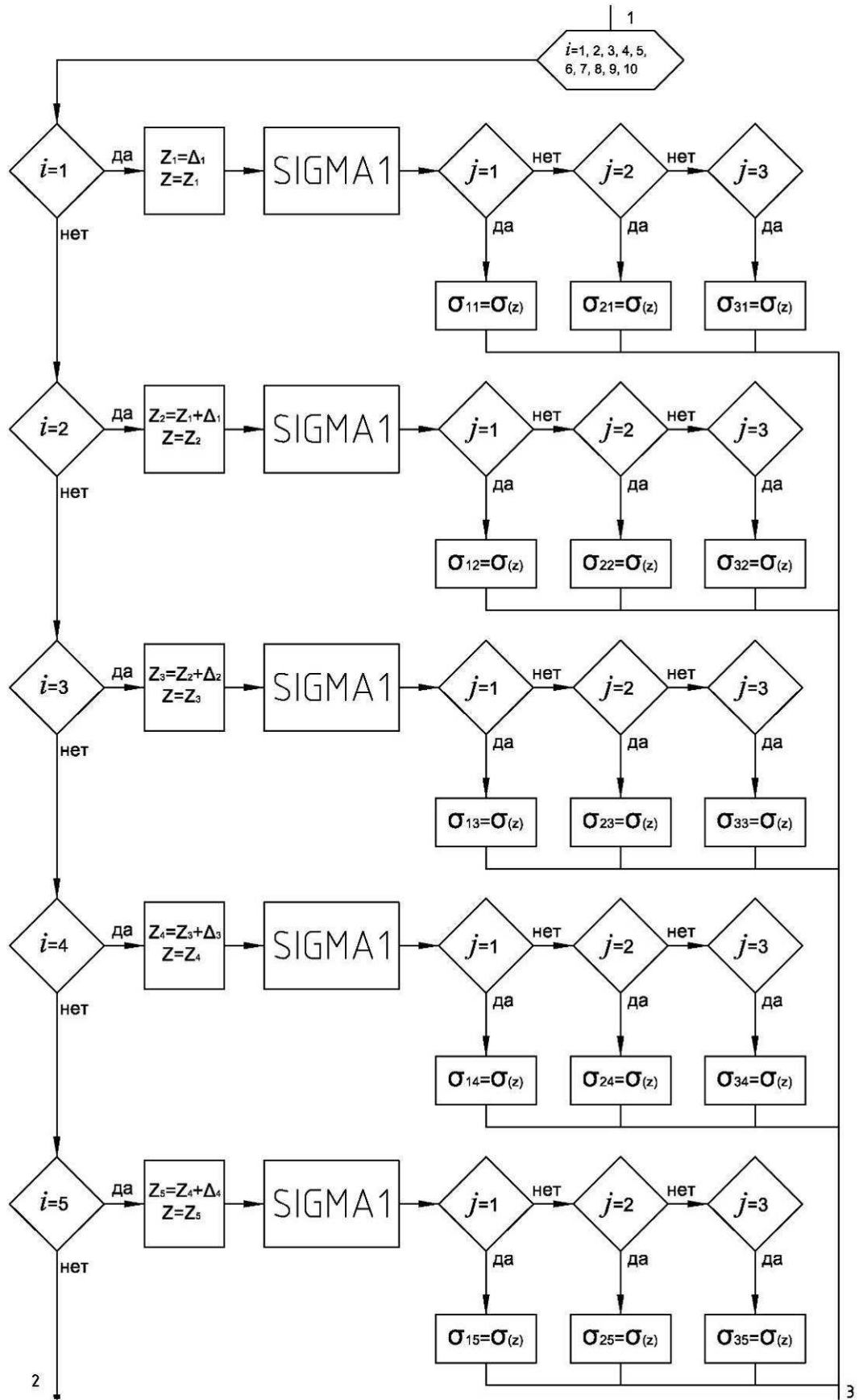


Рис 2.12. Схема процедуры «SIGMA» (продолжение)

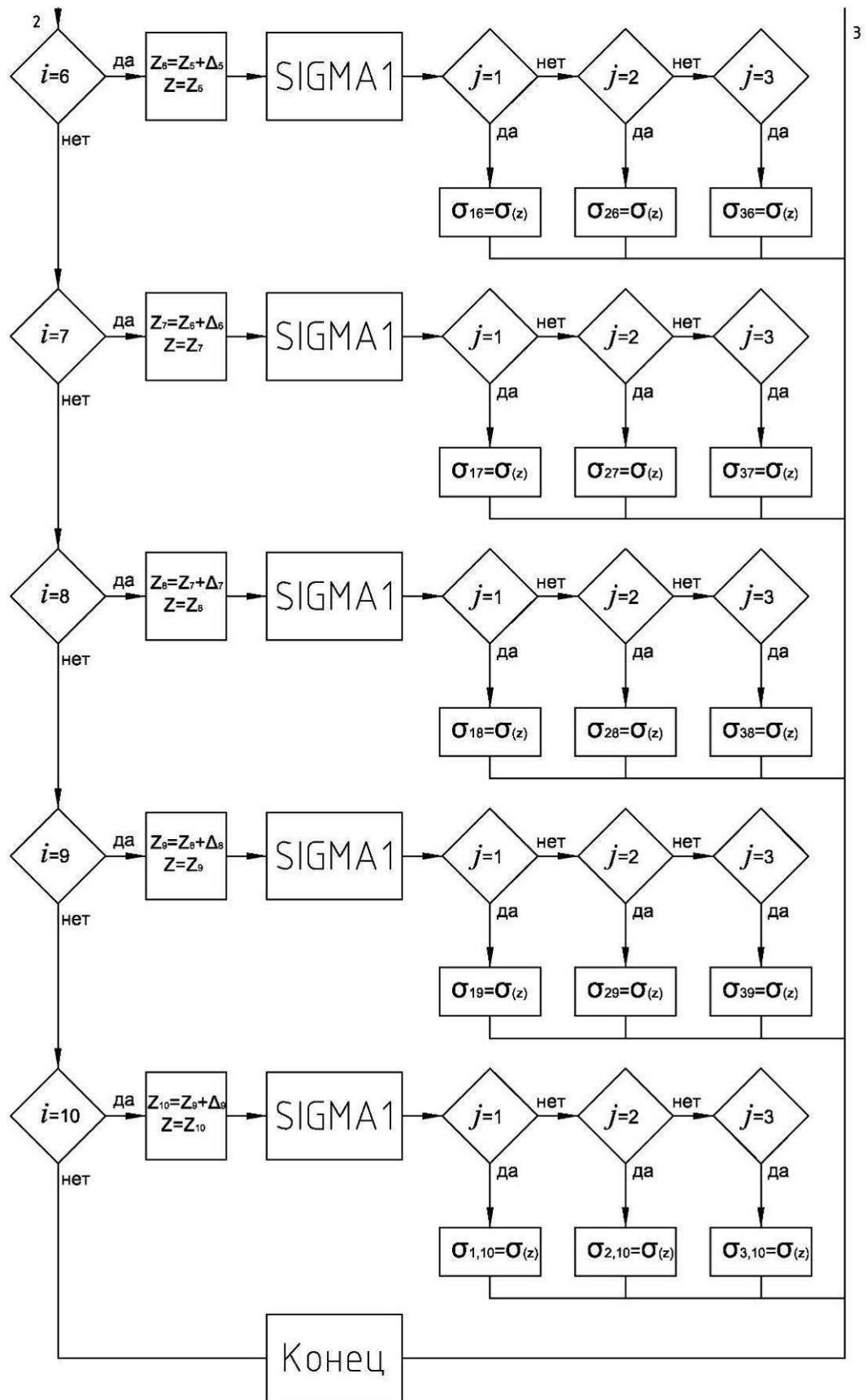


Рис 2.13. Схема процедуры «SIGMA» (окончание)

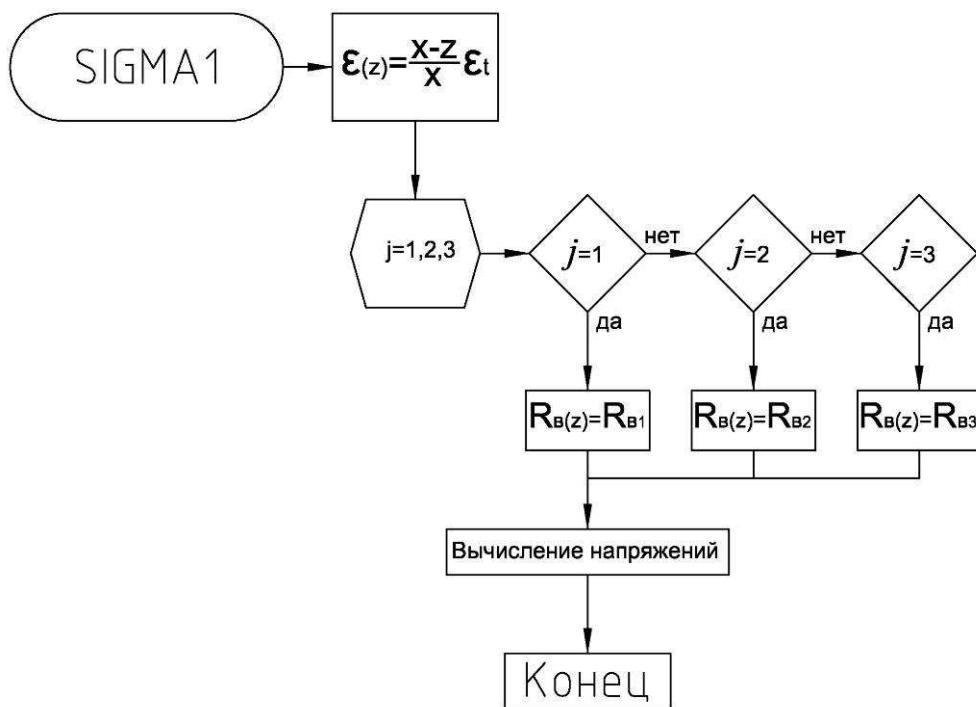


Рис 2.14. Схема процедуры «SIGMA 1»

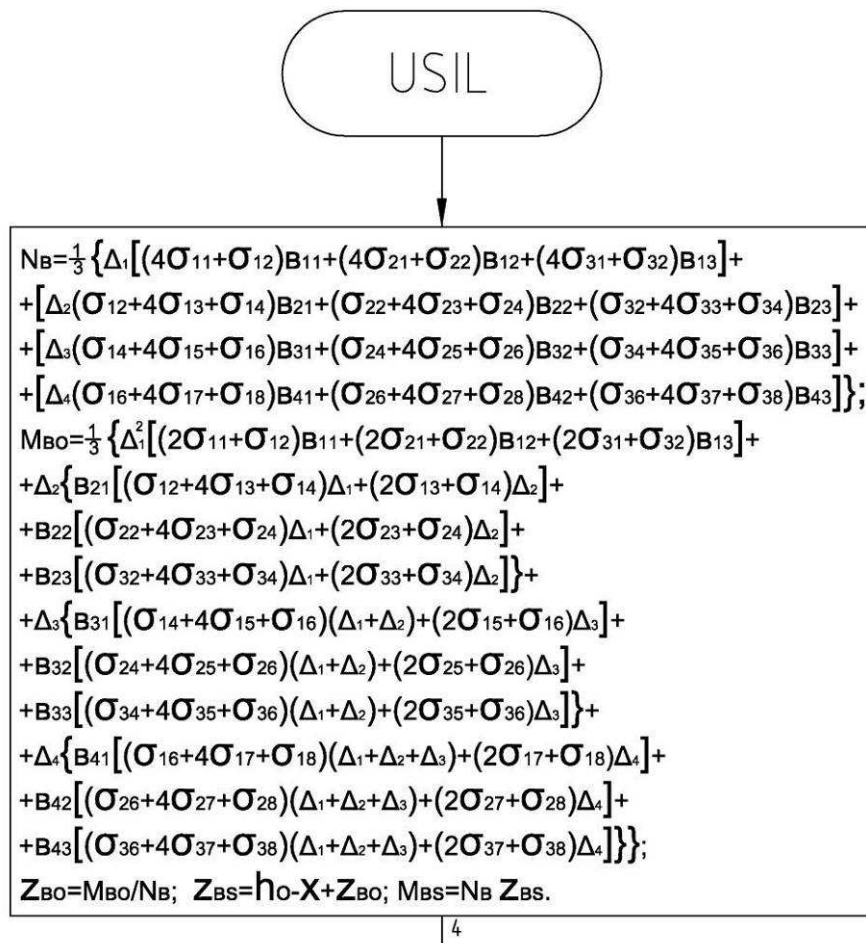


Рис 2.15. Схема процедуры «USIL»

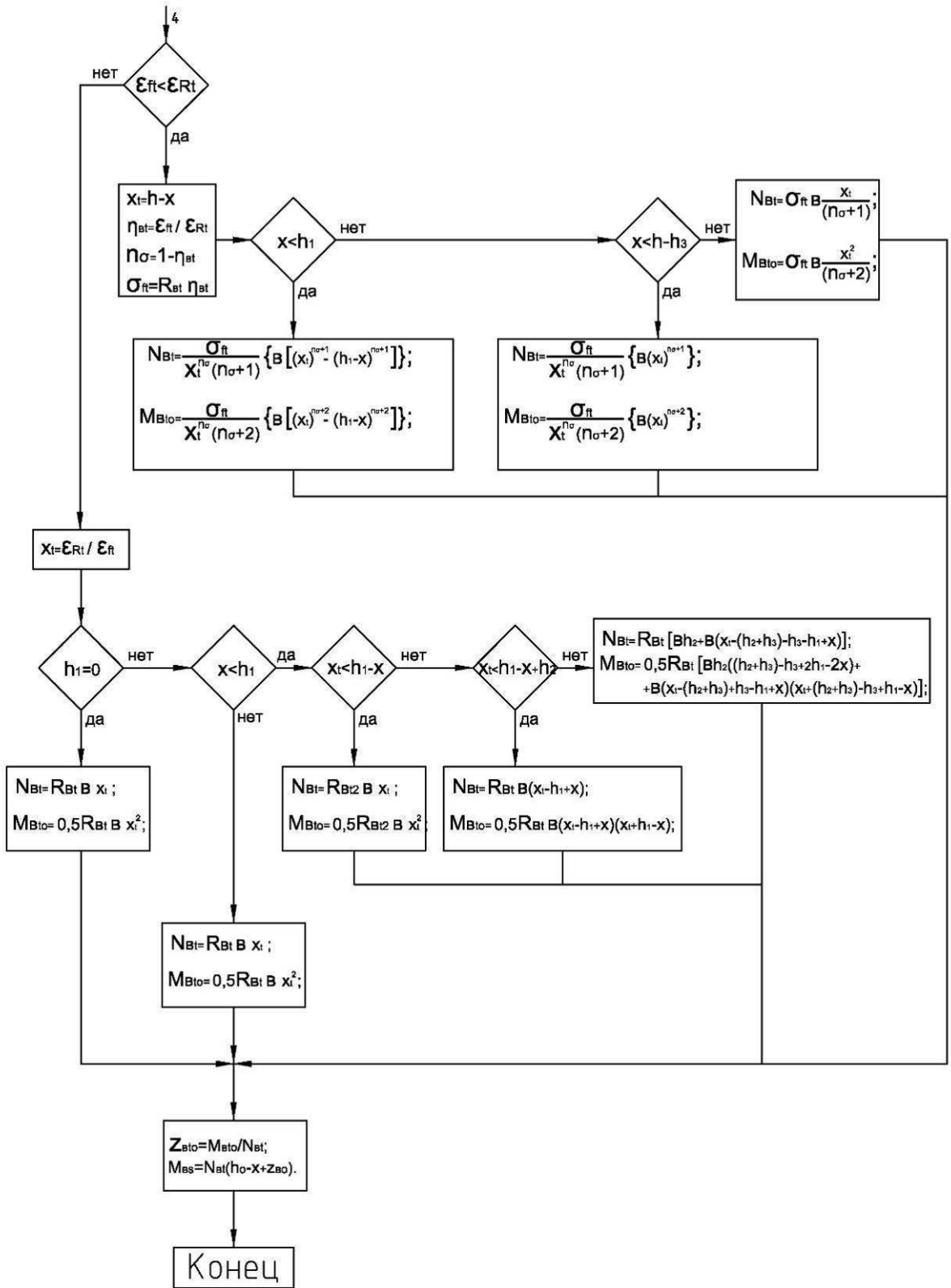


Рис 2.16. Схема процедуры «USIL» (окончание)

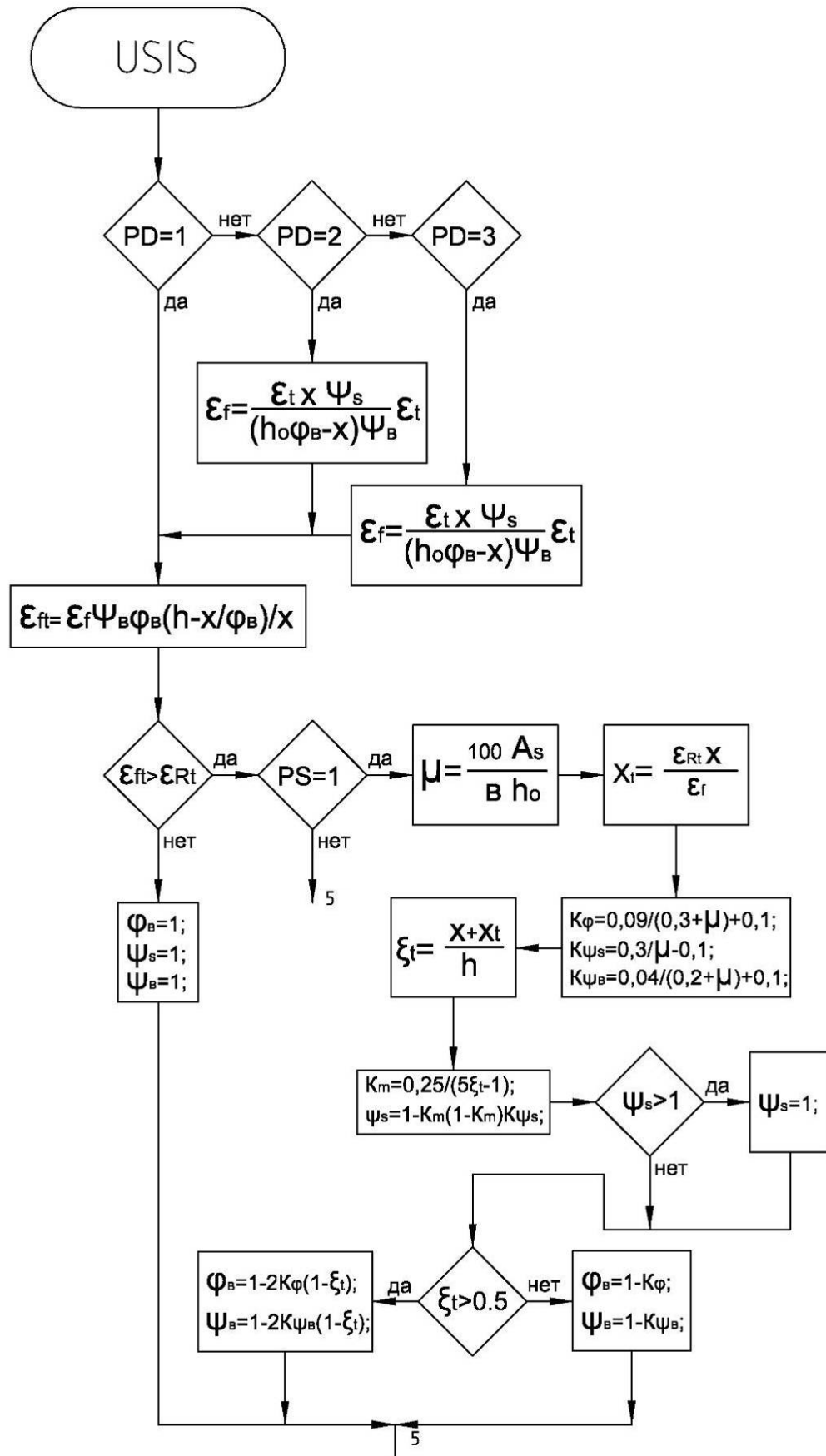


Рис 2.17. Схема процедуры «USIS»

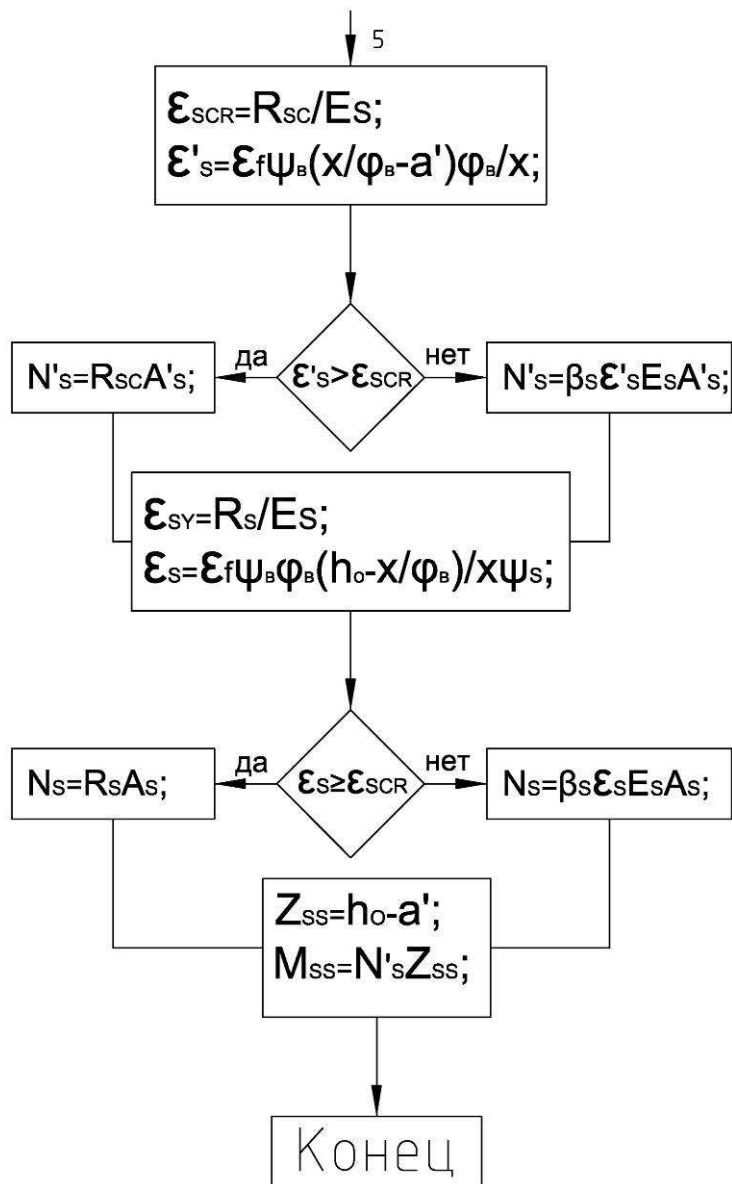


Рис 2.18. Схема процедуры «USIS» (окончание)

В зависимостях (2.25) - (2.28):

$\eta_{bt}$  - уровень напряженного состояния бетона растянутой зоны сечения;

$\epsilon_{ft}$  - относительная деформация;

$\epsilon_{Rt}$  - предельная относительная деформация удлинения.

