



Министерство культуры РСФСР
Объединение «Росреставрация»

Реставрационные нормативы

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ,
РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
И КОНСТРУКТИВНОЕ УКРЕПЛЕНИЕ
ДРЕВНИХ РАСПОРНЫХ СИСТЕМ

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ



Москва 1989



Общие вопросы проектирования реставрации
и приспособления памятников



Историко-архивные, археологические
и другие исследования



Экономика, сметы, вычислительная техника



Инженерные вопросы: конструкции, инженерное
оборудование, организация производства работ



Работы по камню и кирпичу; кровли



Работы по дереву



Наружные и внутренние отделочные работы



Монументальная, станковая живопись, скульптура



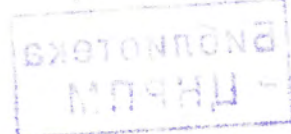
Предметы прикладного искусства

Министерство культуры СССР
ВСЕСОЮЗНОЕ СПЕЦИАЛИЗИРОВАННОЕ
РЕСТАВРАЦИОННОЕ ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ
ОБЪЕДИНЕНИЕ «СОЮЗРЕСТАВРАЦИЯ»

Министерство культуры РСФСР
РОССИЙСКОЕ РЕСПУБЛИКАНСКОЕ
СПЕЦИАЛИЗИРОВАННОЕ НАУЧНО-РЕСТАВРАЦИОННОЕ
ОБЪЕДИНЕНИЕ «РОСРЕСТАВРАЦИЯ»

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ, РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И КОНСТРУКТИВНОЕ УКРЕПЛЕНИЕ ДРЕВНИХ РАСПОРНЫХ СИСТЕМ

Москва — 1989



Методические рекомендации разработаны главным конструктором Научно-исследовательской проектной мастерской (НИПМ) ВО «Союзреставрация» Г. Б. Бессоновым. Они содержат классификацию основных типов распорных конструкций в русских памятниках архитектуры XI—XVII вв., расчетно-теоретические исследования сводов из кладочного материала на стадии нормальной статики и с учетом различных разрушающих факторов; рассмотрение причин деформаций сводов и примеры современных способов конструктивного укрепления.

Пространственные конструкции сводов рассмотрены как системы элементарных арок, дифференцированных по нагрузкам и взаимовлияющих в силу различной жесткости и неоднородности кладочного материала. Выбор расчетных схем сделан в зависимости от конкретной картины деформации. Характер работы сводов иллюстрирован графическими построениями внутренних усилий на моделях. Результаты систематизаций и расчетно-теоретические изыскания завершены обобщающими выводами, а также формулами и таблицами, предназначенными для практического использования.

Методические рекомендации утверждены Научно-реставрационным техническим советом 29.10.87 г.

Рецензенты: И. П. Любарова,
А. Г. Иванов

Издание методических рекомендаций осуществляется редакционно-издательской службой объединения «Росреставрация».

Предложения и замечания направлять в ВО «Союзреставрация» по адресу: 109172, Москва, Крестьянская пл., 10.

© Объединение «Союзреставрация», 1989

© Объединение «Росреставрация», 1989

Библиотека
ЦНРПМ

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Введение	5
1. Классификация и принцип работы арочных систем перекрытий памятников русской архитектуры	10
1.1. Крестово-купольная система. Общие сведения	10
1.2. Развитие крестово-купольной системы	13
1.3. Проблемы роста крестово-купольной системы	16
1.4. Сравнительный анализ работы трехпролетных четырехстолпных систем	20
1.5. Двухстолпные системы	22
1.6. Бесстолпные конструкции перекрытия	25
1.7. Перекрытия палат	32
1.8. Отдельные арки	34
2. Расчетно-теоретические исследования сводов и арок из кладочного материала	37
2.1. Рабочая схема (модель) свода	37
2.2. Цилиндрический (коробовый) свод	38
2.2.1. Свод с равномерно распределенной нагрузкой	39
2.2.2. Свод, нагруженный собственным весом	40
2.2.3. Свод с забуткой пазух	41
2.2.4. Свод с неравномерно распределенной нагрузкой	43
2.2.5. Свод с сосредоточенной нагрузкой	43
2.3. Крестовый свод	46
2.3.1. Условный свод с равномерно распределенной нагрузкой	47
2.3.2. Свод, нагруженный собственным весом	48
2.3.3. Расчет отдельных элементарных арок	52
2.3.4. Расчет диагонального ребра	52
2.4. Сомкнутый свод	57
2.4.1. Условный свод с равномерно распределенной нагрузкой	59
2.4.2. Свод, нагруженный собственным весом	60
2.4.3. Своды с забуткой пазух	65
2.4.4. Расчет диагонального ребра	70
2.4.5. Расчет сомкнутого свода с плоской центральной зоной	74
2.4.6. Расчет сомкнутого свода на сосредоточенную нагрузку	77
2.4.7. Расчет опорного кольца барабана	78
2.4.8. Расчет крещатого свода	82
2.5. Рациональная форма свода	83
2.6. Расчет кирпичных и каменных арок	83