Зависимости (2.25) - (2.28) отражают следующие особенности:

- форма эпюры нормальных напряжений в растянутой зоне сечения меняется в зависимости от уровня напряженного состояния от треугольной (при  $\eta_{bt}=0$ ) до прямоугольной (в момент образования трещин при  $\eta_{bt}=1$ );

- с увеличением уровня напряженного состояния эпюра напряжений искривляется - напряжения с периферийных слоев перераспределяются на слои, менее удаленные от нейтральной оси; после образования трещин эпюра над вершиной трещины остается прямоугольной.

До образования трещин высота растянутой зоны определяется по формуле:

$$x_t = h - x, \quad (2.29)$$

а после образования трещин:

$$x_t = \frac{\mathcal{E}_{Rt} \cdot x}{\mathcal{E}_{ft}}, \quad (2.30)$$

где  $\mathcal{E}_{ft}$  - относительные деформации краевого сжатого волокна.

Используя выражения (2.23) - (2.30), получили зависимости для определения усилий, воспринимаемых бетоном растянутой зоны рассмотренного многослойного сечения.

Вычисление усилий, воспринимаемых бетоном растянутой зоны сечений нормальных к продольной оси, оформлено в процедуре "USIL" по алгоритму, приведенному на рис.2.15- 2.16.

Вычисление усилий, воспринимаемых растянутой и сжатой арматурой, организовано в процедуре "USIS" [96], алгоритм которой приведен на рис.2.17- 2.18.



## 2.2.2 Расчет прочности, момента образования трещин и деформаций изгибаемых многослойных элементов

Напряженно-деформированное состояние железобетонных многослойных элементов при расчете прочности, момента образования трещин и деформаций определяется с использованием условий равновесия:

$$\Sigma N = 0 , \quad (2.31)$$

$$\Sigma M = 0 , \quad (2.32)$$

где  $\Sigma N$  - сумма проекций внешних сил и внутренних усилий, расположенных с одной стороны от рассматриваемого сечения, на продольную ось элемента;

$\Sigma M$  - сумма моментов внешних сил и внутренних усилий относительно выбранной оси в рассматриваемом сечении.

Так как  $\Sigma N$  и  $\Sigma M$  определяются численным методом при помощи ЭВМ, то равенства (2.31) и (2.32) заменяются условиями:

$$\frac{|\Delta_N|}{N_{act}} \leq \delta_N , \quad (2.33)$$

$$\frac{|\Delta_M|}{M_{act}} \leq \delta_M . \quad (2.34)$$

В зависимостях (2.33) и (2.34):

$\delta_N, \delta_M$  - относительная погрешность вычислений соответственно  $\Sigma N, \Sigma M$ , принималась равной 0,001;

$\Delta_N, \Delta_M$  - абсолютная погрешность вычислений  $\Sigma N$  и  $\Sigma M$ ;

$N_{act}, M_{act}$  - соответственно сумма проекций внутренних усилий на продольную ось и моментов внешних сил и внутренних усилий относительно выбранной оси в рассматриваемом сечении.

Вычисление условий равновесия организовано в процедуре "INTER". Схема алгоритма процедуры приведена на рис.2.19. Высота сжатой зоны, удовлетворяющая условиям равновесия, находится методом деления отрезка пополам.

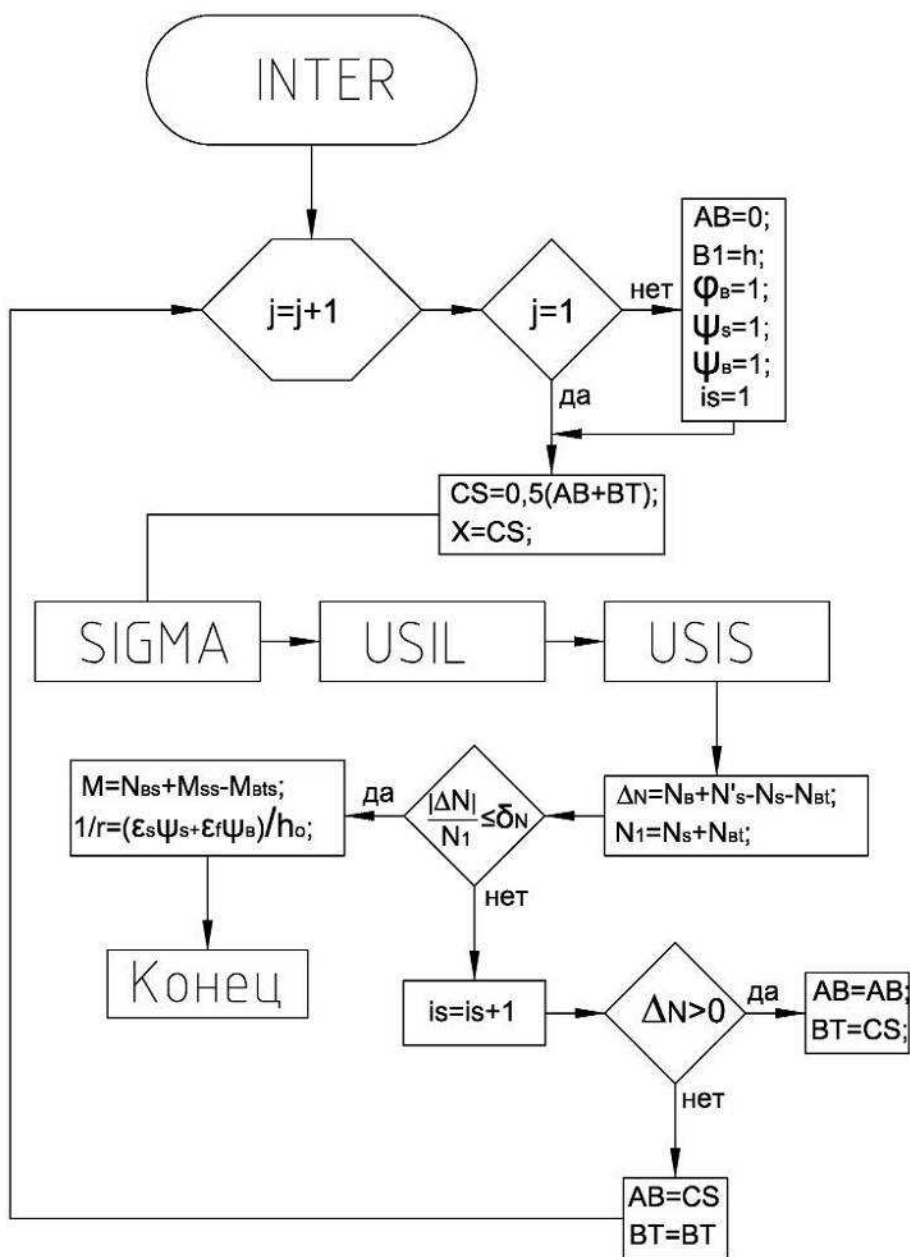


Рис 2.19. Схема процедуры «INTER»

Процесс разрушения сечения моделируется с использованием критерия максимума функции равновесных состояний (нулевой отпорности) для всего сечения в целом, либо текучести арматуры или ограничения величины предельных деформаций арматуры с целью предотвращения развития больших деформаций или разрыва арматуры.

Прочность по нормальным сечениям железобетонных элементов определяется следующими физическими критериями:

а) текучестью арматуры или разрывом арматуры. Чтобы избежать чрезмерных деформаций или разрыва арматуры, обычно ограничивают величину предельных деформаций арматуры при растяжении ( $\epsilon_{su}$  -0,1-0,2%);

б) разрушением по бетону сжатой зоны, соответствующему максимуму функции равновесных состояний.

Схема алгоритма расчета прочности по нормальным сечениям приведена на рис.2.20. Вычисления ведутся в предположении разрушения сечения по

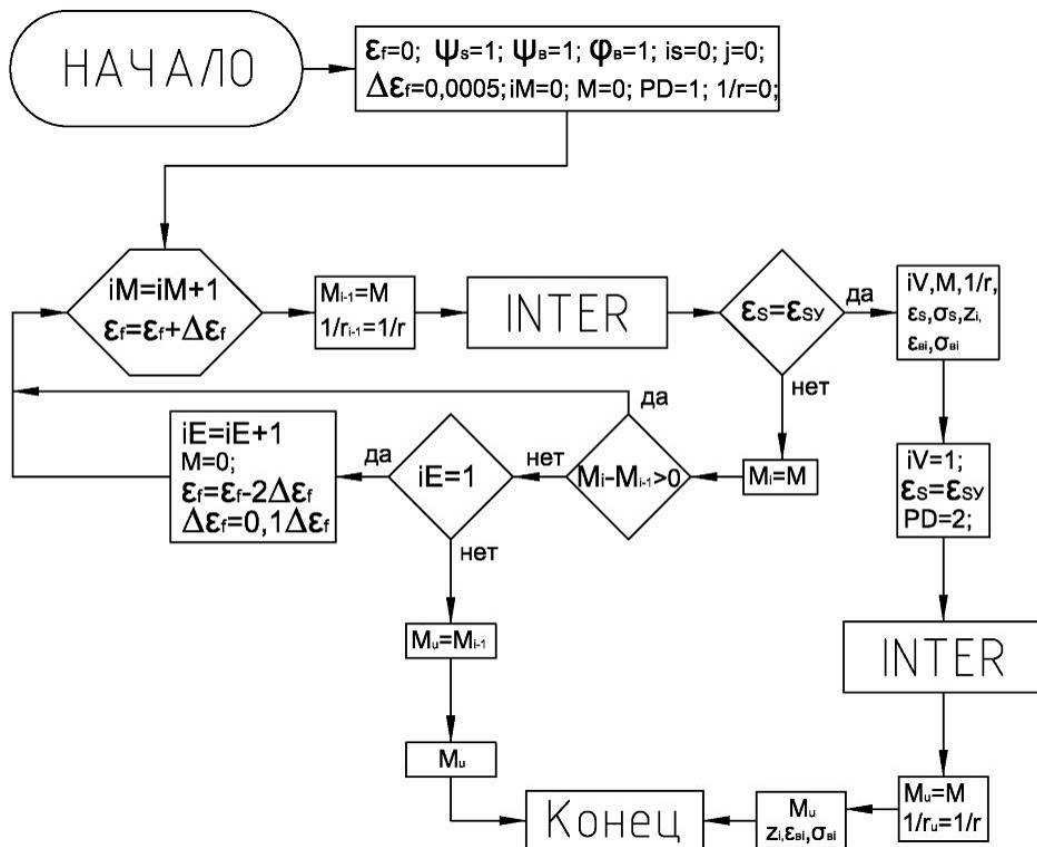


Рис 2.20. Схема расчета прочности по нормальным сечениям [96]

бетону сжатой зоны, т.е. находится максимальное значение функции равновесных состояний сечения в зависимости от параметра перемещения - относительной деформации бетона краевого сжатого (более сжатого) волокна. Одновременно контролируется величина относительной деформации растянутой арматуры. Если при последовательном возрастании значений относительных деформаций сжатия краевого волокна функция равновесных состояний является возрастающей, то при достижении относительными деформациями растянутой арматуры предельной величины ( $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{su}$ ) происходит разрушение сечения по растянутой арматуре (выполняется критерий ограничения предельных деформаций арматуры). В этом случае прочность элемента по нормальным сечениям определяется с использованием условий равновесия при фиксации деформации арматуры на уровне, соответствующем текучести, или на уровне, соответствующем предельным деформациям растяжения.

Момент образования трещин определяется по критерию достижения относительными деформациями бетона краевого волокна растянутой зоны предельной величины:

$$\varepsilon_{Rt} = \frac{2 \cdot R_{bt}}{E_b}, \quad (2.35)$$

где  $\varepsilon_{Rt}$  - предельные относительные деформации бетона при осевом растяжении;

$R_{bt}$  - временное сопротивление бетона растяжению;

$E_b$  - модуль упругости бетона.

При вычислении усилий в арматуре необходимо учитывать и усилия, вызванные усадкой бетона. Схема алгоритма вычисления момента образования трещин приведена на рис.2.21.

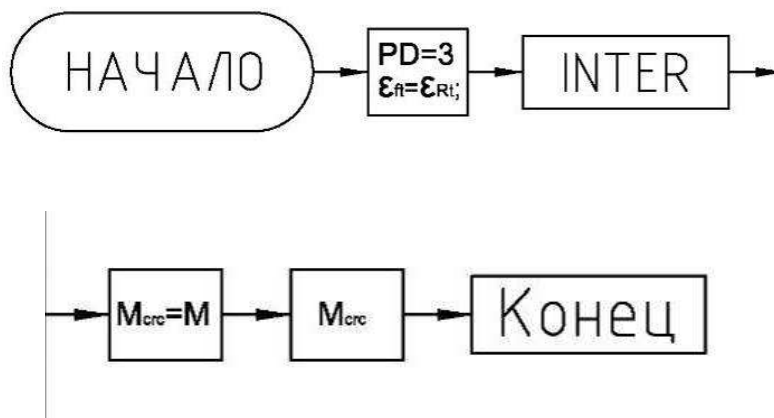


Рис 2.21. Схема расчета момента образования трещин [96]

При вычислении разрушающего момента (прочности элемента по нормальным сечениям) и момента образования трещин определяется момент внешних сил из равенства моменту внутренних усилий при определенных критериях, т.е. задается напряженно-деформированное состояние элемента и определяется внешнее усилие, приводящее к такому состоянию. При вычислении кривизны элемента от внешнего момента решается обратная задача - определяется напряженно-деформированное состояние элемента при заданном внешнем усилии. Расчет кривизны элемента выполняется по алгоритму, схема которого приведена на рис.2.22. Кривизна элемента на участке с трещинами в растянутой зоне вычисляется по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_s \cdot \psi_s + \varepsilon_f \cdot \psi_b}{h_0} \quad (2.36)$$

Кривизна элемента на участке без трещин также определяется по формуле (2.36). Значения коэффициентов  $\psi_s$  и  $\psi_b$  при этом принимаются равными единице. Расчет деформаций (прогибов) железобетонных элементов выполняется по правилам строительной механики. В частности, прогиб, обусловленный деформацией изгиба, определяется по [24]:

$$f_m = \int_0^l \overline{M} \left( \frac{1}{r} \right)_x dx . \quad (2.37)$$

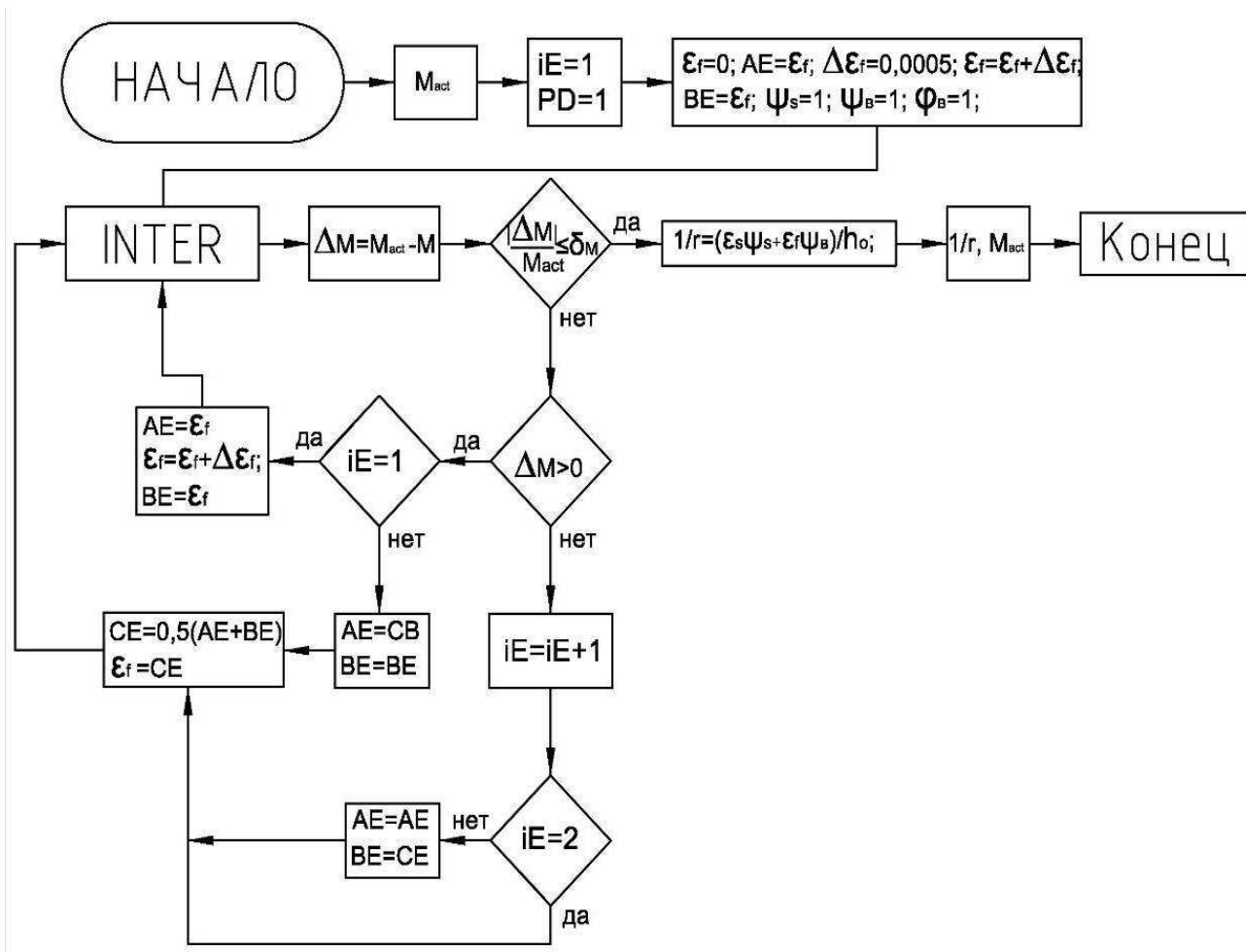


Рис 2.22 Схема расчета кривизны элемента [96]

Расчет деформаций изложенным выше способом может в некоторых случаях оказаться емким по затратам машинного времени. Поэтому остается актуальной задача разработки приближенного метода расчета кривизны, который бы основывался на результатах точного метода. Целесообразно использовать те предложения, которые основаны на составлении интерполяционных зависимостей для кривизны по их значениям в узловых точках.

а) при разрушении по арматуре растянутой зоны; б) при разрушении по бетону сжатой зоны

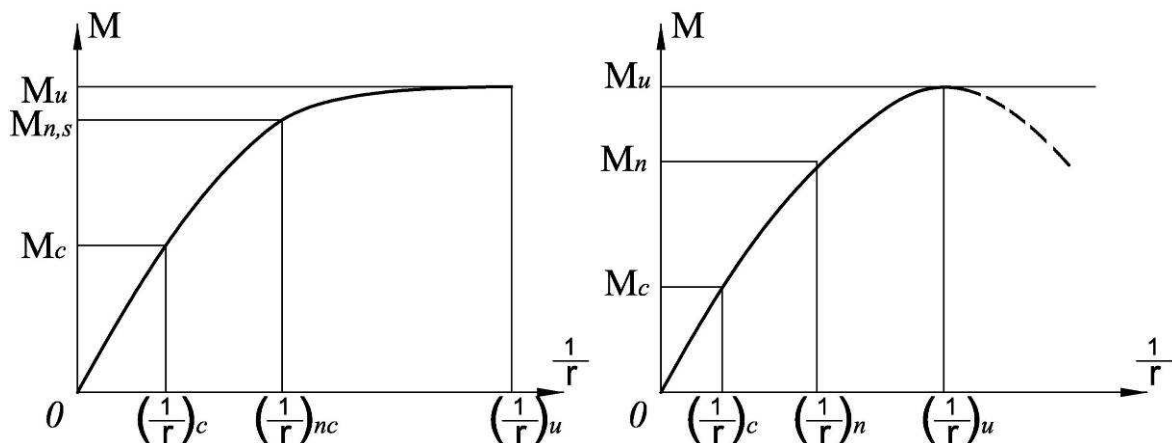


Рис 2.23. Графики функций равновесных состояний изгибаемых железобетонных элементов

На основании данных проведенных исследований можно выделить две характерные зависимости для функций равновесных состояний изгибаемых железобетонных элементов, армированных сталью с физическим пределом текучести (рис.2.23).

График, представленный на рис.2.23(а), соответствует сечению, разрушающемуся по арматуре растянутой зоны. Для таких сечений предлагаются следующие выражения для интерполяции кривизны:

а) на участке  $0 \leq M < M_{ns}$  - полиномом второй степени

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{M_c} \frac{(M - M_{ns})}{(M_c - M_{ns})} \left(\frac{1}{r}\right)_c + \frac{M}{M_{ns}} \frac{(M - M_c)}{(M_{ns} - M_c)} \left(\frac{1}{r}\right)_{ns}, \quad (2.38)$$

б) на участке  $M_{ns} \leq M < M_u$  - прямой

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{M_u - M_{ns}} \left[ (M - M_{ns}) \left(\frac{1}{r}\right)_u - (M - M_u) \left(\frac{1}{r}\right)_{ns} \right]. \quad (2.39)$$

В зависимостях (2.38), (2.39):

$M_{ns}$  - усилие, соответствующее началу текучести растянутой арматуры;

$M_c$  - усилие образования трещин;

$M_u$  - предельное усилие, воспринимаемое сечением.

График, изображенный на рис.2.23(б), соответствует переармированному сечению, разрушающемуся по бетону сжатой зоны сечения. В этом случае выбирается узловая точка, характеризующаяся проявлением значительных неупругих деформаций.

Кривизна участка железобетонного элемента аппроксимируется зависимостью:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{M_c} \frac{(M - M_n)(M - M_u)}{(M_c - M_n)(M_c - M_u)} \left(\frac{1}{r}\right)_c + \frac{M}{M_n} \frac{(M - M_c)(M - M_u)}{(M_n - M_c)(M_n - M_u)} \left(\frac{1}{r}\right)_n + \frac{M(M - M_c)(M - M_n)}{M_u(M_u - M_c)(M_u - M_n)} \left(\frac{1}{r}\right)_u, \quad (2.40)$$

где  $M_n$  - усилие, соответствующее проявлению значительных неупругих деформаций, остальные обозначения те же, что и в зависимостях (2.38), (2.39).

Прогиб элементов при длительном действии нагрузки вычисляют как при кратковременном ее действии с учетом поправочного коэффициента, учитывающего величину нагрузки и продолжительность ее действия [9]:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_d = c \cdot \left(\frac{1}{r}\right), \quad (2.41)$$

$$c = 1.25 + (1 - 25\mu) \frac{M_d}{M_u}, \quad (2.42)$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_d$  - кривизна элемента при длительном действии нагрузки;



$M_d$  - усилие от длительно действующей нагрузки;

$M_u$  - разрушающее усилие.

### 2.3 Сравнение результатов расчетов прочности и трещиностойкости трехслойных элементов

По вышеприведенным двум методам – приведенных сечений (с модификацией) и предложенному были проведены расчеты момента образования трещин и прочности сечений нормальных к продольной оси.

Результаты расчетов приведены в табл.2.1.

Таблица.2.1

Моменты образования трещин и прочности сечений нормальных к продольной оси

Класс бетона	Диаметр арматуры класса А400С, мм	Процент армиров. $\mu$ , %	Момент, кНм			
			разрушающий		образования трещин	
			расчет при напряжениях в арматуре		при расчете по схеме рис.2.3.а	при расчете по схеме рис.2.3.б
			$f_{yk}$	$f_{tk}$		
С16/20	6	0,14	5,1/5,34	6,33/6,83	1,383/1,759	1,871/1,759
	10	0,39	13,37/14,28	16,52/17,79	1,619/1,958	2,079/1,958
С20/25	6	0,14	5,13/5,38	6,38/6,87	1,595/1,971	2,091/1,971
	10	0,39	13,59/14,45	16,72/17,98	1,844/2,183	2,317/2,183

Примечание: В числителе находятся значения рассчитанные по методу приведенных сечений, а в знаменателе - по предложенному методу.  $f_{yk}$  - сопротивление арматуры на растяжение на границе текучести,  $f_{tk}$  - временное сопротивление разрыву арматуры.

Данные таблицы свидетельствуют, что расхождение значений прочности сечений нормальных к продольной оси рассчитанные по методу приведенных сечений и по предложенному не превышают 7%, а значение момента обра-

зования трещин по методу приведенных сечений по схеме рис. 2. 3 а и предложенному – 16-21%, по схеме рис. 2. 3 б – 6%.

Итак, момент образования трещин по схеме рис. 2. 3 а и прочность сечений нормальных к продольной оси достаточно точно оценивается как одним, так и другим методом. А момент образования трещин рассчитан по схеме рис. 2. 3 а по сравнению со значением предложенного метода имеет значительное расхождение.

#### **2.4 Расчет прочности и трещиностойкости трехслойных элементов согласно нормативным требованиям**

Согласно ДБН [24] несущая способность железобетонных элементов на действие изгибающих моментов и продольных усилий определяют, исходя из следующих условий:

- за расчетное принимается усредненное сечение, которое отвечает усредненным деформациям бетона и арматуры по длине блока между трещинами, если такие имеются;
- деформации в арматуре и окружающем его бетоне одинаковы, как при растяжении, так и при сжатии;
- для расчетного сечения является справедливой гипотеза о линейном распределении деформаций по его высоте;
- связь между напряжениями и деформациями сжатого бетона, а также растянутой арматуры принимается в виде диаграмм, при этом если относительные деформации арматуры превысили граничные, то произошел ее разрыв.

Расчет железобетонных элементов по образованию нормальных и наклонных трещин выполняют по граничным усилиям или за нелинейной деформационной моделью.

Расчет по образованию трещин железобетонных элементов по граничным усилиям выполняют из условия

$$S \leq S_{w,ult}, \quad (2.43)$$

согласно которого усилия  $S$  от внешней нагрузки не должно превышать граничного усилия  $S_{w,ult}$ , которое может воспринять железобетонный элемент перед образованием трещин.

Граничное усилие, которое воспринимает железобетонный элемент перед образованием трещин, нужно определять исходя из расчета этого элемента как сплошного тела с учетом упругих деформаций в арматуре и неупругих деформаций в растянутом и сжатом бетоне при достижении деформаций на растяжение бетона граничных значений

$$\varepsilon_{ctu} \leq -2f_{ctm} / E_{ck}, \quad (2.44)$$

Критерием образования трещин является достижение граничных относительных деформаций в растянутом бетоне на уровне нижнего ряда рабочей арматуры.

За критерий исчерпания несущей способности сечения принимается:

- потеря равновесия между внешними и внутренними усилиями, то есть достижения максимума на диаграмме «момент-кривизна (прогиб)»;
- разрушение сжатого бетона при достижении фибровыми деформациями граничных значений, или разрыв всех растянутых стержней арматуры вследствие достижения в них граничных деформаций.

Несущая способность железобетонных элементов на действие изгибающих моментов и продольных усилий определяют исходя из следующих условий:

- за расчетное принимается усредненное сечение, которое отвечает средним деформациям бетона и арматуры по длине блока между трещинами, если такие есть;

- деформации в арматуре одинаковы с окружающим ее бетоном, как при сжатии, так и при растяжении;
- для расчетного сечения принимается гипотеза про линейное распределение деформаций по ее высоте;
- связь между напряжениями и деформациями сжатого бетона принимается в виде диаграмм, которые представлены на рис.2.24 и рис.2.25.

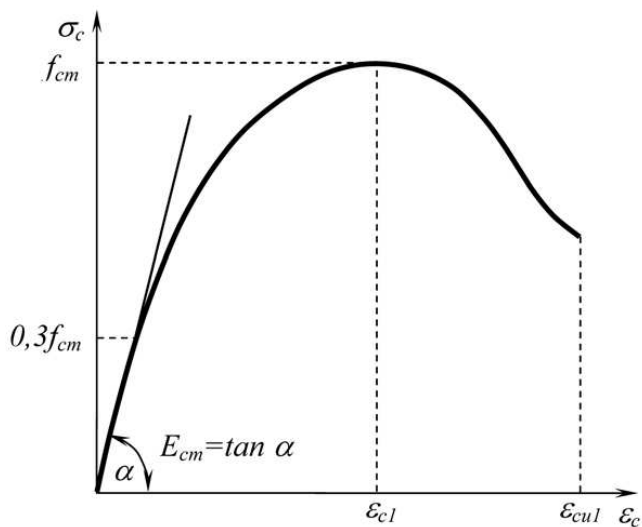


Рис.2.24. Диаграмма напряжений-деформаций бетона [24]

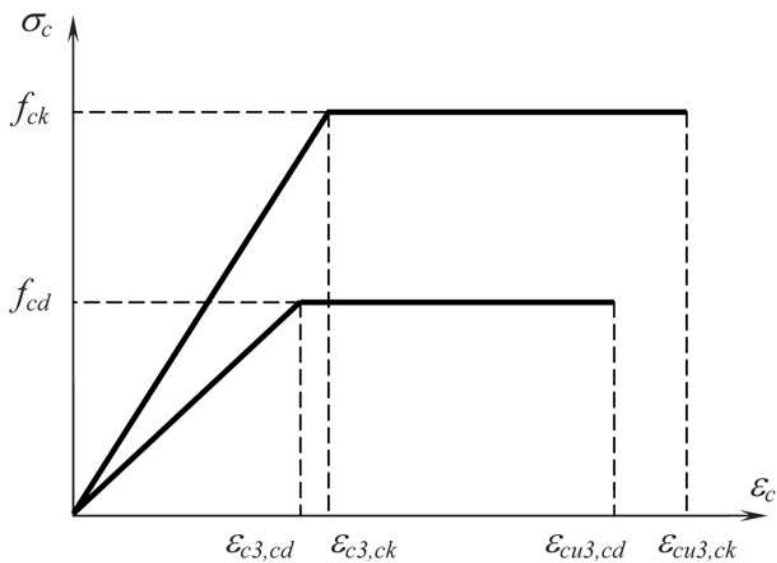


Рис.2.25. Двухлинейная зависимость напряжений-деформаций бетона [24]

–связь между напряжениями и деформациями в арматуре принимаются в виде диаграмм приведенных на рис.2.26 - 2.28. При этом:

- а) для арматуры при  $\epsilon_s > \epsilon_{su}$   $\sigma_s=0$  (принимается, что случился обрыв арматуры);
- б) работу бетона растянутой зоны допускается не учитывать, принимая при  $\epsilon_{ci} \leq 0$  напряжения  $\sigma_{ci}=0$ .

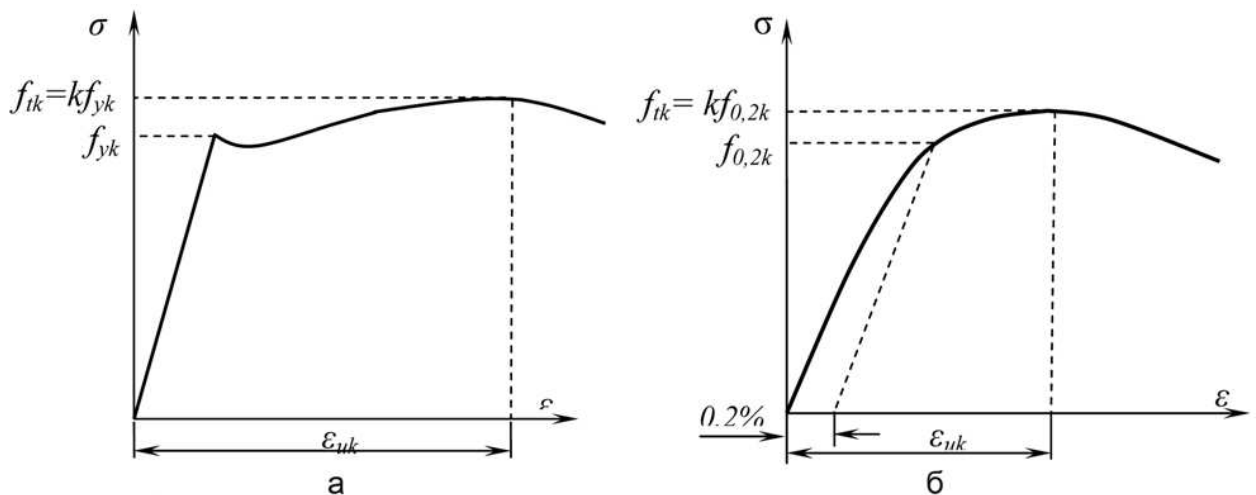


Рис.2.26. Диаграмма напряжений-деформаций растяжения для обычной арматурной стали: а – арматурная сталь, которая имеет физическую площадку текучести; б – арматурная сталь, которая не имеет физической площадки текучести [24]

За критерий исчерпания несущей способности сечения принимается:

- потеря равновесия между внутренними и внешними усилиями (достижение максимума на диаграммах момент кривизна (прогиб) – экстремальный критерий;
- разрушение сжатого бетона при достижении фибровыми деформациями граничных значений  $\epsilon_{cu1}$ ,  $\epsilon_{cu3}$  или разрыв всех растянутых стержней арматуры вследствие достижения в них граничных деформаций  $\epsilon_{ud}$  рис.2.26 - 2.28.

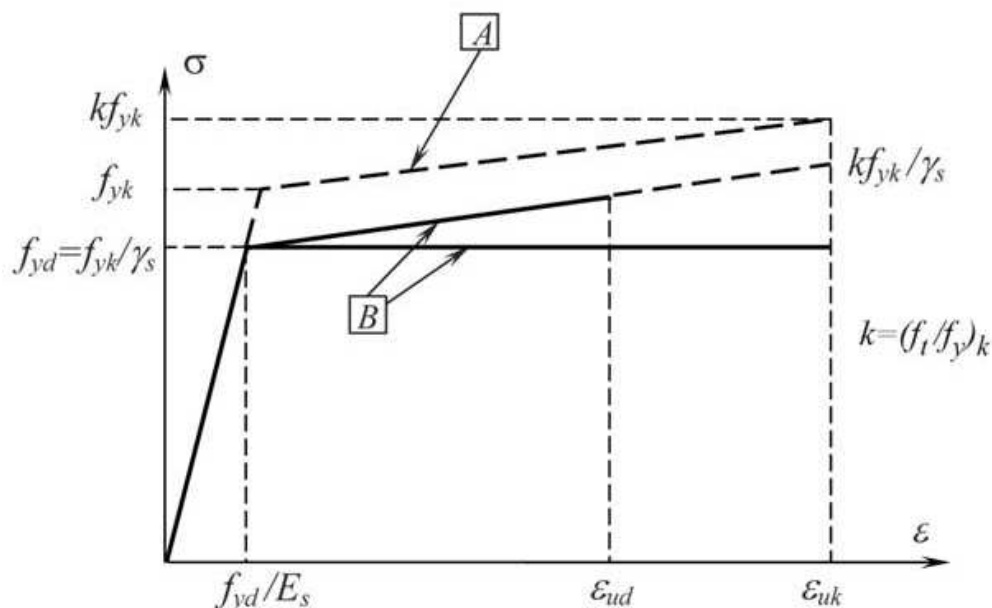


Рис.2.27. Идеализированная и расчетная диаграмма напряжений-деформаций для арматуры (при растяжении и сжатии):

А – идеализированная; В – расчетная [24]

Сущность данной методики состоит в том, что учитывается прирост не усилий, а деформаций в сечении.

Зависимость  $\sigma$ - $\epsilon$  показанная на рис. 2.24 для бетона при кратковременном нагружении описывается уравнением

$$\frac{\sigma_c}{f_{(ck),(cd)}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}, \quad (2.45)$$

где  $\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}$ ,

$\epsilon_{c1}$  - деформации при максимальных напряжениях при расчете по первой группе предельных состояний равные  $\epsilon_{c1} = \epsilon_{c1,cd}$ , и при второй  $\epsilon_{c1} = \epsilon_{c1,ck}$ ;

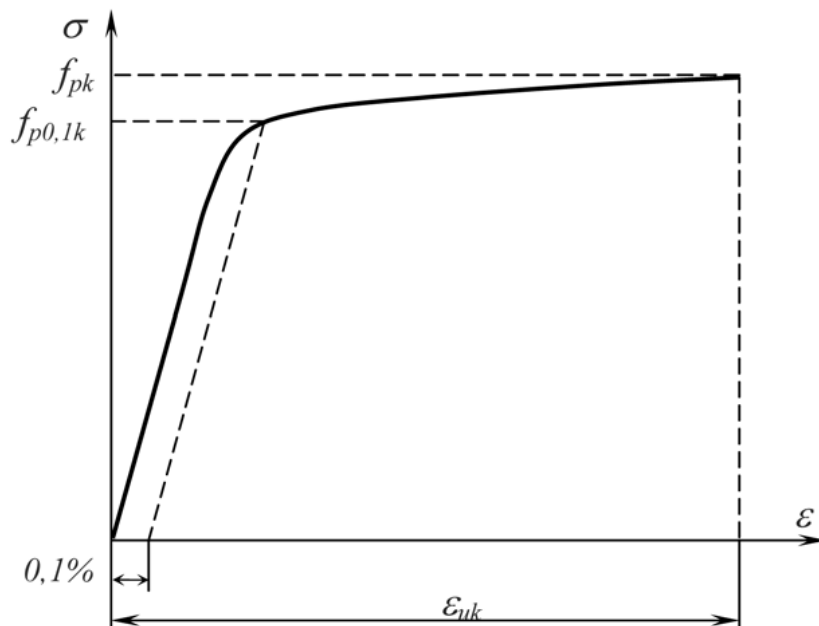


Рис.2.28. Диаграмма напряжений-деформаций для обычной ненапрягаемой стали [24]

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (2.46)$$

Выражения (2.45), (2.46) справедливы при  $0 < |\epsilon_c| < \epsilon_{cu1}$ , где  $\epsilon_{cu1}$  - номинальные граничные деформации бетона.

## 2.5 Расчет прочности наклонных сечений

Для выше предложенной модели ограждающей конструкции предельная поперечная сила воспринимаемая бетоном по наклонной трещине по СНиП [100] определяется по формуле:

$$Q = \frac{\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \quad (2.47)$$

но не более

$$Q \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (2.48)$$

и не менее

$$Q \leq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (2.49)$$

Подставив значение прочности полистиролбетона на сжатие и параметры сечения предельная поперечная сила при условии определения наиболее неблагоприятного местоположения внешнего усилия ( $c=2,5h_0$ ) сечение может выдержать поперечное усилие 1,05 кН.

Предельная поперечная сила воспринимаемая бетоном по наклонной полосе между наклонными трещинами определяется по формуле:

$$Q = 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (2.50)$$

Расчетное значение этой величины равно 2,81 кН.

Расчет прочности наклонных сечений по ДБН [24] для той же модели ограждающей конструкции без поперечной арматуры начинается с определения расчетной величины сопротивления сдвига:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad (2.51)$$

но не менее

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \quad (2.52)$$

Расчетная величина сопротивления сдвига равна 1,98 кН и не менее 1,06 кН.

Несущая способность на поперечные усилия по условию

$$V_{ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (2.53)$$

равна 3,36 кН.



При расчете по образованию наклонных трещин в трехслойном сечении с монолитной связью слоев определяющим является прочность на растяжение бетона среднего слоя.

Экспериментальные данные работ [36, 62, 63] свидетельствуют о том, что после образования наклонных трещин в среднем слое из бетона низкой прочности трехслойных элементов без поперечной арматуры, разрушение их наступает не сразу, а с увеличением нагрузки. При этом разрушение в приопорных зонах происходит от нарушения сцепления малопрочного среднего слоя с нижним.

## 2.6 Сравнение результатов расчетов прочности по наклонным сечениям трехслойных элементов

Выполнив теоретические расчёты прочности по наклонным сечениям трехслойных железобетонных элементов используя основные положения нормативных документов СНиП [100] и ДБН [24] были получены данные значения которых приведены в таблице 2.2.

Таблица.2.2

Результаты расчетов прочности по наклонным сечениям

Марка бетона среднего слоя	Серия балок образцов	Нормативный документ	Поперечные усилия, кН	
			по наклонной трещине	по наклонной полосе между наклонными трещинами
М5	3, 4	СНиП	1,05	2,81
		ДБН	1,98	3,36

Данные таблицы свидетельствуют, что расхождение значений прочности сечений наклонных к продольной оси по наклонной трещине больше на 86%, а значение прочности сечений наклонных к продольной оси по наклонной полосе между наклонными трещинами – 55% от результатов расчетов полученных по методике СНиП [100].

## 2.7 Расчет по деформациям

Решение для определения прогибов трехслойных конструкций составного сечения приведено в работах [55, 92]. Прогиб от изгиба соответствует изгибу балки, а прогиб от сдвига сопровождается сдвигом заполнителя. При этом имеет место депланация сечения с дополнительным искривлением внешних слоев. Прогиб в середине пролета определяется по формуле:

$$f_{M+Q} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot D_{\bar{o}}^*} \cdot \left\{ 1 + \frac{48 \cdot (1 - \lambda) \cdot \kappa}{5 \cdot \pi^2} \cdot \left[ 1 - \frac{2}{u^2} + \frac{2}{u^2} \cdot \frac{cho}{chu} \right] \right\}, \quad (2.54)$$

где  $q$  - нагрузка приходящаяся на единицу ширины балки, кгс/см<sup>2</sup>;

$l$  - пролет балки, см;

$$\lambda = 2 \cdot \tilde{D} \div D_{\bar{o}}^*, \quad (2.55)$$

$\tilde{D}$  - изгибная жесткость наружного слоя;

$$\tilde{D} = \frac{E_{\text{н.с.}} \cdot t^3}{12}, \quad (2.56)$$

$$D_{\bar{o}}^* = 2 \cdot \left[ B \cdot (h + 0,5 \cdot t)^2 + \tilde{D} \right], \quad (2.57)$$

$E_{\text{н.с.}}$  - начальный модуль упругости бетона наружного слоя, кгс/см<sup>2</sup>;

$E_{\text{в.с.}}$  - начальный модуль упругости бетона внутреннего слоя, кгс/см<sup>2</sup>;

$t$  - толщина наружного слоя, см;

$B$  - жесткость наружного слоя при растяжении-сжатии

$h$  - половина толщины среднего слоя

$$k = \frac{\pi^2 \cdot B \cdot h}{E_{\text{в.с.}} \cdot l^2}, \quad (2.58)$$

$$u = 0,5 \cdot \pi \sqrt{\frac{1}{\lambda \cdot k}}, \quad (2.59)$$

$ch$  - гиперболический косинус.

Расчет трехслойного элемента по [10] с использованием гипотезы сплошности сечения может осуществляться после приведения к двутавровому сечению, исходя из отношения модулей упругости наружных и среднего слоев. Полный прогиб определяется суммой прогибов, обусловленных деформациями изгиба и сдвига.

Прогиб балки от изгиба находится по формуле:

$$f_M = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot b \cdot l^4}{E_{\text{н.с.}} \cdot I}, \quad (2.60)$$

где  $b$  – ширина сечения, см<sup>2</sup>;

$I$  - момент инерции приведенного сечения, см<sup>4</sup>.

Прогиб балки от поперечных сил находится по формуле:

$$f_Q = k \cdot \frac{M(x)}{G \cdot A}, \quad (2.61)$$

где  $k$  – коэффициент, учитывающий форму и размеры сечения;

$A$  - площадь сечения, см<sup>2</sup>.

Расчеты в упругой стадии трехслойных балок на равномерно распределенную нагрузку были проведены как для трехслойных элементов в соответствии с решением [55, 92], так и для однослойных, приведенных к двутавровым, с использованием решений изложенных в [10].

Данные решения были использованы для оценки деформаций изгибаемых трехслойных железобетонных элементов в работах [25, 101, 110].

Прогиб в середине пролета от равномерно распределённой нагрузки в 10 кН/м<sup>2</sup> рассчитанный по выражению (2.54) составляет 0,21мм, а сумма прогибов от изгибающих усилий по (2.60) и поперечных усилий по (2.61) равна 0,20мм. Разница в полученных значениях составляет 5% от величины прогиба полученной по выражению (2.54).

## 2.8 Расчет прочности контактных швов

Расчет прочности контактных швов между слоями бетона [87] выполняют из условия:

$$F \leq F_{sh}, \quad (2.62)$$

де  $F$  – усилия на сдвиг в шве от внешней нагрузки;

$F_{sh}$  – предельное усилие на сдвиг, которое может воспринять контактный шов.

Для свободно опертой балки прочности контактных швов выполняют возле опоры на участке между свободным торцом элемента и наклонным сечением (рис.2.29).