2.7. Расчет подпружных арок и парусов крестово-купольной системы	96
2.8. Работа связевого каркаса распорных систем	100
2.8.1. Роль воздушных связей в системах «арка с затяжкой»	100
2.8.2. Конструкции связей	101
2.8.3. О работе воздушных связей	105
2.8.4. Некоторые рекомендации по расчету воздушных связей	106
3. Работа сводов при действии разрушающих факторов	108
3.1. Резервы пространственных распорных систем и кладочной структуры	108
3.1.1. Основные и дублирующие рабочие схемы	108
3.1.2. Действительный распор кирпичных и каменных арок	112
3.1.3. Дискретные системы	115
3.2. Напряженное состояние сводов	119
3.2.1. Графическое изображение напряженного состояния	119
3.2.2. Рабочие, инертные и мертвые зоны кладки	120
3.3. Деформативность распорных конструкций	121
3.4. Систематизация характерных видов деформаций сводов	124
3.5. О диагностике причин деформаций и разрушений памятников архитектуры	125
3.6. Виды и причины разрушения распорных систем	130
3.6.1. Горизонтальная подвижка опор на перегрузке сводов	131
3.6.2. Деформации арочно-стоечных систем при просадках опор	138
3.6.3. Деформации распорных систем при одновременном действии нескольких факторов	142
4. Методы укрепления распорных систем	149
4.1. Общие принципы конструктивного укрепления памятников	149
4.1.1. Выбор элемента укрепления	149
4.1.2. Скрытые и открытые конструкции усиления	150
4.2. Укрепление элементов распорных систем	153
4.2.1. Укрепление опорного контура сводов	153
4.2.2. Укрепление сводов, деформированных при смещении опор и при перегрузках	157
4.2.3. Разгрузка деформированных сводов	158
4.2.4. Укрепления при структурном разрушении кладки	160

ВВЕДЕНИЕ

В сложном процессе современной реставрации диагностика причин разрушений и деформаций памятников архитектуры, а также оценка их технического состояния являются наиболее важными аспектами, определяющими степень инженерного вмешательства в сложившуюся конструктивную схему древнего здания. Обращаясь к памятникам архитектуры как объектам инженерных исследований и реставрации, мы обычно имеем дело с сооружениями, испытавшими за столетия своего существования действие множества факторов, отрицательно повлиявших на сохранность архитектурных форм и деталей, свойства строительных материалов и несущую способность конструкций. Действительно, морозное разрушение кладки, коррозия металла, объемные деформации при просадках, повреждения, утраты отдельных элементов и другие явления способны исказить или даже принципиально изменить начальную конструктивную схему здания.

Перед реставратором, оценивающим техническое состояние сооружения, стоит задача по определению несущей способности древней конструкции с учетом всех ее дефектов, имеющихся на сегодняшний день (и даже прогнозируемых на ближайшее будущее). Задача, требующая отчетливого представления о первоначальной работе конструкции, механизме ее разрушения или деформации, о характере перераспределения внутренних сил при работе по измененной схеме, о возможностях строительных материалов и многом другом. Известны примеры технических решений, осуществленных на основе ошибочных представлений о работе древней конструкции или неполной диагностики, не учитывающей действие какого-либо скрытого фактора или эффекта наложения нескольких очевидных факторов. В этих случаях временно скрытые дефекты снова проявляли себя и, прогрессируя, приводили к еще более сложному состоянию, требующему нового вмешательства, все более искажающего облик памятника.

Наибольшую сложность представляет диагностика разрушений и оценка несущей способности древних распорных конструкций — арок и сводов, что объясняется:

1) спецификой сводов как пространственных систем, имеющих кладочную структуру;

2) их зависимостью от состояния вертикальных несущих элементов и связевого каркаса здания;

3) многообразием возможных трансформаций и перераспределений нагрузки, изменяемостью рабочей схемы.

Задача усложняется тем обстоятельством, что в современных инженерно-строительных курсах и справочных изданиях работа классических сводов как устаревших конструкций практически не рассматривается. Специальные труды по сводам, преимущественно XVIII — нач. XX вв. малодоступны не только из-за своей редкости, но и ввиду трудности их интерпретации применительно к современной реставрационной практике. Зачастую инженер, воспитанный на прогрессивных методах и конструкциях, впервые столкнувшись с арочными системами памятников архитектуры, вынужден в короткий срок буквально наощупь и наугад решать для себя проблемы, над разрешением которых трудились многие поколения древних зодчих.

Известно, что своды были впервые применены римлянами и персами, и в течение 2,5 тыс. лет вплоть до внедрения металла и железобетона были, если не единственным, то основным видом перекрытий в зданиях гражданской, культовой и оборонной архитектуры. Арки и своды были также главным эстетическим элементом в римской, византийской, романской, готической и ренессансной архитектуре. За многовековой период строительства и экспериментального изучения сводов были выявлены их неоспоримые конструктивные достоинства, такие, как высокая пространственная жесткость, терпимость ко всякого рода нарушениям сплошности кладки, возможность искусственного перераспределения усилий между элементами и пр. Одновременно были определены и основные условия существования распорных систем, невыполнение которых неизбежно вело к деформациям и обрушениям. Именно опытным путем были получены все рациональные соотношения частей в распорных системах и достигнуто исключительное совершенство в использовании сводов как конструкций и архитектурных форм.

Теоретические исследования сводов возникли сравнительно недавно: в период развития математических наук. Сочинения о работе сводов XVIII — начала XIX веков констатируют и систематизируют существующий опыт, дают рекомендации по соотношению основных параметров, иногда содержат графоаналитический расчет плоской клиновой арки. Ко второй половине XIX — началу XX веков относится основной объем теоретических исследований в области классических распорных систем. В России это труды В. Р. Берн-

гардта (Арки и своды. Руководство к устройству и расчету арочных и сводчатых перекрытий. СПб, 1901), Н. К. Лахтина (Расчет арок и сводов. Руководство к аналитическому расчету. СПб, 1911) и Н. К. Кривошеина (Расчет упругих сводов. Расчет упругих сводов по методу предельного равновесия. СПб, 1918). Указанные работы явились, видимо, последними исследованиями, посвященными сводам как строящимся конструкциям. Книга Лахтина, наиболее из них известная, содержит аналитический расчет основных частей распорных систем — подпружных арок, аркбутанов, парусов, отдельных сводов и металлических связей (затяжек). При всей содержательности, книга не лишена недостатков, к которым можно отнести:

1) чрезвычайную сложность и трудоемкость теоретических выкладок;

2) известную условность выводов и рекомендаций (например, расчеты сводов даются из предположения их параболической формы и действия только вертикальной равномерно распределенной нагрузки);

3) отсутствие трактовки физических параметров некоторых расчетных элементов, например ребер крестового и сомкнутого сводов, опорного кольца барабана.

Книга не рассматривает работу деформированных систем, диагностику деформаций, влияние монолитности кладки на устойчивость формы и другие вопросы, касающиеся кинематики распорных систем.

С отказом от традиционных сводов, как основного вида перекрытий в связи с переходом на новые строительные принципы и материалы, их теоретические исследования завершаются. Однако в последние десятилетия немало исследований было посвящено арочным распорным конструкциям, выполненным из монолитного и сборного железобетона и металла, — сводам туннельных обделок, перекрытий станций метрополитена и подземных зданий ГЭС, арочным плотинам и т. п., а также различным оболочкам. Интересно отметить, что поиск рациональных форм обделок больших гидротехнических и транспортных туннелей проводился в значительной степени опытным путем в соответствии с условиями проходки, свойствами грунта или скального массива. Эти исследования, выполненные с помощью современной вычислительной и измерительной техники, дали немало сведений (относительно характера трещинообразования при деформациях, распределения напряжений по зонам и др.), полезных для понимания статики сводов.

Однако при всей внешней близости современных и древних арочных форм между ними существует принципиальное

различие, не позволяющее механически использовать данные о работе железобетонных сводов, например полуциркулярной обделки, при расчете и оценке технического состояния цилиндрического свода аналогичных габаритов. Речь идет о различии между свойствами монолитной и кладочной структуры арочного контура. Если кирпичная или каменная кладка способна воспринимать лишь сжимающие напряжения, отнесенные, как правило, к части сечения (незначительные растягивающие напряжения могут быть восприняты при высокой прочности раствора), то монолитный железобетон и металл воспринимают напряжения разных знаков. Далее, возможность к перераспределению напряжений вдоль кладочного свода зависит от степени перевязки кирпичей и, опять же, свойств раствора. Железобетонный или металлический (тюбинговый) свод способны включить в работу большие соседние участки, т. е. распределять нагрузку благодаря наличию продольного армирования или фланцевых болтов, воспринимающих растягивающие усилия.

Трудно воспользоваться и данными расчетов простых цилиндрических оболочек с торцевым опиранием, работающих не столько по арочной схеме в поперечном направлении, сколько по балочной в продольном, причем тонкие своды оболочек размещаются в зоне сжатия (сжатых волокон), а специально армированные контурные ребра — в растянутой зоне изгибаемой пространственной балки.

Из сказанного следует, что наличие обширной информации о работе современных арочных систем не может в достаточной мере способствовать решению проблемы диагностики деформаций и сохранения древних распорных конструкций.

В целях создания практического пособия по определению несущей способности и укреплению древних распорных систем в НИПМ В/О «Союзреставрация» выполнена разработка настоящей темы под общим названием «Исследование работы древних распорных конструкций и способов их усиления при реставрации памятников архитектуры». Работа, составленная в форме методических рекомендаций, содержит четыре раздела и в своей структуре отражает этапность теоретических исследований, соответствующих в значительной степени набору и последовательности проблем, решаемых при инженерной реставрации арок и сводов.

Раздел 1 представляет классификацию основных типов распорных конструкций в русских памятниках архитектуры XI—XVIII веков в порядке их исторического применения и развития.

Раздел 2 включает расчетно-теоретические исследования сводов из кладочного материала и разработку методики их расчета на стадии нормальной статике.

В разделе 3 рассматривается работа распорных конструкций с учетом различных разрушающих факторов, исследуются причины деформации сводов.

В разделе 4 разбираются современные способы конструктивного усиления.

Смежные разделы и параграфы работы связаны тематически. Например, разработанный в разделе 2 принцип практического расчета арочных систем используется в разделе 3 при анализе работы деформированных сводов, в свою очередь, диагностика разрушений служит основой разработки способов укрепления.

Принципиальным отличием данного исследовательского материала от упомянутых выше аналитических разработок является его материальная ориентация и инженерно-реставрационная специфика. При разработке методики расчета пространственных систем учитывается, например, действие таких факторов, как пластичность или жесткость кладки, взаимное влияние элементарных арок, наложение нескольких видов нагрузки и др. Выбор пространственных и плоских расчетных схем максимально соответствует действительным функциям каждого элемента и дается на основе анализа их рабочих деформаций на различных стадиях работы. Характер работы сводов иллюстрируется графическими построениями внутренних усилий на моделях. Результаты систематизаций и расчетно-теоретические изыскания завершаются обобщающими выводами, формулами и таблицами, предназначенными для практического использования как на стадии предварительной оценки технического состояния, так и при подробных расчетах несущей способности конструкций.