Усилия на сдвиг в шве от внешней нагрузки

$$F = (M - M_{sw}) / z, \quad (2.63)$$

где  $M$  – момент от внешней нагрузки в нормальном сечении, которое проходит через конец рассмотренного наклонного сечения у сжатой грани элемента;

$M_{sw}$  – момент, который воспринимает поперечная арматура в рассмотренном наклонном сечении;

$z$  – плечо внутреннего пара продольных сил в наклонном сечении.

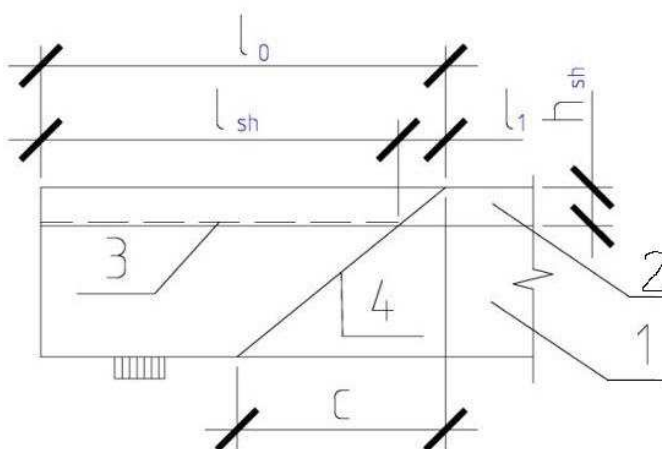


Рис.2.29. Схема расчетной длины контактного шва: 1- нижний слой бетона; 2- верхний слой бетона; 3- контактный шов, наклонное сечение.

Момент, который воспринимает поперечная арматура в рассмотренном наклонном сечении, определяют по формуле:

$$M_{sw} = 0,5 \cdot q_{sw} \cdot C^2, \quad (2.64)$$

где  $q_{sw}$  – интенсивность усилий в поперечной арматуре;

$C$  – длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента.

Предельное усилие на сдвиг, который воспринимается контактным швом:

$$F_{sh} = R_{sh} \cdot b_{sh} \cdot l_{sh}, \quad (2.65)$$

где  $R_{sh}$  – среднее по длине участка сдвига суммарное расчетное сопротивление сдвига контактного шва;

$b_{sh}$  – расчетная ширина поверхности сдвига;

$l_{sh}$  – расчетная длина поверхности сдвига.

В общем случае среднее суммарное расчетное сопротивление сдвига контактного шва принимают равным:

$$R_{sh} = R_{sh, b} + R_{sh, s}, \quad (2.66)$$

где  $R_{sh, b}$  – сопротивление шва сдвига за счет сцепления, механического сцепления и обжатия бетона;

$R_{sh, s}$  – сопротивление шва сдвига за счет работы на срез поперечной арматуры, которая пересекает шов.

Для выше принятой модели ограждающей конструкции в результате расчета по выше приведенным выражениям, усилия на сдвиг в шве от внешней нагрузки значительно меньше, чем предельное усилие на сдвиг, который может воспринять контактный шов без поперечного армирования при длине плеча приложения нагрузки:

$$\begin{aligned} C=2h_o, \quad F = 16,0 \text{ кН} \leq F_{sh}=50,13 \text{ кН}, \\ C=1,5h_o, \quad F = 12,0 \text{ кН} \leq F_{sh}=38,69 \text{ кН}, \\ C=h_o, \quad F = 8,0 \text{ кН} \leq F_{sh}=26,94 \text{ кН}, \end{aligned} \quad (2.67)$$

## ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ

1. Сформулированы предпосылки и физические соотношения для оценки напряженно-деформированного состояния стержневых железобетонных элементов с многослойными сечениями.

2. Предложен численно-аналитический метод для вычисления усилий, воспринимаемых бетоном сжатой зоны многослойных сечений.

3. Для получения неразрывного решения и в целях общности методики оценки усилия, воспринимаемого бетоном растянутой зоны до, в момент и после образования трещин, разработан метод интегральной оценки усилий.

4. Разработана методика, позволяющая с единых позиций оценивать прочность, деформативность и трещиностойкость железобетонных элементов с многослойными сечениями. Разработаны алгоритмы расчета.

5. Процесс разрушения элементов с многослойными сечениями, по сечениям нормальных к продольной оси железобетонных элементов, моделируется с использованием критерия максимума функций равновесных состояний для всего сечения в целом, либо текучести или ограничения величины предельных деформаций арматуры.

6. Предложено два метода расчета момента образования трещин и прочности сечений нормальных к продольной оси для трехслойных конструкций с монолитной связью:

- метод приведенных сечений (с модификацией)

- предложенный метод, в котором в явном виде используется модельное представление и уравнения механического состояния бетонов, что позволяет учесть слои бетонов с различными свойствами.

7. Метод приведенных сечений может использоваться в инженерных расчетах, а предложенный при применении ЭВМ.

8. Прочность контактных швов между слоями бетона имеет достаточный запас прочности, которая дает возможность изготовления термически однородных трехслойных панелей.

## ГЛАВА 3

### ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ. АНАЛИЗ ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ

#### 3.1 Подготовка образцов к испытаниям

Для выполнения экспериментальных исследований напряженно – деформированного состояния трехслойных элементов было запроектировано 4 серии по 3 образца в каждой серии.

1-я и 2-я серии трехслойных элементов запроектированы из условия разрушения в зоне чистого изгиба по сечениям, нормальных к продольной оси, в количестве 2 и 3 трехслойных элементов, с разницей лишь в том, что в трехслойных элементах 1-й серии установлена поперечная арматура в виде хомутов.

3-я и 4-я серии трехслойных элементов предназначены для изучения прочности при разрушении в приопорных зонах сечений, наклонных к продольной оси, и состоят из трех трехслойных элементов каждая. Образцы этих серий полностью идентичны между собой, а отличие их при проведении экспериментов заключалась в пролетах среза – расстояния от опор до сосредоточенной нагрузки: 283 мм и 425 мм ( $h_0$  и  $1,5h_0$ ).

Таким образом, были изготовлены опытные серии трехслойных элементов, как фрагменты стеновых панелей, длиной 2500 мм, шириной 160 мм и высотой 300 мм (рис.3.1). Внешние слои, толщиной 50 мм и 70 мм, соответственно, верхний и нижний, были выполнены из тяжелого бетона класса С20/25 и армировались проволоочной арматурой класса ВрI диаметром 4 мм. Средний слой выполнен из полистиролбетона марки М5 толщиной 180 мм. Для 1-й и 2-й температурных зон из условия обеспечения норм теплозащиты толщина стеновой панели составляет 400-450 мм, что предоставляет возможность использо-



вать старые опалубочные формы на домостроительных комбинатах. Вес таких многослойных панелей с применением полистиролбетона не превышает веса аналогичных керамзитобетонных панелей и дает возможность использовать существующие подъемно-транспортные механизмы.



Рис.3.1. Опытные образцы трехслойных элементов

Основной задачей при изготовлении трехслойных элементов было обеспечение такой последовательной укладки слоев из бетонов различной прочности и плотности в едином технологическом цикле, который позволял образование монолитной связи между слоями, обеспечив целостность и термическую однородность будущей конструкции. При этом устраняется необходимость установки стальных и дискретных железобетонных связей.

Технологически процесс изготовления трехслойных элементов предусматривал одновременное приготовление конструкционного и теплоизоляционного бетонов. Затем, путем последовательной укладки формировали нижний слой толщиной 70 мм из тяжелого бетона и уплотняли вибрированием в течение 30-40 с, и средний слой теплоизоляционный слой из полистиролбетона толщиной 180 мм с последующим кратковременным вибрированием в течение 10-15 с. Полистиролбетон укладывают на свежееуложенный тяжелый бетон, за счет чего и происходит адгезия по контакту слоев двух бетонов, обеспечивая их

монолитную связь. Перед укладкой верхнего слоя необходимо выполнять перерыв 15-20 мин., до начала схватывания среднего слоя. Верхний слой из тяжелого бетона уплотнялся поверхностной вибрацией в течение 10-15 сек с целью предотвращения перемешивания его со средним слоем (рис.3.2).



Рис.3.2. Процесс укладки верхнего слоя трехслойных элементов после технологической паузы

Разработанная технология позволила обеспечить адгезию слоев многослойной конструкции и надежную совместную работу при нагружении, что было выявлено в последующем при испытаниях фрагментов стеновых панелей в лабораторных условиях (рис.3.3).

Контрольные образцы для определения прочностных и деформативных характеристик бетонов опытных трехслойных элементов изготавливали в инвентарных металлических формах. Результаты их испытаний приведены в таблице 3.1.

Прочностные и деформативные характеристики арматуры определены по результатам испытаний на разрыв образцов отобранных при изготовлении каркасов (таб. 3.2).

Таблица 3.1

Прочностные и деформативные характеристики бетонов опытных трехслойных элементов

Серии образцов	Тяжелый бетон, МПа				Полистиролбетон, МПа			
	$f_{ck,cube}$	$f_{cd}$	$f_{ctd}$	$E_{cm} 10^{-3}$	$f_{ck,cube}$	$f_{cd}$	$f_{ctd}$	$E_{cm} 10^{-3}$
1,2	27,52	15,5	1,23	31,2	0,45	0,25	0,07	0,35
3,4	32,45	17,1	1,25	32,5	0,45	0,25	0,07	0,35

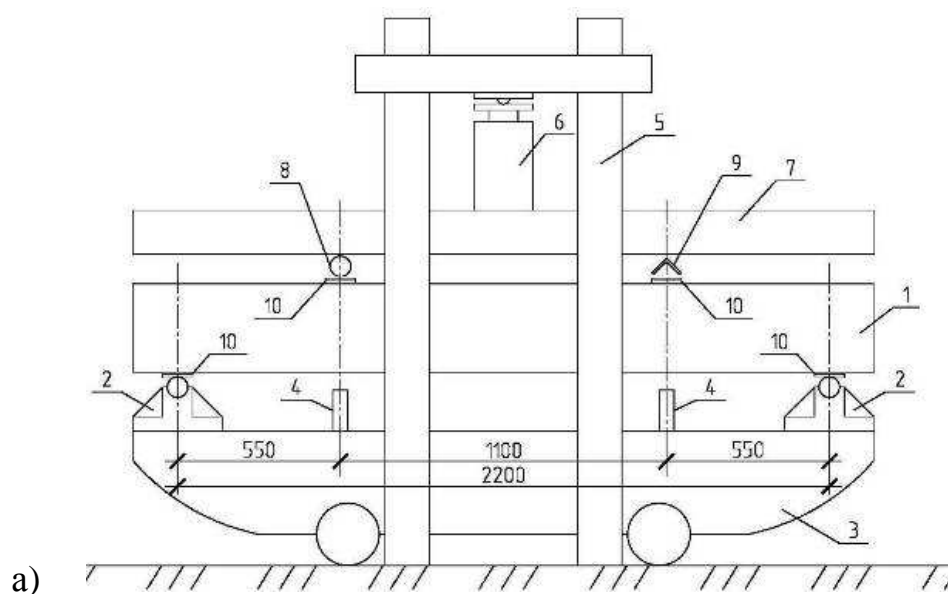
Таблица 3.2

Прочностные и деформативные характеристики арматуры опытных трехслойных элементов

Серии образцов	Диаметр (мм), класс	$A_s$ , см <sup>2</sup>	$f_{yk}$ , МПа	$f_{tk}$ , МПа	$E_s \cdot 10^{-3}$ МПа
1-4	ø4 Вр-I	0,132	473	572,5	176

Для испытания трехслойных элементов был собран стенд, схема и общий вид которого представлены на рисунке 3.3. Стенд состоит из опор расположенных на неподвижной тележке, страховочных стоек, силовой рамы в виде подвижной плиты и стоек с винтовой резьбой закрепленных к силовому полу. Загружение трехслойных элементов производится гидродомкратом, через распределительную траверсу, в двух сечениях через шарнирно-подвижную и шарнирно-неподвижную опоры. Шарнирно-подвижная опора представляет собой каток диаметром 40мм, заключенный между опорной пластиной и распределительной траверсой. Шарнирно-неподвижной опорой служил равнополочный уголок. Опорные пластины устанавливаются на раствор.

Загружение балочных образцов производили этапами, равными 1/10 предполагаемой разрушающей нагрузки, с выдержкой на каждом этапе 10...15 мин.



а)



б)

Рис.3.3. Схема (а) и общий вид (б) стенда для испытания трехслойных элементов в лабораторных условиях: 1 - балка, 2 - опоры, 3 - неподвижная тележка, 4 - страховочные стойки, 5 - силовая рама, 6 - гидродомкрат, 7 - распределительная траверса, 8 - подвижная опора, 9 - неподвижная опора, 10 - опорные пластины

Перед испытанием для облегчения визуального наблюдения за появлением трещин и их распространением боковые поверхности были побелены известью. Схема расположения приборов при испытаниях приведены на рисунке 3.4.

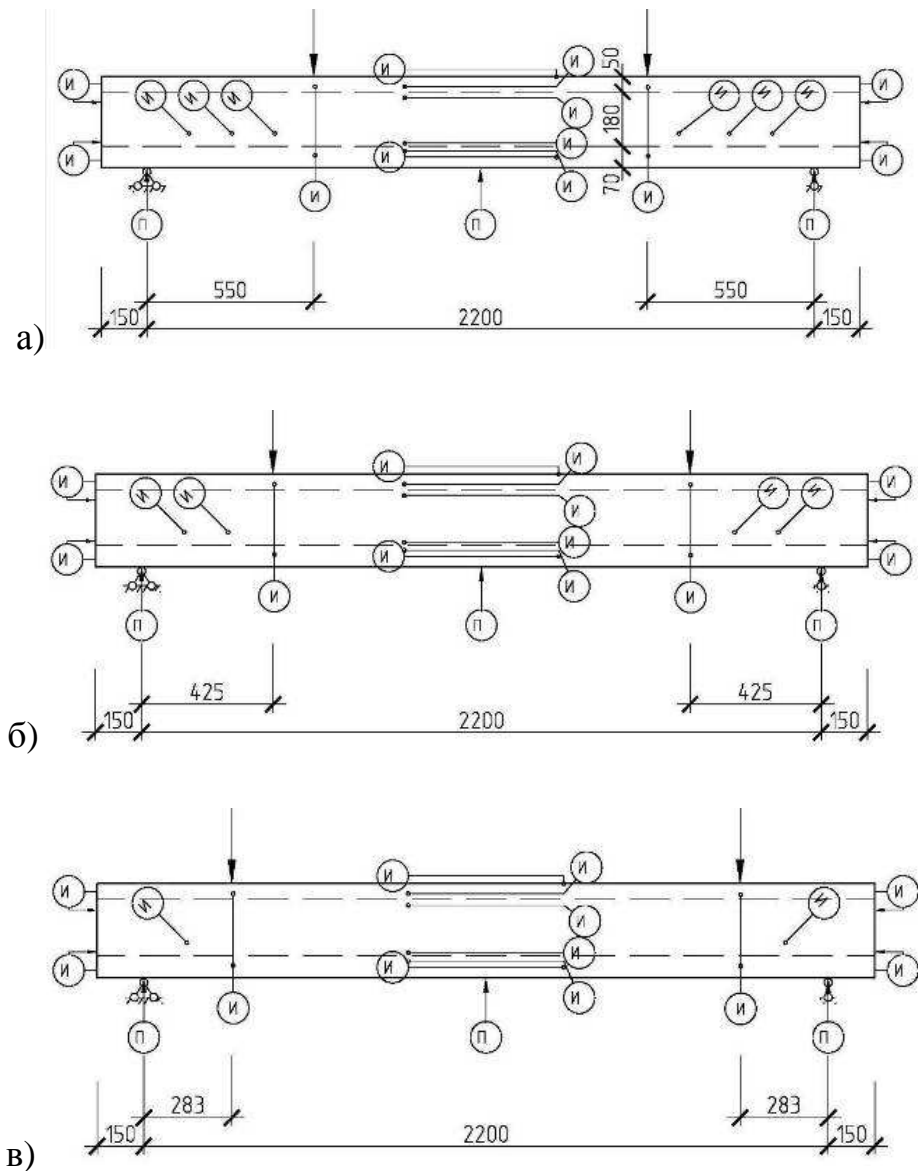


Рис.3.4. Схема расстановки приборов на трехслойных элементах 1-й и 2-й (а), 3-й (б), 4-й (в) серий

Для оценки напряженно-деформированного состояния трехслойных элементов образцов с монолитной связью слоев на каждом этапе загрузки в середине их пролета измеряли деформации бетона. В шести уровнях по высоте сечения были установлены индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 300 мм с целью определения положения нейтральной оси и средних относительных деформаций бетона по высоте сечения.

Фрагменты расположения приборов при испытаниях в средней части трехслойных элементов приведены на рисунке 3.5.



Рис.3.5. Расположение индикаторов в средней части на обеих боковых поверхностях трехслойных элементов

В приопорных зонах трехслойных элементов измеряли деформации бетона среднего слоя индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 200 мм, расположенными под углом  $45^\circ$  к продольной оси балок с целью определения деформаций в направлениях главных растягивающих и сжимающих напряжений.

А также в метях приложения нагрузки были установлены вертикально индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 200 мм для определения деформации среднего слоя и на торцах трехслойных элементов - индика-

торы часового типа с ценой деления 0,01мм с целью определения величины смещения слоев.

Фрагменты расположения приборов при испытаниях в припорных зонах трехслойных элементов приведены на рисунке 3.6.



а)



б)



в)

Рис.3.6. Расположение индикаторов в припорных зонах трехслойных элементов 1-й и 2-й (а), 3-й (б), 4-й (в) серий

Прогибы трехслойных элементов измеряли прогибомерами системы Максимова с ценой деления 0,01 мм. Их устанавливали в центре пролета и на опорах для исключения их осадок.

### 3.2 Проведение экспериментальных исследований подготовленных балочных образцов и анализ полученных результатов

Перед испытаниями трехслойных элементов всех серий определялись нагрузки, при которых образуются нормальные и наклонные трещины, разрушающие нагрузки и характер разрушения.

При проведении экспериментальных исследований фиксировались моменты образования трещин (рис.3.7), и за величину момента трещинообразования принято среднее значение момента на этапе их обнаружения и предшествующем.

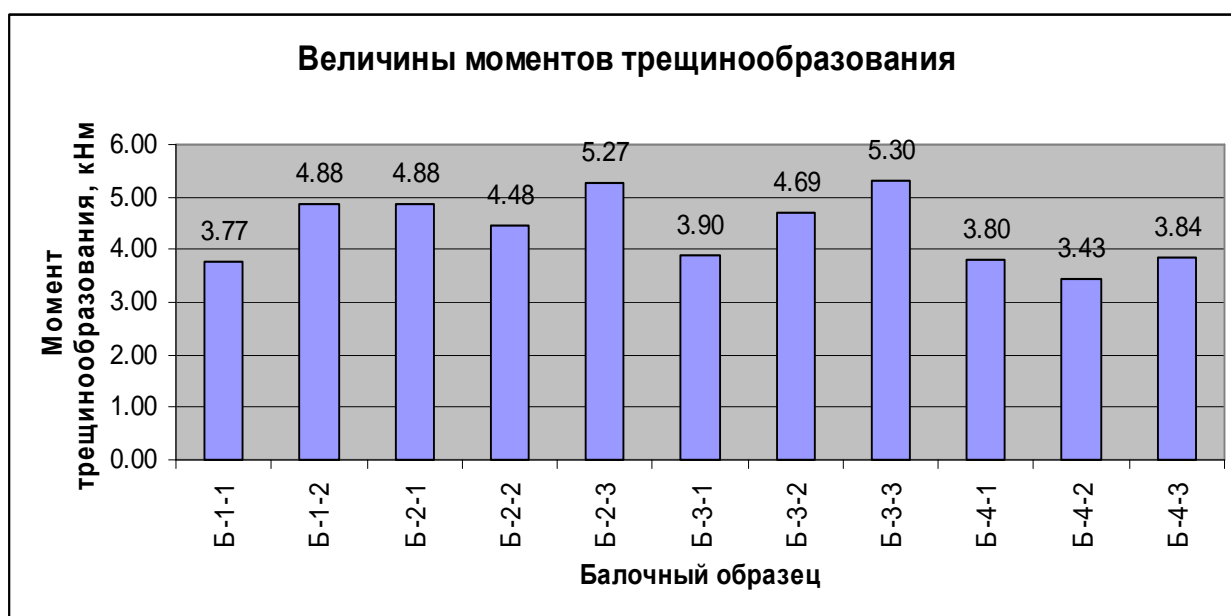


Рис.3.7. Диаграмма величин изгибающих моментов, при которых образуются трещины

Для балочных образцов 1-й и 2-й серий различие моментов трещинообразования не превышает 19 %, 3-й – 16 %, что может быть в основном след-



ствием неоднородности бетона и отчасти недостаточной точностью их определения.

Для балочных образцов 4-й серий с наименьшим значением расстояния от места приложения усилия до опоры величины моментов образования трещин различаются несущественно.

Средние значения экспериментальных результатов величин изгибающих моментов образования трещин, как видно по таблице 3.3, не значительно отличаются от данных расчетов по предложенному методу и по ДБН. При этом для образцов 1 различие между теоретическими значениями изгибающих моментов образования трещин и средними опытными составляет 1-4%, для образцов 2-й серии -8-11%.

Таблица 3.3

Сравнение экспериментальных и расчетных моментов образования трещин

Серия образцов	Шифр балочных образцов	Момент образования трещин, кНм					
		Опыт	Опыт, средние значения	1* схема рис. 2,а	1* схема рис. 2,б	2*	3*
1	Б-1-1	3,77	4,32 100	3,493 81	3,948 91	4,342 101	4,482 104
	Б-1-2	4,88					
2	Б-2-1	4,88	4,88 100	3,493 72	3,948 81	4,342 89	4,482 92
	Б-2-2	4,48					
	Б-2-3	5,27					

**Примечание:** В числителе указано значения моментов образования трещин, а в знаменателе их процентное отношение к среднему опытному значению; 1\* - момент образования трещин вычисленное по методу приведенных сечений; 2\* - по ДБН В.2.6-98:2009\* «Бетонні та залізобетонні конструкції»; 3\* - по предложенному методу.

При приведении трехслойного железобетонного сечения к однослойному двутавровому исходя из соотношения начальных модулей упругости, получены значения моментов образования трещин меньше чем опытные. Для образцов 1 серии это различие составляет 19%, а для 2-й – 28%.

А при приведении трехслойного железобетонного сечения к однослойному, с учетом различных прочностей на растяжение бетонов слоев в растянутой зоне, были получены значения моментов образования трещин для 1-й серии на 9% меньше, чем полученные в опыте, а для 2-й – на 19%.

Теоретическая оценка полученных экспериментальных данных показала, что результатов расчетов трехслойных железобетонных элементов монолитного сечения по образованию трещин по предложенному методу и по ДБН наиболее приближенные к опытным значениям, что говорит о подобии теоретических методов расчета.