Приводимые в тексте решения исследовательских и инженерно-технических задач, а также иллюстрации являются, большей частью, извлечениями из материалов обследования, экспертиз и проектных решений, выполненных автором для конкретных объектов реставрации. При составлении уравнений и таблиц для определения усилий в главных элементах распорных систем использованы основные положения предлагаемой методики расчета сводов.

В целях сокращения объема теоретических разработок промежуточные выкладки расчетов и повторяющиеся этапы в выводах формул не приводятся. Известные положения строительной механики по расчету арок даются в минимальном объеме.

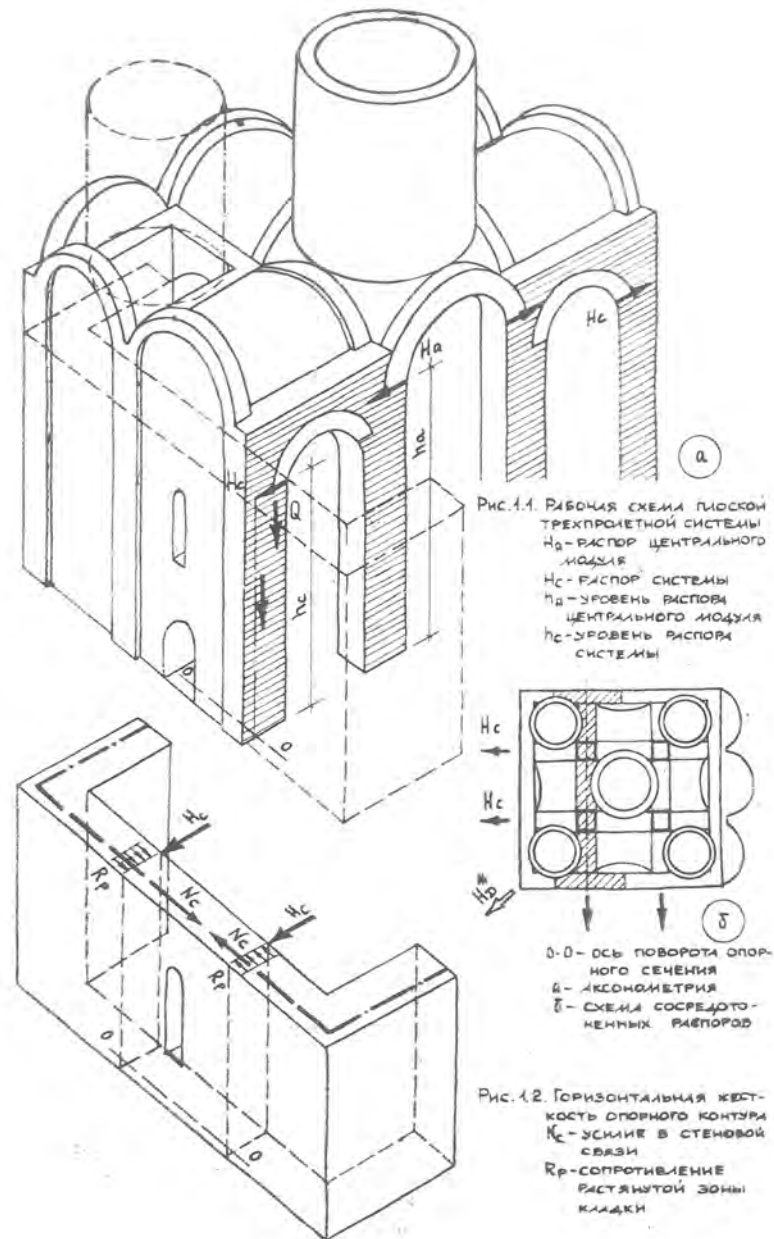
1. КЛАССИФИКАЦИЯ И ПРИНЦИП РАБОТЫ АРОЧНЫХ СИСТЕМ ПЕРЕКРЫТИЙ ПАМЯТНИКОВ РУССКОЙ АРХИТЕКТУРЫ

1.1. Крестово-купольная система. Общие сведения

В русское зодчество арочные конструкции пришли, видимо, одновременно с проникновением на Русь христианства и строительством первых каменных храмов в X веке. Подавляющее большинство сохранившихся или разрушенных, но поддающихся логической реконструкции памятников начального периода, начиная с киевской Десятинной церкви, представляют церковные здания так называемой крестово-купольной системы, заимствованной в Византии.

Конструктивную основу крестово-купольных сооружений составляет трех- или пятипролетная арочно-стоечная система, делящая внутренний объем на центральный и боковые нефы. На четырех центральных столбах (при шестистоечной системе на четыре восточных столба) опираются с одной стороны главные подпружные арки, несущие центральный световой барабан, с другой — боковые подпружные арки, служащие основанием для коробовых или крестовых сводов рукавов креста, а в пятиглавых храмах и для угловых барабанов.

Подпружные арки делят в плане пространственную систему перекрытия на отдельные модули, которые в зависимости от размера и нагрузки создают большие или меньшие распоры, направленные навстречу друг другу. Складываясь или вычитаясь, они создают суммарный неуравновешенный распор системы, действующий в плоскости подпружных арок продольного и поперечного направления или в диагональных плоскостях и воспринимаемый, главным образом, массой вертикальных несущих конструкций — столбов, пилонов, наружных стен, работающих независимо или конструктивно объединенных в плоские и объемные диафрагмы жесткости (рис. 1.1). В монолитных, нерасчлененных трещинами толстостенных конструкциях существенное значение имеет и горизонтальная жесткость внешнего опорного контура, пре-



пятствующего действию распора совместно с вертикальными элементами жесткости (рис. 1.2).

В общем случае опрокидывающее действие распора H_c плоской многопролетной системы, приложенного к своему элементу жесткости на высоте h_c , должно быть меньше суммарной удерживающей реакции собственного веса и нагрузки данного элемента, приложенных с соответствующим плечом относительно точки опрокидывания. В противном случае при избытке распора равновесие системы должно поддерживаться работой затяжек, установленных в уровне пят подпружных арок, или внешних дополнительных жесткостных элементов — апсид, пристроек, контрфорсов и т. п.

Следует заметить, что при нормальной спокойной статике роль воздушных связей (затяжек) в обеспечении равновесия существующих крестово-купольных сооружений не является определяющей, хотя с развитием системы и увеличением перекрываемых пролетов она возрастает. Начальная пространственная жесткость арочно-стоечных систем зависит, в первую очередь, от соблюдения рационального соотношения вертикальных и горизонтальных нагрузок, воспринимаемых жесткостными элементами здания, т. е. от их устойчивости действию распора, и в гораздо меньшей степени от наличия воздушных связей, включающихся в активную работу лишь на стадиях деформаций. Распространенное мнение о постоянно активной функции воздушных связей является, видимо, следствием расчетов древних распорных конструкций и, в частности, подпружных арок многопролетных систем на полную нагрузку строительного периода без учета собственной жесткости опорного контура и эффекта сцепления раствора. Работа подпружных арок и связей подробно разбирается в параграфах 2.7 и 2.8.

Предпосылками длительного безаварийного существования арочных распорных систем из кладочного материала можно считать умеренные напряжения во всех элементах, отсутствие растягивающих усилий и малую чувствительность конструкций к влиянию внешней среды. Последнее обстоятельство предопределяется либо самим характером конструкции, либо природными условиями территории памятника. Практика возведения и эксплуатации на Руси заимствованных в Византии образцов крестово-купольной системы выработала свои строительные методы, учитывающие сложные инженерно-геологические и климатические условия Русской равнины, специфику строительных материалов, а также (в начальный период) и недостаточный строительный опыт.

Для большинства сохранившихся ранних русских памятников общими конструктивными признаками являются:

- 1) незначительные пролеты центральных и боковых подпружных арок;
- 2) малый суммарный «неуравновешенный» распор системы;
- 3) наличие диафрагм или модулей жесткости;
- 4) отсутствие заметных усилий в воздушных связях;
- 5) малый интервал напряжений в кладке несущих конструкций и в основании фундаментов.

Выработанные оптимальные параметры крестово-купольных сооружений начального и последующего периодов не являлись гарантией надежности при их механическом перенесении в иной масштаб, материал или грунтовые условия. Известны многочисленные аварии — обрушения сводов, барабанов, падения столбов и др., произошедшие на объектах, являющихся конструктивно и даже внешне близким подобием своих длительно и безаварийно существующих прототипов. Напротив, дифференцированный подход к решению конкретных строительных задач допускал не только благополучные местные интерпретации апробированных схем, но и принципиальные от них отступления, положившие в ряде случаев начало новым методам и направлениям.

1.2. Развитие крестово-купольной системы

Пути развития крестово-купольной системы (как впоследствии и других систем) диктовались многими условиями — градостроительными, идеологическими, утилитарными и другими, предъявляемыми к церковным постройкам в различные периоды, а также финансовыми возможностями. В течение 300—400 лет со времени возведения первых, наиболее значительных и дорогих соборов Древней Руси вплоть до строительства московских кремлевских соборов, в городах, монастырях и посадах строились, главным образом, сравнительно небольшие и недорогие храмы, — одноглавые (редко трех- или пятиглавые), трехнефные, четырех-шестистолпные.

По характерным конструктивным признакам храмы крестово-купольной системы можно разделить на три основных типа:

- 1) рядовые, традиционные арочно-стоечные системы, перекрытые сводами в одном уровне с центральными подпружными арками;
- 2) системы с повышенными центральными подпружными арками;
- 3) системы с пониженными углами.

В зданиях первого типа общий уровень подпружных арок и цилиндрических сводов перекрытия соответствует линейному однорядному расположению закомар на фасадах.

Угловые части нефов в некоторых случаях перекрыты половинами цилиндрических сводов. Продольная ориентация угловых сводов (большинства перекрытий) способствует сбору нагрузок преимущественно на подпружные арки продольного направления, передающие распор на главные жесткостные элементы объема — апсиды.

Внутренними элементами жесткости служат диафрагмы, образуемые жестким соединением близко поставленных столбов и наружных стен с помощью двух ярусов арочных перемычек (перекрытия и хор) или сплошного заполнения. Пилоны апсид и восточных столбов часто объединяются в сплошные стенки с низкими проемами для прохода. В шестистолпных соборах дополнительной продольной жесткостью являются подпружные арки и столбы западного модуля (нартекса).

Для сравнительно крупных или высоких объемов XII—XV вв. характерны дополнительные внешние жесткости, например, высокие притворы с трех сторон (против рукавов креста в церкви Параскевы Пятницы (1207 г.) в Новгороде и церкви Михаила Архангела в Смоленске (1190-е гг.), лестничные башни (новгородский Георгиевский собор Юрьева монастыря) или наружные галереи и приделы. В шестистолпном черниговском Спасском соборе (1036 г.) пространство между подкупольными столбами в направлении восток-запад заполнено двухъярусными арочно-стоечными диафрагмами. В грандиозных пятинефных Софийских соборах Киева (1037 г.) и Новгорода (1045—1050 гг.), строившихся, видимо, при участии византийских мастеров, пространственная жесткость обеспечивается также многопролетностью системы со ступенчатым снижением линии распора от высокой центральной части к более низким крайним нефам.