Различие между теоретическими и опытными результатами могут быть следствием ряда причин, среди которых недостаточная точность определения момента образования трещин в опытах в зависимости от величины нагружения, погрешность при определении прочности бетона на растяжение, неоднородность характеристик по длине трёхслойных элементов и др.

Во время испытаний на участках постоянных моментов, а также в местах приложения усилий образовывались трещины. На рис.3.8-рис.3.10 приведены фотографии, а на рис.3.11 - рис.3.12 –схемы, трёхслойных элементов после испытания.

Ширина раскрытия трещин увеличивалась практически пропорционально росту изгибающего момента в пределах упругой зоны работы растянутой арматуры и перед разрушением не превышала 0,4 мм.



Рис.3.8. Фото балки 2-й серии после разрушения.



Рис.3.9. Фото балки 3-й серии после разрушения.



Рис 3.10. Фото балки 4-й серии после разрушения.

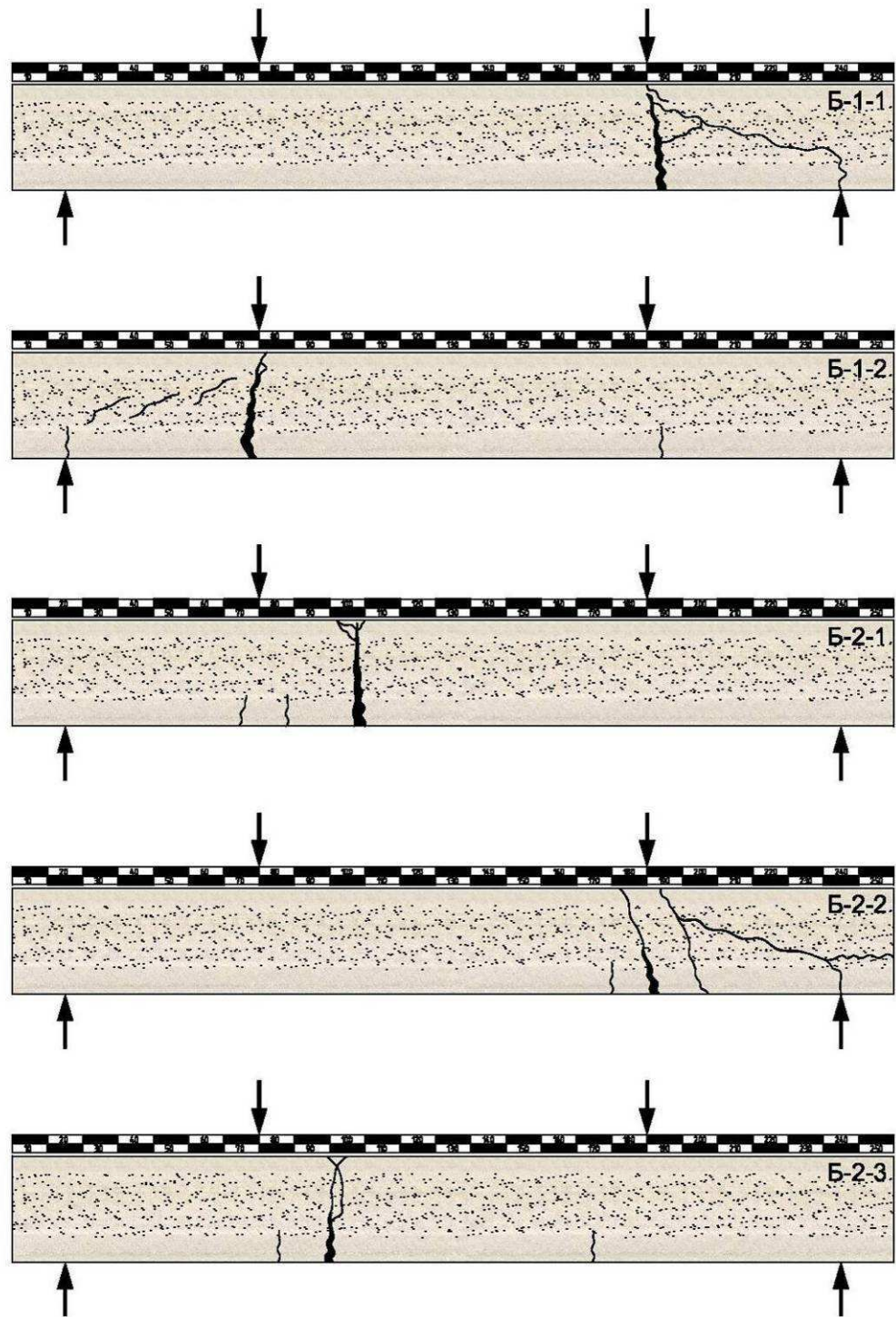


Рис. 3.11. Трещины в балках 1-й и 2-й серий

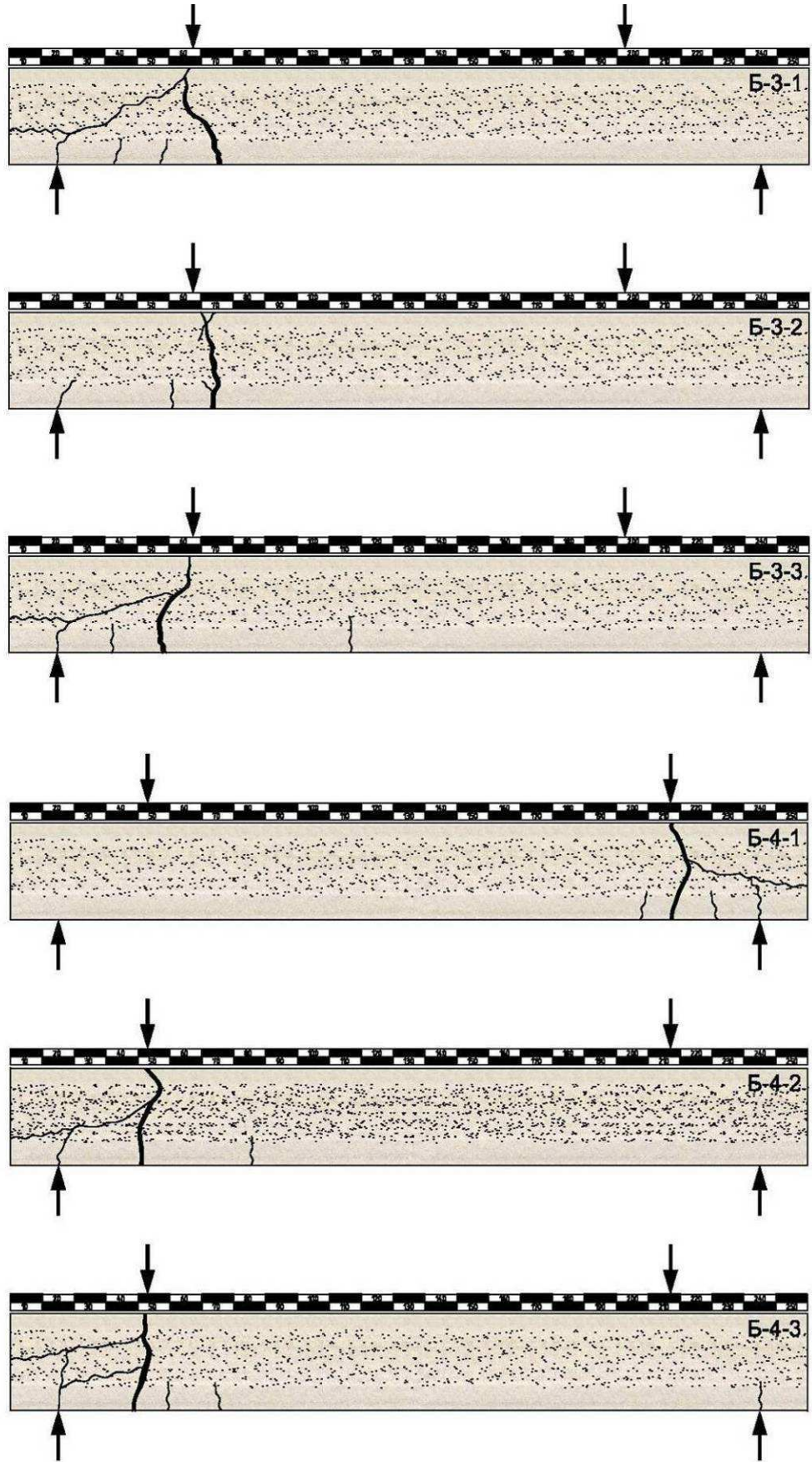


Рис. 3.12. Трещины в балках 3-й и 4-й серий

### 3.3 Прочность нормальных сечений

В зоне чистого изгиба по нормальному сечению разрушались балки 1-й и 2-й серий образцов с арматурой класса Вр1 диаметром 4 мм. Процент армирования их составлял 0,06%. Расчетные сопротивление арматуры на растяжение составляет 473 МПа, а временное сопротивление растяжению 572,5 МПа.

Учитывая в расчетах напряжений арматуры, равных пределу текучести, теоретические значения разрушающих нагрузок по предложенному методу для образцов 2-й серии оказались на 22 % меньше опытных, а для первой серии - на 13% (табл.3.4). При анализе теоретических данных полученных по ДБН для образцов 2-й серии значения разрушающих нагрузок оказались на 24 % меньше опытных, а для первой серии - на 16%.

При учете же в расчете напряжений, равных временному сопротивлению арматуры, теоретические значения разрушающих нагрузок по предложенному методу оказались меньше опытных на 5 % для образцов 2-й серии, а для первой серии на 5% больше (табл.3.4). Такая же ситуация наблюдается и при анализе полученных теоретических данных полученных по ДБН: для образцов 2-й серии значения разрушающих нагрузок оказались на 8 % меньше опытных, а для первой серии на 2% больше.

При расчете с учетом фактических характеристик материалов оказалось, что граница сжатой зоны проходит в границах верхнего слоя тяжелого бетона. Следовательно, трехслойное сечение правомерно рассчитывать как прямоугольное.

При расчете по методу приведенных сечений, учитывая в расчетах напряжений арматуры равных пределу текучести, теоретические значения разрушающих нагрузок оказались на 24 % меньше опытных для первой серии образцов, а для второй на 31%.

Таблица 3.4

Сопоставление экспериментальных результатов и расчетов балочных образцов по прочности нормальных сечений

Серия образцов	Шифр балочных образцов	Прочность бетона МПа	Изгибающий момент разрушения, кНм / %							
			Опыт	Опыт, среднее значение, %	1*		2*		3*	
					при напряжениях в арматуре					
					$f_{yk}$	$f_{tk}$	$f_{yk}$	$f_{tk}$	$f_{yk}$	$f_{tk}$
1	Б-1-1	15,5	4,70	$\frac{5,02}{100}$	$\frac{3,806}{76}$	$\frac{4,607}{92}$	$\frac{4,221}{84}$	$\frac{5,108}{102}$	$\frac{4,356}{87}$	$\frac{5,272}{105}$
	Б-1-2		5,34							
2	Б-2-1	15,5	5,73							
	Б-2-2		5,47	$\frac{5,56}{100}$	$\frac{3,806}{69}$	$\frac{4,607}{83}$	$\frac{4,221}{76}$	$\frac{5,108}{92}$	$\frac{4,356}{78}$	$\frac{5,272}{95}$
	Б-2-3		5,47							

**Примечание:** В числителе указано значение момента разрушения, а в знаменателе указано процентное отношение к среднему значению полученного опытным путем; 1\* - по методу приведенных сечений; 2\* - по ДБН В.2.6-98:2009\* «Бетонні та залізобетонні конструкції»; 3\* - по предложенному методу;  $f_{yk}$  - сопротивление арматуры на растяжение на границе текучести,  $f_{tk}$  - временное сопротивление разрыву арматуры.

Учитывая в расчетах по методу приведенных сечений напряжения, равные временному сопротивлению арматуры, теоретические значения разрушающих нагрузок для 1-й серии оказались меньше опытных на 8%, а для 2-й – 17.

Результаты теоретических расчетов прочности сечений нормальных к продольной оси элемента полученные по ДБН и предложенному методу оказались более приближенными к экспериментальным данным.

Результатами проведенных исследований установлено, что расчет по прочности нормальных сечений трехслойных железобетонных изгибаемых кон-

струкций с монолитной связью слоев может проводиться как для обычных однослойных прямоугольных сечений, в том случае если сжатая зона расположена в пределах одного наружного слоя бетона.

Если же в сжатую зону попадает также средний слой из бетона низкой прочности, то расчет производится для приведенного таврового сечения, переход к которому осуществляется через отношение призмочных прочностей бетонов.

### 3.4 Трещиностойкость и прочность сечений наклонных к продольной оси элемента

Визуально зафиксированное образование наклонных трещин подтверждается показаниями индикаторов. На графике «поперечная сила - деформации» с появлением трещин имеет место ускоренное приращение деформаций по направлению действия главных растягивающих напряжений. Нагрузки образования наклонных трещин зафиксированные при испытаниях отражены на графике «поперечная сила – деформации» (рис.3.13.)

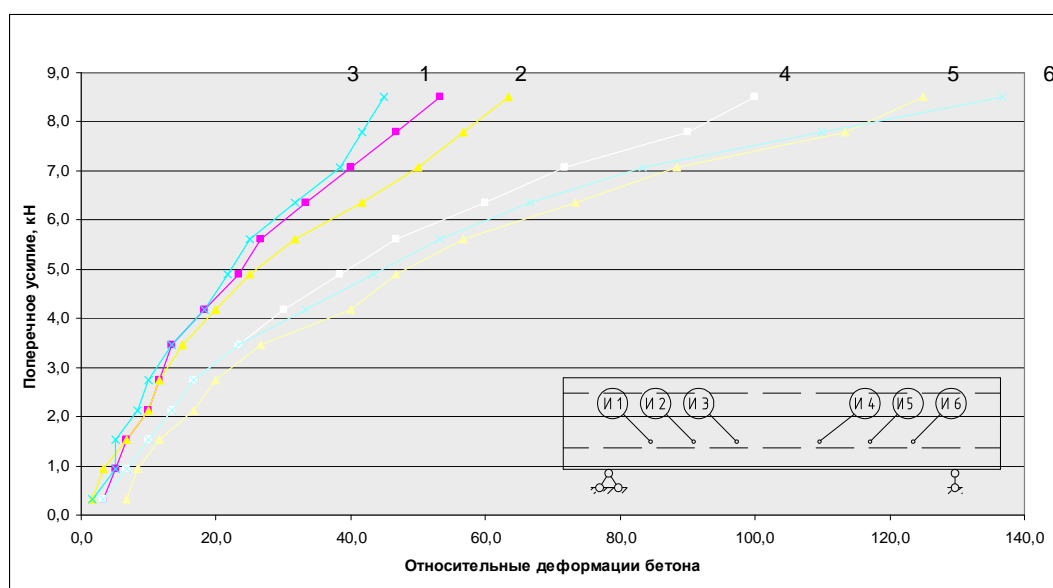


Рис.3.13. Деформации по направлению главных растягивающих напряжений замеренные индикаторами в припорных зонах трехслойного элемента Б-3-2.



Усилия образования наклонных трещин для трехслойного элемента со средним слоем из полистиролбетона уменьшались с увеличением пролета среза. Такая же тенденция характерна и для разрушающей нагрузки (рис.3.14.).

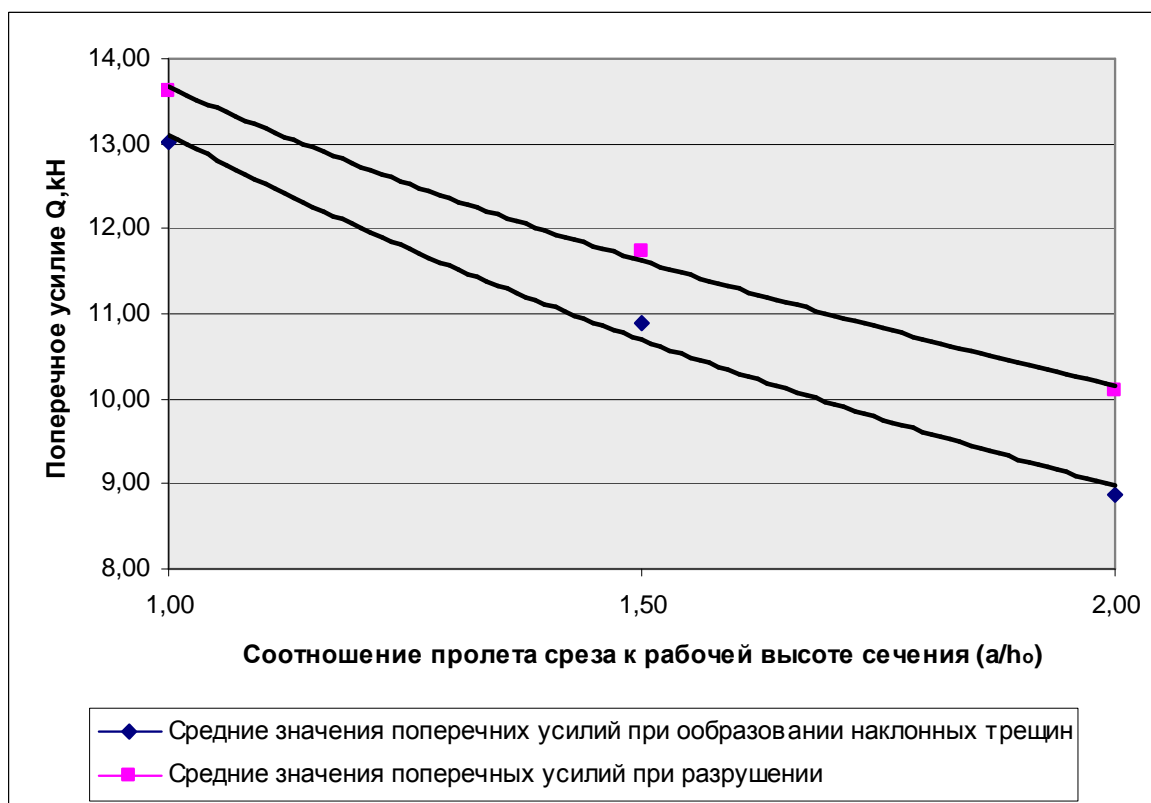


Рис.3.14. Нагрузки образования наклонных трещин и разрушения трехслойного элемента без поперечной арматуры

Для всех испытаний образцов характерно образование нескольких часто расположенных наклонных трещин в среднем слое приопорных зон. Очевидно, более прочные наружные слои создавали сопротивление развитию образовавшихся наклонных трещин, что приводило к появлению новых и увеличению их количества в пределах среднего слоя. В результате несущая способность трехслойных элементов возрастала.

В трехслойных элементах без поперечной арматуры наибольшее раскрытие и развитие имела одна критическая трещина, по которой в дальнейшем

и происходило разрушение. В трехслойных элементах с пролетами среза  $h_0$  и  $1,5h_0$  критическая наклонная трещина развивалась по направлению «опора-груз». С увеличением пролета среза до  $2h_0$  она становилась более полой, а у растянутой грани она переходила в горизонтальную, следующую вдоль контакта нижнего и среднего слоев к опоре (рис.3.11, рис.3.12).

Разрушение трехслойных образцов без поперечной арматуры по наклонным сечениям происходило при нагрузках, превышающих нагрузки образования наклонных трещин на 4%, 7% и 12%, соответственно для пролетов среза  $h_0$ ,  $1,5 h_0$  и  $2h_0$  (рис.3.14).

### **3.5 Сравнение опытных данных с результатами расчета прочности по наклонным сечениям**

По СНиП [100] расчет изгибаемых элементов без поперечной арматуры производится по усилию образования критической наклонной трещины из условия

$$Q = \frac{\phi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \quad (3.1)$$

но не более

$$Q \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (3.2)$$

и не менее

$$Q \leq \phi_{b3} \cdot (1 + \phi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (3.3)$$

Значения коэффициентов  $\phi_{b4}$  и  $\phi_{b3}$  принимаются в зависимости от вида бетона: для тяжелого бетона соответственно 1,5 и 0,6, а для легкого 1,0 и 0,4.

Данное условие, учитывая влияние прочности и вида бетона, пролет среза на усилие образования наклонных трещин, не отражает особенности конструктивного сечения элемента, в частности влияние более прочных наружных слоев из тяжелого бетона в трехслойных элементах монолитного сечения со средним малопрочным теплоизоляционным слоем.

Расчет прочности наклонных сечений по ДБН [24] без поперечной арматурой начинается с определения расчетной величины сопротивления сдвига, которая определяется по выражению

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad (3.4)$$

и должна быть не менее

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \quad (3.5)$$

Данное условие прочности наклонных сечений по ДБН [24], учитывая только влияние прочности бетона, пролет среза на усилие образования наклонных трещин может быть введен в виде коэффициента  $\beta$ , который определяется по выражению

$$\beta = a_v / 2d, \quad (3.6)$$

где  $a_v$  - длина проекции отрезка от опоры до точки приложения усилия

Но как видно по выражению (3.6) коэффициент  $\beta$  с уменьшением величины  $a_v$  тоже будет уменьшаться. А соответственно и значение  $V_{Rd,c}$  по (3.4) будет снижаться, что является неприемлемо.

Также как и при расчете по СНиП [100] выражение (3.4) не отражает особенности конструктивного сечения элемента, в частности влияние более

прочных наружных слоев из тяжелого бетона в трехслойных элементах монолитного сечения со средним малопрочным теплоизоляционным слоем.

По выше приведенным условиям выполнен расчет опытных трехслойных образцов со средним слоем из полистиролбетона с использованием прочности на растяжение бетона для каждого из слоев (табл.3.5).

Таблица 3.5

Экспериментальные и теоретические значения разрушающих нагрузок по наклонным сечениям.

Шифр трехслойного элемента	a/d	$f_{cd}$ , Мпа	$f_{ctd}$ , Мпа	Усилия образования наклонных трещин, кН / %				
				$V_{\text{exp.тр.}}$	Среднее $V_{\text{exp.тр.}}$	V по СНиП	$V_{\text{Rd,c}}$ по ДБН	$V_{\text{Rd,c}}$ по ДБН, при $\alpha_1=1,5$
Б-3-1	1,5	0,25	0,07	10,24	$\frac{11,73}{100}$	$\frac{10,79}{92}$	$\frac{7,86}{67}$	$\frac{11,79}{101}$
Б-3-2				12,11				
Б-3-3				12,83				
Б-4-1	1	0,25	0,07	13,77	$\frac{13,63}{100}$	$\frac{12,21}{90}$	$\frac{7,86}{58}$	$\frac{11,79}{87}$
Б-4-2				12,83				
Б-4-3				14,27				

Как видно из данных таблицы 3.5 значение усилий образования наклонных трещин определенных по методике СНиП [100] для трехслойных элементов оказались на 8-10% ниже по сравнению с полученными экспериментальными значениями. Результаты, полученные по данной методике, более приближены к экспериментальным по характеру изменения значений усилий образования наклонных трещин.