В силу того, что боковые подпружные арки, несущие цилиндрические своды рукавов креста, располагаются в любом случае ниже центральных подпружных арок, распор последних, приложенный в уровне шельг боковых арок (рис. 1.3, 1.4), воспринимается ими как горизонтальная нагрузка, и суммарный распор трехпролетной системы опускается приблизительно на уровень пят боковых арок.

Это обстоятельство эффективно использовано в сооружениях второго типа, где своды рукавов креста и их подпружные арки значительно (на 1,0 м и больше) опущены по отношению к главным подпружным аркам, на столько же снижен против обычного уровень приложения суммарного распора к элементам жесткости.

Другой способ снижения уровня общего распора системы заключается в передаче части распора сводов креста на угловые пониженные и, следовательно, наиболее жесткие

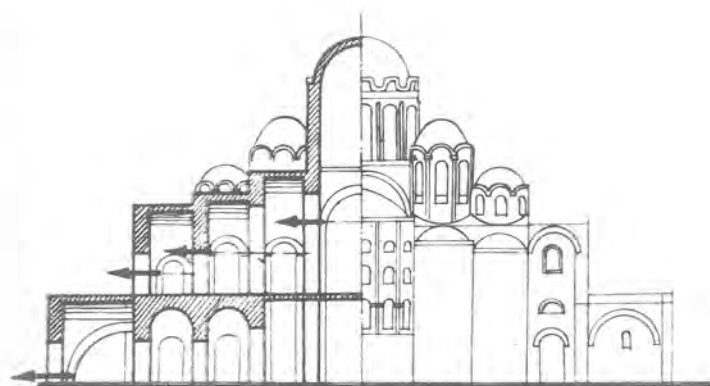


Рис. 1.3. Ступенчатое снижение уровня распора H_c многопролетной системы (Софийский собор, Киев, 1037 г.)

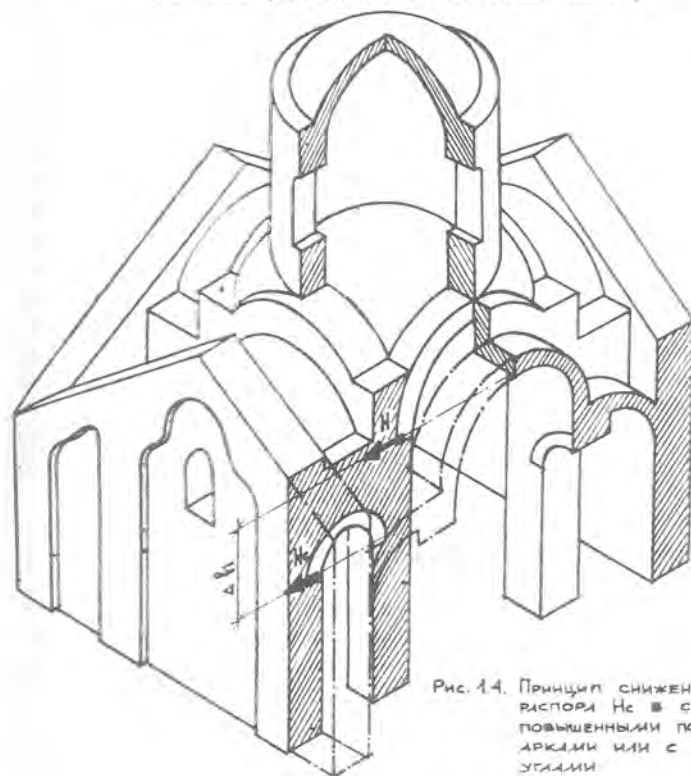


Рис. 1.4. Принцип снижения уровня распора H_c в системах с повышенными подпружными арками или с пониженными углами

части объемной конструкции. Перекрывающие их половинки цилиндрических сводов, упираясь шельгами в пять средних сводов, работают как ползучие арки или аркбутаны.

Солидное снижение уровня распора в системах II и III типа позволило зодчим заметно увеличить высоту зданий, — по выражению архитектора П. Н. Максимова, «самое дорогостоящее измерение». * В этом смысле особый выигрыш давало сочетание повышенных центральных подпружных арок с пониженными углами — уровень распора системы снижался приблизительно в 1,5—1,8 раза. Что же касается возможности передачи нагрузки от высокоподнятого барабана непосредственно на наружные стены или опущенные углы, минуя центральные столбы, — это явление могло быть лишь при деформациях системы или просадках центральных столбов, как произошло, например, в церкви Прокопия в Новгороде.

Храмы с пониженными углами имеют характерное треугольное или трехлопастное завершение фасадов, одну главу, одну-три апсиды, повсюдную или восьмискатную кровлю. Повышенные подпружные арки могут декорироваться одним-двумя рядами кокошников или скрыты конструкцией кровли.

Пониженные угловые своды нашли применение в памятниках Смоленска и Новгорода с конца XII в. — церковь Михаила Архангела (1190-е гг.), церковь Рождества в Перыни (I пол. XIII в.). Повышенные подпружные арки и ступенчатые своды впервые применены, видимо, в черниговской Пятницкой церкви, позднее в псковских и московских постройках. Наибольшее распространение обе системы имели в XIV—начале XVI вв., когда были возведены такие известные сооружения, как церковь Спаса на Ильине в Новгороде (1374 г.), Спасский собор Андроникова монастыря (кон. XIV—нач. XV вв.), собор Рождества Богородицы Саввино-Сторожевского монастыря (1405 г.).

1.3. Проблемы роста крестово-купольной системы

С начала XVI в. в Москве и других городах Русского государства началось строительство крупных четырех-шести-столпных пятиглавых соборов крестово-купольной системы, перекрытых либо традиционными коробовыми сводами — Архангельский собор Московского Кремля (1505—1508 гг.), Успенский собор в Дмитрове (между 1509—1533 гг.), Смоленский собор Новодевичьего монастыря (XVI в.), — либо новыми в русской практике крестовыми сводами — Успенский

собор Троице-Сергиева монастыря (1559—1585 гг.), Софийский собор в Вологде (1568—1570 гг.) — впервые примененными в московском Успенском соборе (1475—1479 гг.) *.

От предшествующих, да и современных им распространенных одноглавых храмов они отличались рядом признаков, но, в первую очередь, значительно большими размерами (площади и высоты), что свидетельствовало об известном скачке в развитии строительной науки и освоении новых архитектурных приемов.

Очевидно, что с увеличением габаритов классической трехнефной системы обеспечение равновесия становится все более трудной задачей: при пропорциональном увеличении в n раз линейных размеров всех основных элементов напряжения в кладке конструкций и основания возрастают приблизительно в n^2 раз, распор системы и объем кладки в n^3 раз, опрокидывающее действие распора в n^4 раз.

В соборах XVI—XVII вв., лишенных традиционных элементов жесткости: диафрагм, притворов и пониженных углов, противодействие резко возросшему распору зодчие искали в облегчении конструкций перекрытия (крестовые своды в 1 кирпич), пригрузке угловых частей здания весом барабанов, включением в более активную работу элементов связевого каркаса. Использовалась и обстройка основного объема галереями.

Искусственное снижение уровня распора могло быть лишь в системах с коробовыми сводами, среди которых особо выделяются ступенчатые конструкции, например, перекрытие Спасского собора Прилуцкого монастыря в Вологде (1537—1542 гг.). Неуравновешенный распор крестовых сводов, так называемых «палатных» систем (по типу московского Успенского собора), передавался на наружные стены практически на уровне пят самих сводов, т. к. подпружные арки работали в той же плоскости. Роль воздушных связей как элементов устойчивости распорной системы при этом резко возросла, получили распространение парные связи.

По высоте внутренний объем некоторых зданий стал делиться на 2 яруса — собственно церковь и подклет; сводчатые перекрытия подклета, работая горизонтальным диском, снижали свободную длину центральных столбов, что давало возможность делать их более тонкими, не нарушая оптимального соотношения высоты и сечения.

Наружные стены как основные элементы жесткости выполнялись весьма большой толщины, особенно при кресто-

* (Максимов П. Н. Творческие методы древнерусских зодчих. М., Стройиздат, 1976. — 240 с.).

* Крестовые своды и плоские купола как конструкции перекрытия хор были применены в нескольких южнорусских храмах XI—XII вв.

вых сводах перекрытия. Нагрузки на фундаменты стен относительно возросли и за счет пригрузки их весом сводов 1 яруса и примыкающих галерей.

Сдерживающими рост объемов факторами становятся не только проблемы статике, но и ограниченные возможности строительного материала — кирпича, белого камня, а также прочность основания. Если в сооружениях XIII—XV вв. напряжение в кладке обычно не превышало 0,2—0,3 МПа для стен, 0,4—0,45 МПа для подпружных арок и столбов, то в крупных соборах XVI и XVII вв. оно достигало соответственно 0,4—0,5 МПа и 0,8—1,2 МПа. Последние значения являются близкими к предельным для кладки из качественного кирпича и тесаного камня средней прочности. При внецентренном приложении нагрузок краевые напряжения в сечениях конструкций были еще выше.

Увеличение несущей способности кладки достигалось введением в ответственные зоны конструкций (в пяты и замки арок, опорные кольца барабанов и цоколи столбов) вставок более прочного материала, например, белого камня. В особо нагруженных кирпичных элементах каменные прокладки устраивались регулярными, через несколько рядов.

Если весь объем выполнялся в смешанной кладке (что характерно для новгородских построек), то основные несущие конструкции выкладывались из однородного материала.

С ростом нагрузок напряжение под фундаментами стен и столбов достигло 0,3—0,6 МПа, что в лучшем случае было предельным, а в большинстве превышало в 1,5—3 раза несущую способность основания. Увеличение осадок и их неравномерность (одна из главных причин деформаций крестово-купольных систем см. раздел 3) вынуждали строителей искать способы выравнивания давления на основание.

При небольших размерах ранних церковных зданий участки стен и близко придвинутых к ним столбов нередко имели общую фундаментную подушку. Применялись и перекрестные ленточные фундаменты; их высота (1—1,5 м) и характер кладки (бутовая или кирпичная кладка на известковом или известково-глинистом растворе) позволяли разнести давление центральных столбов на участок, равный по длине 2—2,5 *h* заглубления. В некоторых случаях напряжение выравнивалось укладкой в основания распределительных бревенчатых лежней (Николо-Дворищенский собор 1113 г., Новгород).