Значения сопротивления сдвига полученные по ДБН [24] оказались на 33-42% заниженными по сравнению с экспериментальными.

При анализе опытных данных полученных при испытании трехслойных образцов было замечено явление сдерживания внешними слоями из более прочного бетона развития наклонных трещин в среднем слое, тем самым повышая их несущую способность по наклонным сечениям. Это является положительной чертой характера работы трехслойных железобетонных элементов с монолитной связью слоев, по сравнению с однослойными. В связи с этим актуальным является введение в зависимости для определения прочности наклонных сечений по ДБН [24] коэффициента  $\alpha_1$ , который отражал бы величину увеличения несущей способности (табл.3.5).

При введении коэффициента  $\alpha_1$  погрешность определения прочности наклонных сечений относительно полученных средних экспериментальных значений находится в пределах 13%.

### **3.6 Деформации. Анализ экспериментальных данных**

В процессе проведения испытаний на начальных этапах нагружения наблюдалось пропорциональное увеличение прогибов к изгибающему моменту. А с приближением к моменту образования нормальных трещин появлялись неупругие деформации, и зависимость «момент- прогиб» становилась нелинейной (рис.3.15-рис.3.17). После образования нормальных трещин происходит интенсивное увеличение прогибов. Появление наклонных трещин не значительно увеличивает интенсивность роста прогибов, как для образцов с поперечной арматуры, так без нее.

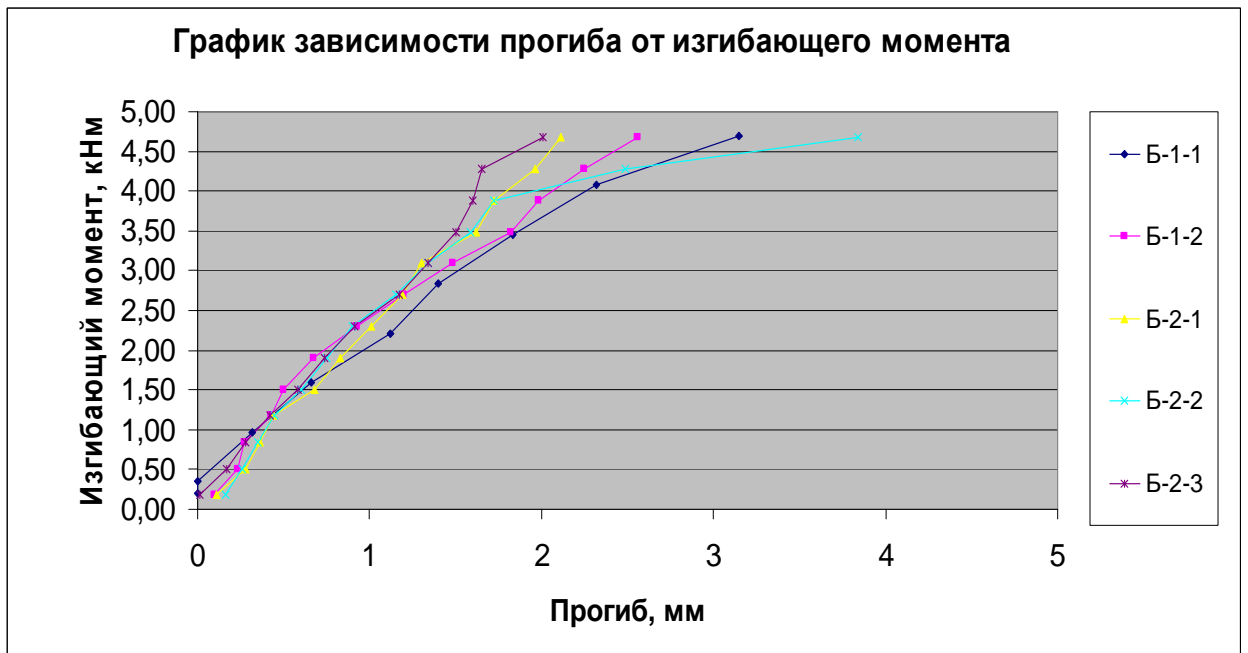


Рис.3.15. Прогибы балочных образцов 1 и 2 серий

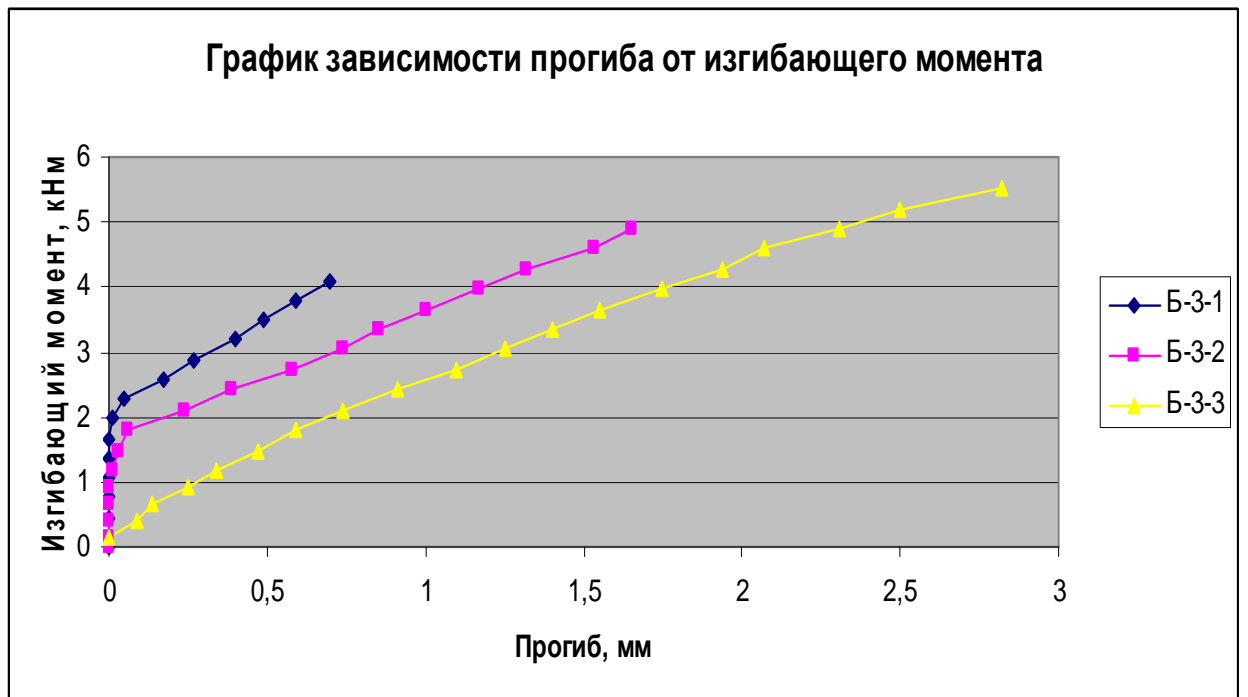


Рис.3.16. Прогибы балочных образцов 3 серии

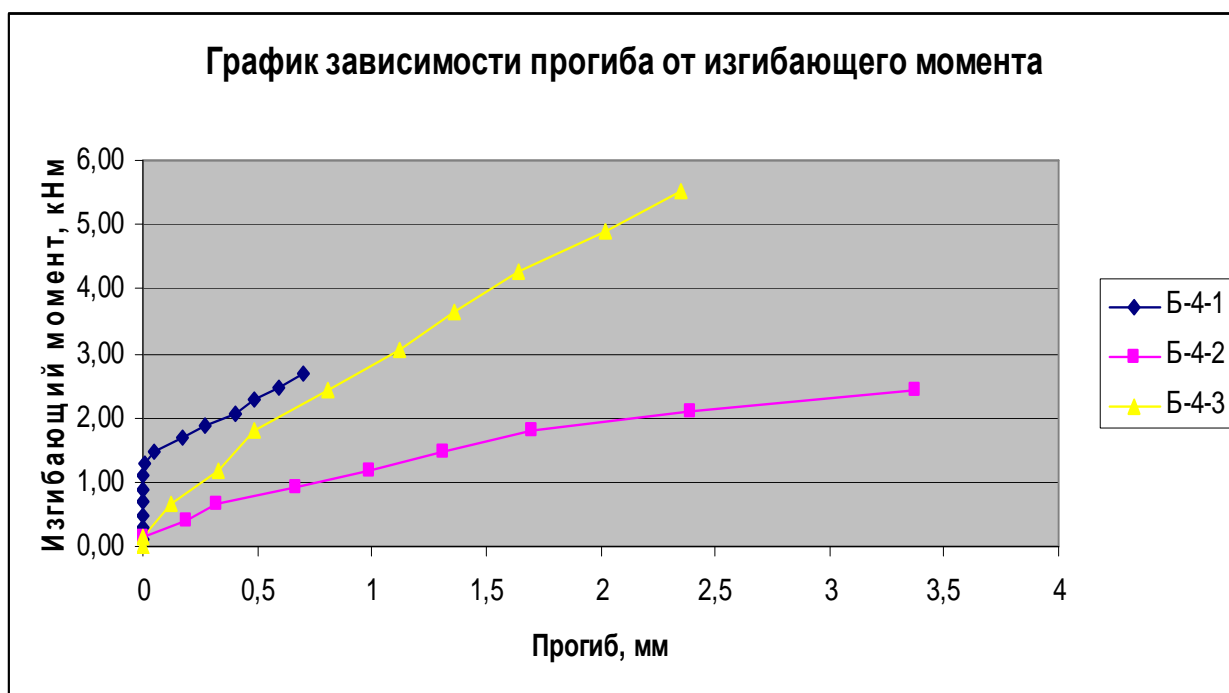


Рис.3.17. Прогибы балочных образцов 4 серии

Полученный прогиб в зоне чистого изгиба определен как разность между замеренными прогибами в середине и полусуммой прогибов на опорах.

## ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ

1. Разработана методика проведения испытаний трехслойных железобетонных балок со средним слоем из полистиролбетона.

2. Определены технологические особенности изготовления трехслойных железобетонных ограждающих конструкций с теплоизоляционным слоем из полистиролбетона обеспечивающие образование монолитной вязи между слоями, и позволяет рассматривать трехслойную панель как одну целостную конструкцию. Эти особенности заключаются в том, что нижний и средний слои укладывают последовательно и без перерыва, за счет чего и обеспечивается их монолитный связь, а перед укладкой верхнего слоя из тяжелого бетона необходимо выполнить перерыв 15-20 мин. до начала твердения среднего слоя с целью предотвращения их перемешивания.

3. По результатам проведенных экспериментов определены величины изгибающих моментов образования трещин и характер их распространения и распределения.

4. Получены значения прочностей по нормальным и наклонным сечениям, а также момента трещинообразования по методу приведенных сечений, методике ДБН и предложенному методу. Результаты расчетов по этим методикам свидетельствуют о том, что предложенный метод наиболее адекватно оценивает прочность и трещиностойкость трехслойных железобетонных конструкций.

5. При анализе полученных данных значений прочностей по наклонным сечениям оказалось, что результаты расчетов по методике СНиП, учитывая величину расстояния от опоры до точки приложения усилий, дают наибольшую сходимость с экспериментальными данными, в сравнении с результатами расчетов по ДБН. Поэтому при расчете по методике ДБН актуальным было бы введение коэффициента  $\alpha_1=1,5$ , который численно мог бы зависеть от соотношения прочности слоев бетона, а также их толщин.



## ГЛАВА 4

### ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЦЕЛЕСООБРАЗНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ТРЕХСЛОЙНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПАНЕЛЕЙ С ВНУТ- РЕННИМ СЛОЕМ ИЗ ПОЛИСТИРОЛБЕТОНА

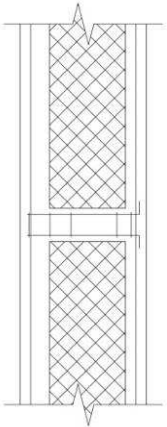
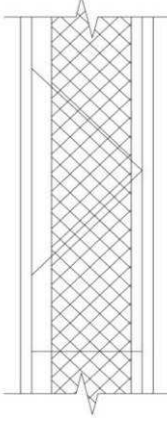
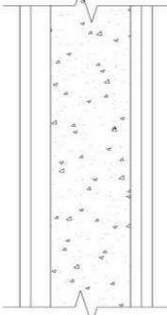
#### 4.1 Приведенное сопротивление теплопередачи трехслойных стено- вых панелей массового применения

В практике строительства используются различные виды трехслойных железобетонных ограждающих стеновых панелей. В качестве среднего слоя таких панелей применяют материалы, обладающие высокими теплофизическими свойствами, но при этом они имеют низкие прочностные показатели.

Для основных типов трёхслойных железобетонных ограждающих конструкций массового применения при строительстве зданий различного назначения были выполнены расчёты на теплопроводность с помощью программного комплекса «Elcut 5». Результаты расчётов приведенного сопротивления теплопередачи для некоторых конструкций трехслойных стеновых панелей массового применения приведены в таблице 4.1. При определении приведенного сопротивления теплопередачи материал внешних слоев для всех вариантов конструкций был принят - тяжелый бетон с коэффициентом теплопроводности  $\lambda=1,92$  Вт/(м·К) и  $\lambda=2,04$  Вт/(м·К), соответственно для условий эксплуатации А и Б. Внутренний слой толщиной 7 см, а наружный 5 см. В качестве среднего слоя, энергоэффективного утеплителя, рассматривалось несколько видов материалов. Для трехслойных конструкций со связями из железобетонных брусьев и гибких стальных стержней сравнивались пенополистирол с коэффициентами теплопроводности  $\lambda=0,043$  Вт/(м·К) и  $\lambda=0,053$  Вт/(м·К) (соответственно для условий эксплуатации А и Б), экструдированный пенополистирол с

Таблица 4.1

Таблица сравнения приведенного сопротивления теплопередачи трех-  
слойных стеновых панелей массового применения

№ п.п	Эскиз участка панели	Вид связей между слоями	Материал среднего слоя утеплителя	Приведенное сопротивление теплопередачи при толщине панели, мм				
				300	350	400	450	500
1		Железобетонные бруска	Пенополистирол $\rho=25\text{кг/м}^3$	1,278 (1,185)	1,501 (1,392)	1,725 (1,598)	1,950 (1,806)	2,172 (2,012)
			Пенополистирол экструдир. $\rho=25\text{кг/м}^3$	1,310 (1,257)	1,537 (1,474)	1,765 (1,691)	1,995 (1,909)	2,221 (2,125)
			Минераловата $\rho=100\text{кг/м}^3$	1,162 (1,105)	1,369 (1,299)	1,575 (1,494)	1,783 (1,689)	1,988 (1,883)
2		Гибкие стальные стержни	Пенополистирол $\rho=25\text{кг/м}^3$	2,123 (1,993)	2,577 (2,351)	3,031 (2,767)	3,496 (3,192)	3,969 (3,624)
			Пенополистирол экструдир. $\rho=25\text{кг/м}^3$	2,230 (2,180)	2,706 (2,646)	3,181 (3,113)	3,669 (3,591)	4,165 (4,078)
			Минераловата $\rho=100\text{кг/м}^3$	1,774 (1,692)	2,156 (2,058)	2,538 (2,422)	2,927 (2,794)	3,321 (3,170)
3		Монолитная связь	Полистиролбетон $\rho=300\text{кг/м}^3$	2,020 (1,854)	2,520 (2,308)	3,020 (2,763)	3,520 (3,217)	4,020 (3,671)
			Керамзитобетон $\rho=500\text{кг/м}^3$	1,279 (1,000)	1,573 (1,217)	1,867 (1,435)	2,162 (1,652)	2,456 (1,869)

**Примечание:** без скобок указано значение приведенного сопротивления теплопередачи конструкции для условий эксплуатации А, а в скобках - для Б.

коэффициентами теплопроводности  $\lambda=0,038$  Вт/(м·К) и  $\lambda=0,04$  Вт/(м·К), минераловата с коэффициентами теплопроводности  $\lambda=0,064$  Вт/(м·К) и  $\lambda=0,07$  Вт/(м·К). Для конструкции с монолитной связью между слоями рассматривались пенополистиролбетон с  $\lambda=0,10$  Вт/(м·К) и  $\lambda=0,11$  Вт/(м·К) и керамзитобетон с  $\lambda=0,17$  Вт/(м·К) и  $\lambda=0,23$  Вт/(м·К) (соответственно для условий эксплуатации А и Б).

Толщина трехслойной железобетонной ограждающей панели с энергоэффективным утеплителем принималась от 300 мм до 500 мм с шагом 50 мм. Плотности используемых материалов среднего слоя утеплителя приведены в таблице 4.1.

На рисунках 4.1 - 4.3 приведены схемы распределения температурных полей полученная в программном комплексе «Elcut 5» для трехслойной

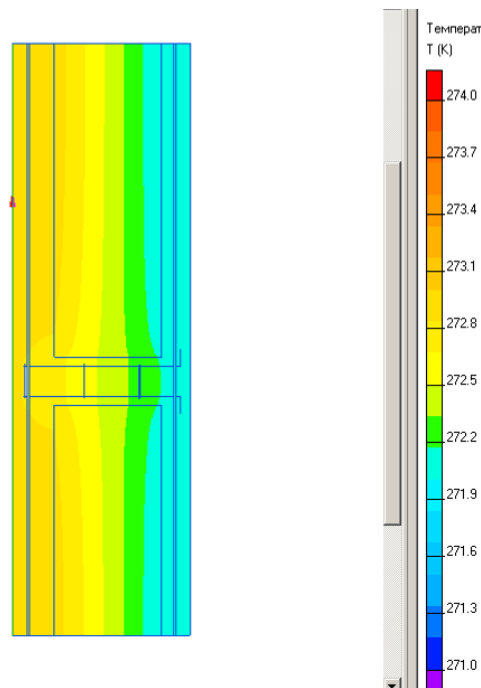


Рис.4.1. Схема распределения температурных полей полученная в программном комплексе «Elcut 5» для трехслойной конструкции со связями в виде ж/б брусьев при разнице температур на внутренней и внешней граням в один градус



Рис.4.2. Схема распределения температурных полей полученная в программном комплексе «Elcut 5» для трехслойной конструкции с гибкими связями при разнице температур на внутренней и внешней граням в один градус



Рис.4.3. Схема распределения температурных полей полученная в программном комплексе «Elcut 5» для трехслойной конструкции с монолитной связью между слоями при разнице температур на внутренней и внешней граням в один градус

конструкции со связями в виде железобетонных брусьев (рис.4.1.), с гибкими связями (рис.4.2.) и монолитной связью между слоями (рис.4.3) при разнице температур на внутренней и внешней граням в один градус.

Полученные данные таблицы 4.1 в графическом виде представлены на рисунках 4.4 – 4.5.

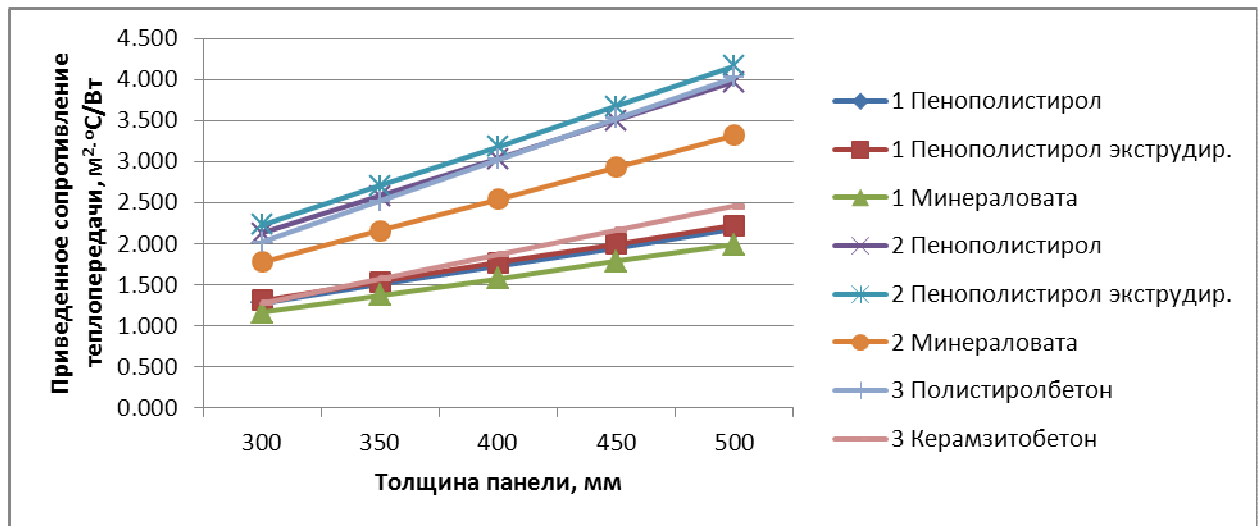


Рис.4.4. Приведенное сопротивление теплопередачи трехслойных стеновых панелей в условиях эксплуатации А при различных материалах среднего слоя утеплителя и толщины панели (цифра перед материалом утеплителя указывает на номер по порядку эскиза панели)

Проанализировав полученные результаты расчётов (таблицы 4.1) приведенного сопротивления теплопередачи трехслойных стеновых панелей массового применения и их графическое представление (рис.4.4 – 4.5) можно сделать некоторые выводы. Значения приведенного сопротивления теплопередачи в 1,35...2,1 раза выше для панели с гибкими связями со всеми вариантами материала среднего слоя и панели с монолитной связью между слоями и материалом утеплителя из полистиролбетона, чем у остальных вариантов конструкций. Минимально допустимое значение сопротивления теплопередачи ограждающей конструкции жилых и общественных зданий для второй температурной зоны

(Закарпатская, Запорожская, Николаевская, Одесская и Херсонская области и АР Крым), согласно ДБН В.2.6-31:2006 [26], составляет  $2,8 \text{ м}^2 \cdot \text{°С/Вт}$ .

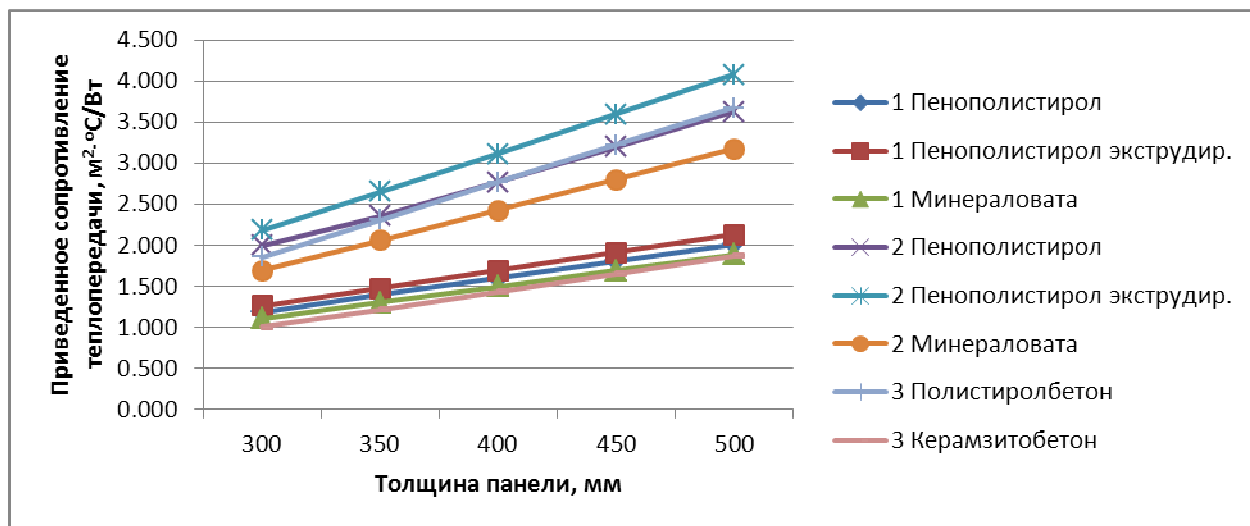


Рис.4.5. Приведенное сопротивления теплопередачи трехслойных стеновых панелей в условиях эксплуатации Б при различных материалах среднего слоя утеплителя и толщины панели (цифра перед материалом утеплителя указывает на номер по порядку эскиза панели)

Этому значению удовлетворяют панели с гибкими связями и средним слоем из пенополистирола при толщине панели 400...500 мм для условий эксплуатации А, и 450...500 мм - для Б. Также эти нормы обеспечивает та же панель со средним слоем из экструдированного пенополистирола при толщине панели 400...500 мм для условий эксплуатации А и Б, и с утеплителем из минераловаты при толщине панели 450...500 мм для условий эксплуатации А, и 500 мм - для Б. Панели с монолитной связью между слоями и средним слоем из полистиролбетона удовлетворяют минимальным требованиям по сопротивлению теплопередачи при толщине панели 400...500 мм для условий эксплуатации А, и 450...500 мм - для Б.

Для первой же температурной зоны минимально допустимое значение сопротивления теплопередачи (для остальных областей Украины) составляет  $3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{°С/Вт}$ . И этому нормативу удовлетворяют панели с гибкими связями и

средним слоем из пенополистирола при толщине панели 450...500 мм для условий эксплуатации А, и 500 мм - для Б. Та же панель со средним слоем из экструдированного пенополистирола обеспечивает это значение при толщине панели 450...500 мм для условий эксплуатации А и Б, и с утеплителем из минераловаты при толщине панели 500 мм для условий эксплуатации А, а для условий эксплуатации Б не обеспечивает. Панели с монолитной связью между слоями и средним слоем из полистиролбетона удовлетворяют минимальному нормативу для первой температурной зоны при толщине панели 450...500 мм для условий эксплуатации А, и 500 мм - для Б. Остальные варианты конструкций не обеспечивают минимальных норм ДБН [26] по сопротивлению теплопередачи ограждающей конструкции.

#### **4.2 Сравнение стоимости трехслойных стеновых конструкций**

Для определения наиболее экономичного варианта выше указанных основных типов трёхслойных железобетонных ограждающих конструкций после расчёта на теплопроводность, также была определена стоимость устройства  $1\text{ м}^2$  трехслойной стеновой конструкции в зависимости от вида связей между внешними слоями, а также толщины панели с помощью программного комплекса «АВК». Цены на материалы применялись по состоянию на 01.06.2015г. Результаты подсчетов стоимости устройства  $1\text{ м}^2$  трехслойной стеновой конструкции приведены в таблице 4.2.

По данным результатов величин теплопроводности таблицы 4.1, для первой же температурной зоны нормам ДБН [26] удовлетворяют панели с гибкими связями и средним слоем из пенополистирола и экструдированного пенополистирола при толщине панели 450 мм и 500 мм со стоимостью  $1\text{ м}^2$  конструкции 826 грн. и 879 грн. соответственно для толщин панелей 450 мм и 500 мм с утеплителем из пенополистирола, и с утеплителем из

Таблица 4.2

Таблица сравнения стоимости устройства  $1\text{ м}^2$  трехслойной стеновой конструкции

Эскиз участка панели внутр.	Вид связей между слоями	Материал среднего слоя утеплителя	Стоимость устройства $1\text{ м}^2$ трехслойной стеновой панели в грн. при толщине, мм				
			300	350	400	450	500
	Железобетонные бруска	Пенополистирол	660	728	797	866	935
		Пенополистирол экструдир.	880	1009	1138	1267	1396
		Минераловата	763	859	956	1053	1150
	Гибкие стальные стержни	Пенополистирол	667	720	773	826	879
		Пенополистирол экструдир.	947	1079	1210	1341	1472
		Минераловата	797	887	977	1067	1157
	Монолитная связь	Полистиролбетон	586	651	715	779	843
		Керамзитобетон	559	615	671	727	783



экструдированного пенополистирола 1341 грн. 1472 грн. соответственно, а также с утеплителем из минераловаты при толщине панели 500 мм со стоимостью 1150 грн.

Панели с монолитной связью между слоями и средним слоем из полистиролбетона удовлетворяют этому же нормативу при толщине панели 450 мм и 500 мм с минимальной стоимостью  $1\text{ м}^2$  конструкции 779 грн. и 843 грн. соответственно, что на 11% ниже стоимости панели с гибкими связями и средним слоем из пенополистирола, и на 63% - со средним слоем из экструдированного пенополистирола при толщине панели 450 мм.

А при толщине панели 500 мм трехслойная железобетонная конструкция с монолитной связью между слоями и средним слоем из полистиролбетона 4,3% дешевле конструкции с гибкими связями и средним слоем из пенополистирола, на 75% - со средним слоем из экструдированного пенополистирола, и на 36% - со средним слоем из минераловаты.

## **ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ**

1. Значения приведенного сопротивления теплопередачи значительно выше, в 1,35...2,1 раза для панели с гибкими связями со всеми вариантами материала среднего слоя и панели с монолитной связью между слоями и материалом утеплителя из полистиролбетона, чем у остальных вариантов конструкций.

2. Для первой же температурной зоны минимально допустимому значению сопротивления теплопередачи в  $3,3\text{ м}^2\cdot\text{°C}/\text{Вт}$  удовлетворяют панели с гибкими связями и средним слоем из пенополистирола при толщине панели 450...500 мм для условий эксплуатации А, и 500 мм - для Б, экструдированного пенополистирола - при толщине панели 450...500 мм для условий эксплуатации А и Б, и с минераловатой - при толщине панели 500 мм для условий эксплуатации А. Панели с монолитной связью между слоями и средним слоем из полистиролбетона удовлетворяют при толщине панели 450...500 мм для условий

эксплуатации А, и 500 мм - для Б. Остальные варианты конструкций не обеспечивают минимальных норм по сопротивлению теплопередачи ограждающей конструкции.

3. Для второй температурной зоны минимально допустимому значению сопротивления теплопередачи в  $2,8 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$  удовлетворяют панели с гибкими связями и средним слоем из пенополистирола при толщине панели 400...500 мм для условий эксплуатации А, и 450...500 мм - для Б, экструдированного пенополистирола - при толщине панели 400...500 мм для условий эксплуатации А и Б, и минераловаты - при толщине панели 450...500 мм для условий эксплуатации А, и 500 мм - для Б. Панели с монолитной связью между слоями и средним слоем из полистиролбетона удовлетворяют при толщине панели 400...500 мм для условий эксплуатации А, и 450...500 мм - для Б.

4. По результатам проведенных расчетов выявлено, что наиболее экономичным вариантом является трехслойные железобетонные панели с монолитной связью между слоями и средним слоем из полистиролбетона.

5. Стоимость устройства  $1 \text{ м}^2$  трехслойной железобетонной конструкции толщиной 450 мм с монолитной связью между слоями и средним слоем из полистиролбетона на 11 – 63% ниже стоимости конструкции с гибкими связями и средним слоем из пенополистирола и экструдированного пенополистирола.

6. При толщине конструкции 500 мм стоимость устройства  $1 \text{ м}^2$  трехслойной железобетонной с монолитной связью между слоями и средним слоем из полистиролбетона на 4,3 – 75% ниже стоимости конструкции с гибкими связями и средним слоем из пенополистирола, экструдированного пенополистирола и минераловаты.

## ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

В диссертационной работе изложены результаты научно обоснованных исследований, направленных на решение актуальной научно-прикладной задачи по разработке научных положений проектирования трехслойных железобетонных ограждающих панелей многоэтажных зданий, что является дальнейшим развитием теории проектирования ограждающих конструкций жилых зданий в разделах обеспечения прочности и экономической эффективности.

Проведенные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. На основании проведенного анализа современных тенденций в строительстве, установлено, что существует опыт применения легких бетонов в качестве слоя утеплителя многослойных конструкций, однако производство ограждающих панелей с теплоизоляционным слоем из полистиролбетона ограничено, а в Украине вообще отсутствует из-за недостаточной изученности их работы. Определено, что существенным преимуществом при изготовлении трехслойных панелей со средним слоем из полистиролбетона является образование монолитной связи между слоями, что снижает затраты рабочей арматуры и исключает образование теплопроводных включений по сравнению с аналогичными трехслойными конструкциями с гибкими связями или железобетонными брусками.

2. Разработан метод расчета момента образования трещин и прочности сечений нормальных к продольной оси для трехслойных конструкций с монолитной связью, в котором в явном виде используется модельное представление и уравнения механического состояния бетонов, что позволяет учесть слои бетонов с различными свойствами.

3. Определены особенности изготовления трехслойных железобетонных панелей с теплоизоляционным слоем из полистиролбетона, обеспечивающие

образование монолитной вязи между слоями, и позволяет рассматривать трехслойную панель как одну целостную конструкцию. Эти особенности заключаются в том, что нижний и средний слои укладываются последовательно и без перерыва, за счет чего и обеспечивается их монолитная связь, а перед укладкой верхнего слоя из тяжелого бетона необходимо выполнить перерыв 15-20 мин. до начала твердения среднего слоя с целью предотвращения их перемешивания.

4. Получены данные экспериментальных исследований трехслойных железобетонных элементов со средним слоем из полистиролбетона, которые в дальнейшем при сопоставлении с теоретическими данными показали, что расчет по прочности сечений нормальных к продольной оси и момента образования трещин с учетом их особенностей напряженно-деформированного состояния предложенным методом адекватно оценивает экспериментальные результаты.

5. Результаты расчета технических и технико-экономических показателей ограждающих конструкций при условии обеспечения требований современных норм по энергоэффективности свидетельствуют, что наиболее экономичным вариантом являются трехслойные железобетонные панели с монолитной связью между слоями и средним слоем из полистиролбетона.

### ИСПОЛЬЗОВАННЫЕ ИСТОЧНИКИ

1. Азизов Т.Н. Прочность железобетонных элементов с нормальными трещинами при кручении / Т.Н. Азизов, Н.Н. Срибняк, Л.А. Циганенко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: Зовнішпрес-рекламсервіс, 2007. – Вип. 28. – С. 9 – 18.
2. Азізов Т.Н. Інженерний метод визначення НДС залізобетонних балок порожнистого перерізу з нормальними тріщинами / Т.Н. Азізов, О.В. Мельник, О.С Мельник // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди – Випуск 22: Рівне, 2011 – С. 154 - 161.
3. Акрамов Х. А. Прочность, жесткость и трещиностойкость изгибаемых железобетонных трехслойных конструкций : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня д-ра. техн. наук / Х. А. Акрамов. – Ташкент : ТАСИ, 2002. – 38 с.
4. Акрамов Х. А. Работа трехслойных железобетонных стеновых панелей / Х. А. Акрамов // Бетон и железобетон. – 2001. – № 2. – С. 6-7.
5. Бабич Є.М. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок / Є.М. Бабич, В.Є. Бабич // Навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2010. – 93с.
6. Бабич Е. М. Конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях / Е. М. Бабич. – Київ : Вища шк., 1988. – 208 с.
7. Бамбура А.М. Общий метод оценки напряженно-деформированного состояния и несущей способности предварительно напряженных железобетонных элементов круглого сечения по деформационной модели / О.В. Дорогова, А.М. Бамбура // Вестник Белорусско-Российского университета. – № 3.: Могилев, 2014. – С. 105 - 113.
8. Бамбура А.М. Розрахунок позацентрово стиснутих сталезалізобетонних конструкцій за деформаційним методом/ Ю.Г. Аметов, А.М. Бамбура // Міжвідомчий науково-технічний збірник «Будівельні конструкції», № 78, Київ : ДП НДІБК. 2013. – С. 150 - 157.

9. Баташев В. М. Прочность, трещиностойкость и деформации железобетонных элементов с многорядным армированием / В. М. Баташев. – Київ : Будівельник, 1978. – 120 с.
10. Беляев И. М. Сопротивления материалов / И. М. Беляев. – Москва : Гостехиздат, 1953. – С. 419-421.
11. Беляков В. А. Полистиролбетон / В. А. Беляков В. С. Руднов. – Режим доступа: <http://building-science.narod.ru/stati/st003.htm> (дата обращения 01.10.2015).
12. Берг О.Я. Исследования процесса трещинообразования в железобетонных элементах с арматурой периодического профиля / О.Я. Берг //Сообщение ВНИИ железнодорожного строительства и проектирования. – Москва : Трансжел-дориздат, 1954. – № 44. – С. 11 - 15.
13. Бондаренко В.М.Расчетные модели силового сопротивления железобетона / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – СПб. – М.: АСВ, 2004. – 472 с.
14. Бужевич Г. А. Легкие бетоны на пористых заполнителях / Г. А. Бужевич. – Москва : Стройиздат, 1970. – 272 с.
15. Вайсбурд А. М. Применение полистиролбетона в СССР и за рубежом. (Обзорная информация) / А. М. Вайсбурд, Р. Г. Тер-Осипянц. – Ташкент : УзбекНИИНТИ, 1976. – 40 с.
16. Волынский Б. Н. Трехслойные стеновые панели с повышенным сопротивлением теплопередаче / Б. Н. Волынский, В. Н. Тяглова // Промышленное и гражданское строительство. – 1999. – № 2. – С. 30-31.
17. Гаттас А. Ф. Трещиностойкость стержневых железобетонных элементов : дис. ... канд. техн. наук / А. Ф. Гаттас. – Київ, 1994. – 244 с.
18. Гейданс И. У. Исследование способов облегчения теплоизоляционно-конструкционных стеновых материалов (применительно к строительству в отдаленных районах) : автореф. дисс. ... канд.. тех. наук / И. У. Гейданс. – Москва, 1974. – 24 с.

19. Гибкие связи композитные полимерные // ALIEN technologies. – Режим доступа: [http://www.alientechnologies.ru/production/flexible\\_connections](http://www.alientechnologies.ru/production/flexible_connections) (дата обращения 01.10.2015).
20. Горенштейн Б. В. К расчету многослойных железобетонных конструкций / Б. В. Горенштейн // Строительная промышленность. – 1958. – № 7. – С. 34-37.
21. Городецкий Л.М. Исследование образования и развития трещин в элементах и конструкциях из плотного силикатного бетона: дис. ... канд. техн. наук / Л.М. Городецкий. – Москва : НИИЖБ, 1985. – 210 с.
22. ГОСТ 25820-83. Бетоны легкие. Технические условия.– Введ. 1984–01–01. – Москва : Издательство стандартов, 1984. – 15 с.
23. ГОСТ Р 51263-99. Полистиролбетон. Технические условия. – Введ. 1999-09-01. – Москва : ГУП ЦПП, 1999. – 24 с.
24. ДБН В. 2. 6 - 98: 2009. Державні будівельні норми України. Бетонні та залізобетонні конструкції. – Вид. офіц. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 71 с.
25. ДБН В.1.4-1.01. СРББ. Система норм та правил зниження рівня іонізуючих випромінювань природних радіонуклідів в будівництві. Регламентовані радіаційні параметри. Допустимі рівні. – На заміну РСН 356-91 ; введ. 1998-01-01. – Київ : Держкоммістобудування України, 1997. – 5 с.
26. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будівель та споруд. Теплова ізоляція будівель. – Чинні від 2007–04–01 (зі змін. №1 від 1 липня 2013 р.). – Київ : Укрархбудінформ, 2006. – 72 с. – (Державні будівельні норми України).
27. Денисов В. С. Исследование прочности слоистых конструкций / В. С. Денисов // Бетоны и железобетонные конструкции в районах Восточной Сибири : сб. науч. тр. / Проект. и НИИ «Краснояр. Промстройниипроект» ; ред. А. И. Замощик и др. – Красноярск, 1984, – С. 89-92.
28. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. СНББ. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – Введ. 2007-01-01. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 15 с.

29. ДСТУ Б В.2.6-84:2009. Конструкції будинків і споруд. Панелі стінові тришарові залізобетонні з утеплювачем. Загальні технічні умови. – Введ. 2009-11-19. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 50 с.
30. Евдокимов А. А. Физико-механические свойства теплоизоляционных легких бетонов на пористых заполнителях для трехслойных стеновых панелей : дисс. канд. тех. наук : 05.23.05 / Александр Алексеевич Евдокимов. – Москва, 1989. – 241 с.
31. Евдокимов А. А. Физико-механические свойства теплоизоляционного полистиролбетона и прочность его сцепления с конструкционным керамзитобетоном / А. А. Евдокимов, Л. Н. Брускова // Новое в технологии и свойствах легких бетонов : сб. науч. трудов / НИИЖБ ; – Москва : [б. и.], 1980. – С. 99 - 109.
32. Експериментальні дослідження тришарових конструкцій / І. З. Рутковська, З. М. Рутковський, Л. І. Вознюк, А. Марущак // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". – 2008. – № 627 : Теорія і практика будівництва. – С. 179-182.
33. Ерофеев В. Т. Эффективные ограждающие конструкции на основе каркасных бетонов / В. Т. Ерофеев, В. И. Соломатов, Е. А. Митина, Н. Ф. Бурнайкин // Вестник Отделения строительных наук / Рос. акад. архитектуры и строит. наук. – 1999. – № 3. – С. 140-146.
34. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования: учеб. пособ. для студ. строит. спец. / Н.П. Блещик, Д.Д. Жуков, Д.Н. Лазовский и др.; под. ред. проф. Т.М. Пецольда и проф. Тура В.В. – Брест: БГТУ, 2003. – 380 с.
35. Жербин М. М. Дома могут подрасти, помолодеть / М. М. Жербин // Строительная газета. – 1995. – № 52. – 29 декабря.
36. Жодзишский И. Л. Прогибы армопенобетонных плит и способы их уменьшения / И. Л. Жодзишский, В. Г. Золотухин // Исследование сборных и сборно-монолитных конструкций из легких и ячеистых бетонов : тр. НИИ пром.



- зданий и сооруж. акад. стр-ва и архит. СССР. Сб. 3 / под ред. М. И. Бычкова. – Москва : Госстройиздат, 1960. – С. 81-105.
37. Жолдыбаев Ш. С. Трехслойные плиты перекрытий с малопрочным средним слоем / Ш. С. Жолдыбаев, В. С. Зырянов // Жилищное строительство. – 1993. – № 6. – С. 21-22.
38. Жук В. П. Применение стиропорбетона на Чукотке / В. П. Жук // Сельское строительство. – 1974. – №1. – С. 12-13.
39. Залізобетонні конструкції : підручник / А. Я. Барашиков [та ін] ; за ред. А. Я. Барашикова. – Київ : Вища школа, 1995. – 591 с.
40. Инструкция по проектированию, изготовлению и применению изделий из арболита : СН 549-82 / Госстрой СССР. – Москва : Стройиздат, 1983. – 47 с.
41. Ицкович С. М. Крупнопористый бетон. (Технология и свойства) / С. М. Ицкович. – Москва : Стройиздат, 1977. – 119 с. – (Наука – строительному производству).
42. Караманский Т. Д. Численные методы строительной механики / Т. Д. Караманский. – Москва : Стройиздат. 1985. – 376 с.
43. Караманский, Т. Д. Численные методы строительной механики / Т. Д. Караманский; пер. с болг. Т.Д. Караманского; под ред. Т.К. Клейна. М.: Стройиздат, 1981. — 436 с.
44. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.
45. Керамзитобетонные стеновые панели длиной 12м / Н. А. Корнев, А. А. Кудрявцев, И. С. Литвин, Г. И. Девятисильный // Промышленное и гражданское строительство. – 1964. – № 3. – С. 33-37.
46. Кобелев В. Н. Расчет трехслойных конструкций : справочник / В. Н. Кобелев, П. М. Коварский, С. И. Тимофеев ; под общ. ред. В. Н. Кобелева. – Москва : Машиностроение, 1984. – 304 с.

47. Композитное будущее КЖД // Строительные материалы. – 2012. – № 4. – С. 35. – Режим доступа : <http://galen.su/press-tsentr/smi-o-nas/kompozitnoye-budushcheye-kpd> (дата обращения 01.10.2015).
48. Корнев Н. А. Исследование двухслойных легкобетонных панелей для совмещенных чердачных перекрытий / Н. А. Корнев, А. А. Акбаров // Железобетонные конструкции жилых и гражданских зданий : сб. науч. тр. – Москва : Стройиздат, 1961. – С. 28-37.
49. Король Е. А. К вопросу об учете условий работы полистеролбетона в среднем слое трехслойных конструкций / Е. А. Король // Бетон и железобетон. – 2000. – №2. – С. 5-7.
50. Король Е. А. Наиболее перспективные энергосберегающие ограждающие конструкции в практике современного энергоэффективного строительства / Е. А. Король, В. И. Тяжлова, Ю. В. Гудков // Sov Tehno Stroy.RU – Москва, [200-]. – Режим доступа: [http://www.sovtehnostroy.ru/viewart.php?arts\\_id\\_=184](http://www.sovtehnostroy.ru/viewart.php?arts_id_=184) (дата обращения 01.10.2015).
51. Король Е. А. Прочностные и деформативные свойства теплоизоляционного полистиролбетона для трехслойных ограждающих конструкций / Е. А. Король // Научные труды / [редкол.: А. С. Щербаков (отв. ред.) и др.] ; Гос. ком. СССР по народному образованию, Моск. лесотехн. ин-т. Вып. 204: Комплексное использование древесины при производстве древесноцементных материалов. – Москва : МЛТИ, 1988. – С. 60-66.
52. Король Е. А. Трехслойные ограждающие железобетонные конструкции из легких бетонов и особенности их расчета : монография / Е. А. Король. – Москва : АСВ, 2001. – 256 с.
53. Кочкаръов Д.В. Передумови розрахунку та розрахунок прогинів залізобетонних елементів, що зазнають згину, з урахуванням нелінійного деформування матеріалів / Д.В. Кочкаръов, В.І. Бабиш // Будівельні конструкції. – Вип. 74. – К.: Будівельник, 2011. – С. 406 - 413.

54. Кудрявцев А. А. Плиты перекрытия со слоем из арболита / А. А. Кудрявцев, Ю. С. Беленький // Бетон и железобетон. – 1982. – № 10. – С. 16-17.
55. Куршин Л. М. Поперечный изгиб трехслойных балок / Л. М. Куршин // Расчеты элементов авиационных конструкций. Трехслойные пластины и оболочки : сб. статей / под ред. А.Я. Александрова [и др.] – Москва : Машиностроение, 1985. – С. 4-62.
56. Лапшин А. С. Оценка возможности использования блоков из полистиролбетона при возведении стен малоэтажных зданий / А. С. Лапшин, Б. М. Пыхтин, Е. С. Седышев // Применение пластмасс в строительстве и городском хозяйстве : материалы IX Междунар. науч.-тех. интернет-конф., 25 нояб. – 25 дек. 2009 г. – Харьков : ХНАГХ, 2010. – С. 66-69.
57. Легкие бетоны // Мир строительных материалов. Строительные и отделочные материалы. – Режим доступа: <http://www.materialsworld.ru/10/legk.php> (дата обращения 01.10.2015).
58. Легкие бетоны и изделия на их основе : реферат // BestReferat.Ru – Казань, 2008. – Режим доступа: <http://www.bestreferat.ru/referat-183309.html> (дата обращения 01.10.2015).
59. Лопатто А. Э. Керамзитобетонные комплексные плиты, формуемые расслоением / А. Э. Лопатто, Е. В. Лысенко // Развитие производства и применения легких бетонов и конструкций из них , в том числе с использованием промышленных отходов : тез. докл. 3-й Всесоюз. конф. по лег. Бетонам (Ереван, 5-7 авг. 1985 г.) / науч. ред. Ю. М. Баженов и др. – Москва : Стройиздат, 1985. – С. 60-61.
60. Майборода В.Ф. Расчет прочности и деформативности приопорных участков изгибаемых трехслойных железобетонных конструкций / В. Ф. Майборода, В. М. Карпюк // Бетон и железобетон – ресурсо- и энергосберегающие конструкции и технологии : материалы X Всесоюз. конф. по бетону и железобетону (г. Казань, октябрь 1988 г.) – Киев : НИИСК Госстроя СССР, 1988. – С. 158-163.

61. Майборода В. Ф. Трехслойные железобетонные конструкции / В. Ф. Майборода, В. М. Карпюк. – Київ : Будівельник, 1990. – 144 с.
62. Майоров В. И. Экспериментальные исследования несущей способности трехслойных железобетонных элементов по наклонному сечению / В. И. Майоров. // Строительная механика и строительные конструкции : сб. науч. тр. / Ленингр. инж.-строит. ин-т. – 1965. – Вып. 48. : Исследования в области железобетонных конструкций. – С. 82-99.
63. Мешкаускас Ю. И. Расчет керамзитобетонных изгибаемых конструкций слоистого сечения / Ю. И. Мешкаускас // Бетон и железобетон. – 1966. – № 5. – С. 41-44.
64. Милых Т. И. Конструкционно-теплоизоляционный полистиролбетон / Т. И. Милых // Бетон и железобетон. – 1988. – №10. – С. 11-13.
65. Молодченко Г.А. Исследование процесса трещинообразования в железобетоне при растяжении / Г.А. Молодченко // Строительные конструкции. – Вып. XIX. – К.: Будівельник, 1972. – С. 80 - 84.
66. Морозов Н. В. Стеновые однослойные и многослойные панели для жилых домов / Н. В. Морозов, Н. Я. Спивак, Ш. Ф. Акбулатов. – Москва : Госстройиздат, 1958. - 100 с. – (Научное сообщение).
67. Морозов Н. М. Панели из легких бетонов (керамзитобетона и перлитобетона) / Н. М. Морозов, М. Т. Седакова, В. Г. Цимблер ; под. ред. д-ра техн. наук Н. М. Морозова. – Москва : Стройиздат, 1964. – 230 с.
68. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона / В.И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 268 с.
69. Наназашвили И. Х. Строительные материалы, изделия и конструкции : справочник : [для студ. строит. вузов] / И. Х. Наназашвили. – Москва : Высш. шк., 1990. – 495 с. : ил.
70. Немировский Я.М. Влияние растянутой и сжатой зон бетона на деформации обычных изгибаемых железобетонных элементов после возникновения в них трещин / Я.М. Немировский, О.И. Кочетков // Особенности деформаций бето-

- на и железобетона использование ЭВМ для оценки их влияния на поведение конструкций. – М.: Госстройиздат, 1969. – С.106 - 156.
71. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / [А. А. Гвоздев, С. А. Дмитриев, Ю. П. Гуца и др.] ; под ред. А. А. Гвоздева. – М. : Стройиздат, 1978. – 204 с.
72. О необходимости и постановке системных исследований прочности, трещиностойкости и деформативности приопорных участков железобетонных элементов, испытывающих сложные деформации с целью уточнения и развития методов их расчета / В. С. Дорофеев [и др.] // Будівельні конструкції : міжвід. наук.-техн. зб. – К., 2005. – Вип. 62. - С.160-167.
73. Оатул А.А. Основы сцепления арматуры с бетоном /А.А. Оатул // Исследования по бетону и железобетону. – Челябинск, 1967. – № 46. – 143 - 162.
74. Окландер А. М. Расчет прочности трехслойных плит перекрытий, опертым по трем сторонам / А. М. Окландер, В. И. Лишак // Конструкции жилых полносборных зданий : сб. науч. тр. / Центр. науч.-ислед. и проект. ин-т типового и эксперим. проектирования жилища ; под ред. Н. Н. Цаплева. – Москва : ЦНИИЭП жилища. 1985. – С. 135-148.
75. Орентлихер Л. П. Бетоны на пористых заполнителях в сборных железобетонных конструкциях / Л. П. Орентлихер. – Москва : Стройиздат, 1983. – 143 с. – (Надежность и качество).
76. Осипов В. К. Методика определения деформаций сдвига в зависимости от уровня касательных напряжений в бетоне / В. К. Осипов, В. Г. Акопов // Исследования и новые методы испытания материалов и изделий : тез. докл. областной науч.-тех. конф. – Ростов-на-Дону : СевкавНИПИагропром. – 1986. – С. 15-18.
77. Пат. 2153563 Российская Федерация, МПК Е 04 С 2/26. Многослойная стеновая конструкция (варианты) / Ивахнюк В. А., Колчунов В. И., Стадольский М. И., Осовских Е. В., Курбатов В. Л.,Евтушенко Е. И.; заявитель и патентообладатель Белгород. гос. технолог. акад. строит. мат-лов, ЗАО Пром.-строит.

- фирма «Содружество».— № 99124801/03, заявл. 30.11.1999; опубл. 27.07.2000, Бюл. № 21.
78. Пат. 2192524 Российская федерация, МПК E 04 F 13/00, B 28 B 1/08. Способ изготовления многослойных ограждающих конструкций / Афанасьев А. А., Король Е. А. – № 2000131903/03, заявл. 20.12.2000; опубл. 10.11.2002, Бюл. № 31.
79. Пат. 2285094 Российская федерация, МПК E 04 B 2/90. Способ изготовления трехслойной стеновой панели / Бикбау М. Я., Бикбау Я. М. – №2005108457/03; заявл. 28.03.2005; опубл. 10.10.2006, Бюл. № 28.
80. Пат. 2309134 Российская Федерация, МПК C04B 38/10, C04B 38/08, B28B 1/08, E04C 2/00, E04C 1/00. Армированная полистиролбетонная смесь, способ приготовления смеси, способ изготовления теплоизоляционных изделий, панель и блок (варианты) / Пузанов Б. А. – № 2006141900/03, заявл. 28.11.2006, опубл. 27.10.2007, Бюл. № 30.
81. Передериенко И. Д. Экспериментальное исследование трехслойных шлако-железобетонных изгибаемых элементов с обычным армированием : автореф. дис. на соискание уч. степени канд. наук : И. Д. Передериенко. – Львов : [б. и.], 1959. - 30 с.
82. Полистиролбетон // Теплоинтех. Завод теплоинновационных технологий. – Режим доступа: <http://teplointeh.com.ua/polistirolbeton.htm> (дата обращения 01.10.2015).
83. Портер Э.Г. Исследование ширины раскрытия трещин в растянутых элементах железобетонных стержневых систем / Э.Г. Портер, В.А. Клевцов, Г.И. Бердычевский // Предварительно напряженные железобетонные конструкции производственных зданий и инженерных сооружений. – М.: Госстройиздат, 1969. – С.26 - 42.
84. Почапский Н. Ф. Легкий цементный бетон на щебне из отходов пенополистирола / Н. Ф. Почапский, Г. Г. Зуйков // Известия высших учебных заведе-

- ний. Строительство и архитектура / Новосибир. инж.-строит. ин-т им. В. В. Куйбышева – 1969. – №6. – С. 65-69.
85. Проведение экспериментальных исследований теплотехнических свойств трехслойной панели / НИИСФ. – Москва. 1997.
86. Проведение экспериментальных исследований теплотехнических свойств трехслойной панели / НИИСФ. – Москва. 1997.
87. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций : справочное пособие к СНиП 2.03.01-84 / НИИЖБ. – Москва : Стройиздат, 1991. – 69 с.: ил. – (Справочное пособие к СНиП).
88. Путляев И. Е. Состояние производства и перспективы развития легких бетонов на пористых заполнителях в России / И. Е. Путляев, В. Н. Ярмаковский, Л. П. Орендлихер // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2001. – №9. – С. 14-15.
89. Рекомендации по технологии изготовления теплоизоляции из перлитобетона с нормальным и повышенным содержанием щелочей в цементе для панелей наружных стен 12-16-этажных жилых зданий / М-во пром-сти строит. материалоов УССР, Укрнистромпроект, НИИ строит. материалов и изделий. – Киев : Будівельник, 1974. – 13 с.
90. Ресин В. Е. О проблемах энергоэффективности ограждающих конструкций зданий / В. Е. Ресин, В. П. Стрельбицкий, Г. П. Сахаров // Промышленное и гражданское строительство. – 1996. – №5. – С. 2-4.
91. Ресин В. Е. Энерго- и материально эффективные ограждающие конструкции зданий / В. Е. Ресин, В. П. Стрельбицкий, Г. П. Сахаров // Бетон и железобетон. – 1997. – №6. – С. 2-5.
92. Ржаницын А. Р. Теория составных стрессовых строительных конструкций / А. Р. Ржаницын. – Москва : Госстройиздат. 1948. – 192 с.
93. Ромашко В.М. Щодо визначення моменту утворення нормальних тріщин в згинальних залізобетонних елементах / В.М. Ромашко // Будівельні конструкції. – Вип.74. – К.: Будівельник, 2011. – С. 365 - 372.

94. Савин В. И. Технология и свойства поризованного арболита / В. И. Савин, Н. И. Абраменков, Л. Е. Будашкина // Бетоны на пористых заполнителях Дальнего Востока и их применение в строительстве : тез. док. науч.-тех. конференции, 2-4 окт. 1980 г. Ч. 1. – Владивосток : [Б. и.], 1980. – С. 30-35.
95. Савицкий Н. В. Экспериментальные исследования прочности и трещиностойкости трехслойных железобетонных балок / А. М. Сопильняк, Н. В. Савицкий // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, ОДАБА, 2013. – Вип.49. Частина 1. – С. 319 - 324.
96. Савицкий Н. В. Прочность и деформативность железобетонных элементов, работающих в жидких сульфатных средах, агрессивных по признаку коррозии третьего вида : дисс. канд. техн. наук : спец. 05.21.01 / Николай Васильевич Савицкий. – Москва : НИИЖБ Госстроя СССР, 1986. – 219 с.
97. Сахаров Г. П. Об оценке теплозащитных свойств ограждающих конструкций / В. П. Стрельбицкий, Г. П. Сахаров // Жилищное строительство. – 1996. – №5. – С. 19-21.
98. Стрелецкий Н. С. Проектирование и изготовление экономичных металлических конструкций / Н. С. Стрелецкий, Д. Н. Стрелецкий. – Москва : Стройиздат, 1964. – 360 с.
99. Строительные материалы (Материаловедение. Технология конструкционных материалов) : учеб. для студ. высш. учеб. заведений, обуч. по строит. спец. / В. Г. Микульский [и др.] ; под общ. ред. В. Г. Микульского, Г. П. Сахарова. – [5-е изд., доп. и перераб.] – Москва : АСВ, 2007. – 520 с.
100. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции : СНиП 2.03.01–84: Утв. пост. Госстроя СССР от 20.08.84 N136 [Введ. в действие 1.01.86. Взамен СНиП 2–21–75 и СН 51178] / Госстрой СССР. – Изд. офиц. – Москва : Изд-во ЦИТП, 1989. – 77 с.
101. Стронгин Н. С. Легкобетонные конструкции крупнопанельных, жилых домов / Н. С. Стронгин, Д. К. Баулин. – Москва : Стройиздат, 1984. – 185 с.



102. Стулий Н. Г. Результаты испытаний двухслойных предварительно напряженных железобетонных балок / Н. Г. Стулий // Бетон и железобетон. – 1958. – № 12. – С. 61-63.
103. Технология и свойства полистиролбетона для стеновых конструкций / В. Г. Довжик, Н. В. Россовский, Г. С. Савельева, Ю. В. Иванова, И. С. Хаймов, Т. Д. Семенова, А. А. Сафонов // Бетон и железобетон. – 1997 – №2. – С. 5-9.
104. Федоренко М.М. Про утворення тріщин і роботу розтягнутого бетону між тріщинами в елементах залізобетонних конструкцій / М.М. Федоренко // Будівельні матеріали і конструкції. –1968. – № 4. – С. 39 - 46.
105. Хакимов Ш.А. Особенности трещинообразования в балках с различной толщиной защитного слоя бетона / Ш.А. Хакимов // Воздействие статических, динамических и многократно повторяющихся нагрузок на бетон и элементы железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1972. – С. 65 - 85.
106. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном / М.М. Холмянский. – Москва: Стройиздат, 1981. – 184 с.
107. Цыба О.О. Трещиностойкость и деформативность растянутого бетона с ненапрягаемой и напрягаемой стержневой арматурой, имеющей различную относительную площадь смятия поперечных ребер: автореф. дис. ... канд. техн. наук / О.О. Цыба. – М.: ОАО НИЦ «Строительство», 2011. –24 с.
108. Чиненков Ю. В. Трехслойные панели ленточной разрезки с утеплителем из полистиролбетона / Ю. В. Чиненков, Е. А. Король //Бетон и железобетон. – 1997. – N 4. – С. 2-5.
109. Чиненков Ю. В. К выбору метода расчета трехслойных ограждающих железобетонных конструкций из легких бетонов / Ю. В. Чиненков, Е. А. Король // Вестник отделения строительных наук / Рос. акад. арх. и строит. наук. – 1997. – Вып. 2. – С. 423-427.

110. Чиненков Ю. В. К расчету изгибаемых трехслойных конструкций из легких бетонов / Ю. В. Чиненков // Строительная механика и расчет сооружений. – 2008. – №5. – С. 38-41.
111. Чиненков Ю. В. Легкие бетоны и конструкции из них / Ю. В. Чиненков, Н. Ярмаковский // Бетон и железобетон. – 1997. – № 5. – С. 8-11.
112. Чиненков Ю. В. Расчет железобетонных трехслойных ограждающих конструкций из легкого бетона / Ю. В. Чиненков // Бетон и железобетон. – 2007. – № 6. – С. 7-12.
113. Чиненков Ю. В. Расчет изгибаемых железобетонных трехслойных панелей с гибкими связями и эффективным утеплителем / Ю. В. Чиненков // Строительная механика и расчет сооружений. – 1982. – № 3. – С. 9-12.
114. Чиненков Ю. В. Результаты испытаний трехслойных железобетонных ограждающих конструкций с теплоизоляционным слоем из полистиролбетона / Ю. В. Чиненков, Е. А. Король // Ресурсо- и энергосбережение как мотивация творчества в архитектурно-строительном процессе : труды годового собрания РААСН, 2003 / ред. кол.: В. М. Бондаренко (отв. ред.) [и др.] – Москва-Казань, 2003. – С. 58-62.
115. Чиненков Ю. В. Трехслойные панели с утеплителем из полистиролбетона / Ю. В. Чиненков // Строительная механика и расчет сооружений. – 2008. – № 5. – С. 38-41.
116. Ярмаковский В. Н. Монолитный полистиролбетон – надежная теплозащита зданий / В. Н. Ярмаковский, Г. И. Шапиро // Промышленное и гражданское строительство. – 2002. – № 9. – С. 31-33.
117. Ярмаковский В. Н. Энергоэффективные ограждающие конструкции зданий с гибкими композитными связями / В. Н. Ярмаковский, Г. И. Шапиро, С. Л. Рогинский, В. Б. Тросницкий, А. С. Залесов, Н. К. Розенталь // ЭСКО – 2004. – № 6. – Режим доступа: [http://esco-ecosys.narod.ru/2004\\_6/art97.htm](http://esco-ecosys.narod.ru/2004_6/art97.htm) (дата обращения 01.10.2015).

118. Яхонтова Н. Е. Легкий бетон с заполнителем из полистирольного пенопласта / Н. Е. Яхонтова, Г. К. Авдеев, А. В. Клоков, Г. П. Ансерова // Строительные материалы. – 1968. – №12. – С.13-14.
119. Bambura A. Features of the structures of shopping entertainment complex republican building in the city of Kyiv / A. Bambura, P. Kryvosheyev, O. Hurkivsky // Improving of Concrete Structures: the 4-th International fib Congress/– Mumbai, 2014. – Vol. II. – p. 807 - 809.
120. Batge W. Styroporbeton aus Transportbetonwerken / W. Batge, W. Niemeyer // Beton. – 1974. – №1. – P. 15-18.
121. Chaallar Omar, Lachemi Mohamed. Reinforced concrete structures / O. Chaallar, M. Lachemi. – PUQ. – Canada, 2010. – 470 p.
122. Durisol Dal D. Lightweight Precast Concrete / Dal D. Durisol // Paper trade. – 1950. – Vol. 130, № 23. – P. 35-42.
123. Eick H. Styropor-Beton / H. Eick // Zement-Kalk-Gips. – 1959. – Vol. 6. – P. 253-257.
124. Eurocode-2: Design of Concrete Structures. – Part 1-1: General Rules and Rules for Building: EN 1992-1-1. – [Final Draft, December, 2004]. – Brussels: CEN. – 2004. – 225 p. – (Європейський стандарт).
125. Fanella D.A. Reinforced concrete structures: analysis and design / D.A. Fanella. – McGraw hill professional, 2010. – 652 p.
126. Gambhir M.L. Design of reinforced concrete structures / M.L. Gambhir. – PHI Learning Private Limited. – New Delhi, 2011. – 723 p.
127. Gambhir M.L. Fundamentals of reinforced concrete design / M.L. Gambhir. – Prentice hall of India Learning Private Limited. – New Delhi, 2006. – 519 p.
128. Gvuzd M. Polystyrenovy beton / M. Gvuzd // Pozemni stavby. – 1970. – № 12. – S. 350-353.
129. Meyer C. Modelling and analysis of reinforced concrete structures for dynamic loading / C. Meyer. – Springer. –Wien, 2014. – 250 p.

130. Ritchie A. G. The use of waste polystyrene chips as a lightweight aggregate for concrete / A. G. Ritchie , M. B. Blingart // Proceedings of First Australian Conference on Engineering Materials. – Sydney, 1974. – P. 157-175.
131. Sussman V. Expanded Polystyrene Beads Lighten the Load / V. Sussman, G. H. Baumann //SPE Journal. – 1972. – Vol. 28, № 3. – P. 18-21.
132. Sussman V. Lightweight Plastic-Aggregate Concrete / V. Sussman // ACI Journal. – 1975. – Vol. 72, № 7. – P. 321-323.
133. Trautvetter R. Polystyrol als Leichtzuschlagstoff / R. Trautvetter // Baustoffindustrie. – 1961. – № 10. – P. 262-265.
134. Willams A. Design of reinforced concrete structures. 2nd edition / A. Willams. – Dearborn trade publishing. – Texas, 2003. – 385 p.

**ПРИЛОЖЕНИЕ А СПРАВКИ О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ**



завод железобетонных  
изделий и конструкций  
**ООО МАСТЕР-ЖБК-УКРАИНА**  
49051, Украина, г.Днепропетровск, ул.Курсантская, 7.  
факс: (056)375-42-97; тел.375-42-93; .  
E-mail: master-zhbk@mail.ru

№ 823/11-13  
від "14" листопада 2013р.

Ректору ДВНЗ  
«Придніпровська державна  
академія будівництва  
та архітектури»  
д.т.н., проф.. Большакову В.І.

#### Довідка про впровадження

Результати наукових досліджень, викладених у дисертаційній роботі Сопільняка Артема Михайловича «Міцність та тріщиностійкість тришарових залізобетонних стінових панелей» використані при проектуванні огорожуючих конструкцій будівлі служби інкасації, кас перерахунку та сховища за адресою: Дніпропетровська обл. Дніпропетровський район, Новоолександрівська районна рада.

В проєкті даної будівлі застосовані тришарові залізобетонні огорожуючі стінові панелі з ефективними теплоізоляційним матеріалом.

Директор



Зредемісов В.І.



завод железобетонных  
изделий и конструкций  
**ООО МАСТЕР-ЖБК-УКРАИНА**  
49051, Украина, г.Днепропетровск, ул.Курсантская, 7.  
факс: (056)375-42-97; тел.375-42-93; .  
E-mail: master-zhbk@mail.ru

№ 914 / 12-15  
від "20" чрудня 2013р.

Ректору ДВНЗ  
«Придніпровська державна  
академія будівництва  
та архітектури»  
д.т.н., проф.. Большакову В.І.

#### Довідка про впровадження

Наша підприємство є досить відомим виробником залізобетонних конструкцій, як в дніпропетровській області, так і в Україні в цілому. Підприємство не стоїть на місці, та намагається йти в ногу з часом, застосовуючи новітні розробки та технології.

Тому наукові досягнення, викладені у дисертаційній роботі Сопільняка Артема Михайловича «Міцність та тріщиностійкість тришарових залізобетонних стінових панелей» використані при проектуванні будівлі магазину по пр. Кірова 44-д «Медтехника-2».

При будівництві даної будівлі застосовано тришарові залізобетонні огорожуючі стінові панелі з ефективними теплоізоляційним матеріалом.

Директор



Бреденко І. Г.