В сооружениях XVI—XVII вв. при возросших пролетах системы перекрытия фундаментные ленты, выкладываемые по-прежнему из мелкогабаритных и слабоперевязанных элементов, как распределительные элементы были уже неэффективны. Выравнивание давления на основание осуществлялось

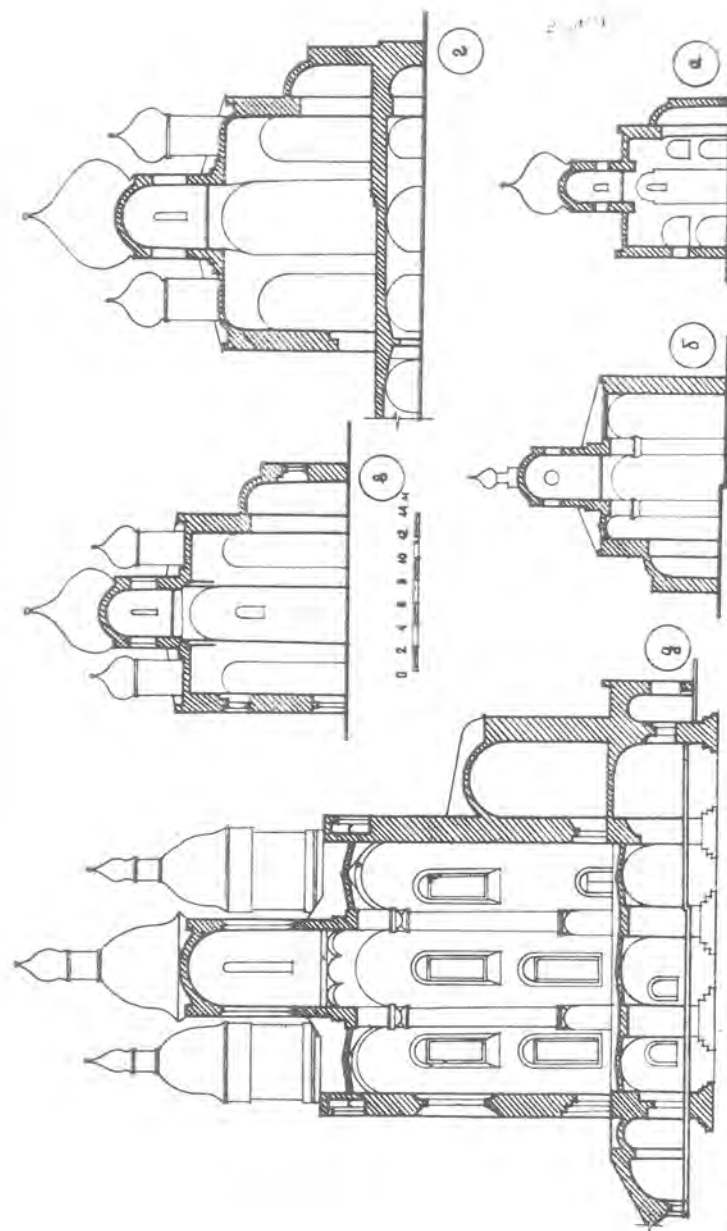


Рис. 15. Мисстибное соотношение некоторых памятников крестово-купольной системы

а — церковь Рождества на Красном поле, Новгород, 1382 г.; б — Архангельский собор, Рязань, кон. XV — XVII вв.; в — Троицкий собор Клоцкого монастыря под Новгородом, 1569 г.; г — Знамский собор, Новгород, 1682—1688 гг.; д — Успенский собор, Астрахань, 1698—1710 гг.

за счет увеличения фундаментов под центральными столбами; к концу XVII столетия их площадь достигала 25 м² и более. Поскольку валунная или смешанная кладка не допускала равномерного разнеса давления больше, чем на 25—30° от вертикали, рациональная форма фундамента — штампа с большой площадью опирания требовала соответственно большого заглубления. Соблюдение этого условия было не всегда выполнимо из-за резко возрастающего объема земляных и кладочных работ или высокого уровня стояния грунтовых вод. При недостаточной высоте и жесткости фундамента его действительная площадь опирания не соответствовала расчетной, и отпор выдавливал или срезал края фундаментной подушки (например, в фундаментах астраханского Успенского собора).

Равновесие системы «Фундамент — основание» поддерживалось не только за счет увеличения площади фундаментов. В ряде случаев применялось искусственное укрепление слабого основания забивкой коротких (1,0—1,5 м) деревянных свай — способ, известный еще в древнерусском зодчестве. Сваи забивались под отдельные и ленточные фундаменты, а при строительстве особо высоких и массивных сооружений — по всей площади застройки.

К концу XVII столетия были возведены наиболее крупные соборы России — Успенский в Рязани (1693—1699 гг.), Троицкий в Пскове (1682—1699 гг.), Успенский в Астрахани (1698—1710 гг.), представляющие технический предел развития крестово-купольной системы в условиях использования ручного труда и традиционных строительных материалов. Их размеры были перекрыты только два века спустя в монументальных сооружениях XIX столетия — Исаакиевском соборе в Ленинграде, храме Христа Спасителя в Москве и др., при наличии подъемно-транспортных механизмов, паровых копров, механической обработки металла и камня, внедрения цементного раствора и армирования кладки.

1.4. Сравнительный анализ работы трехпролетных четырехстолпных систем

Ниже приведены конструктивные параметры крестово-купольных систем XII—XVII вв., отличающихся типом перекрытия, общими габаритами и пропорциями основных элементов (см. табл. 1.1, вклейка 1).

Из табл. следует, что с увеличением расчетного пролета главных подпружных арок от 2,6 до 7,5 м и высоты центрального барабана с 4,4 до 14,2 м (т. е. примерно в 3 раза), максимальный распор системы возрос с 32,5 до 630 КН, а напряжение в кладке центральных столбов — до 2 МПа.

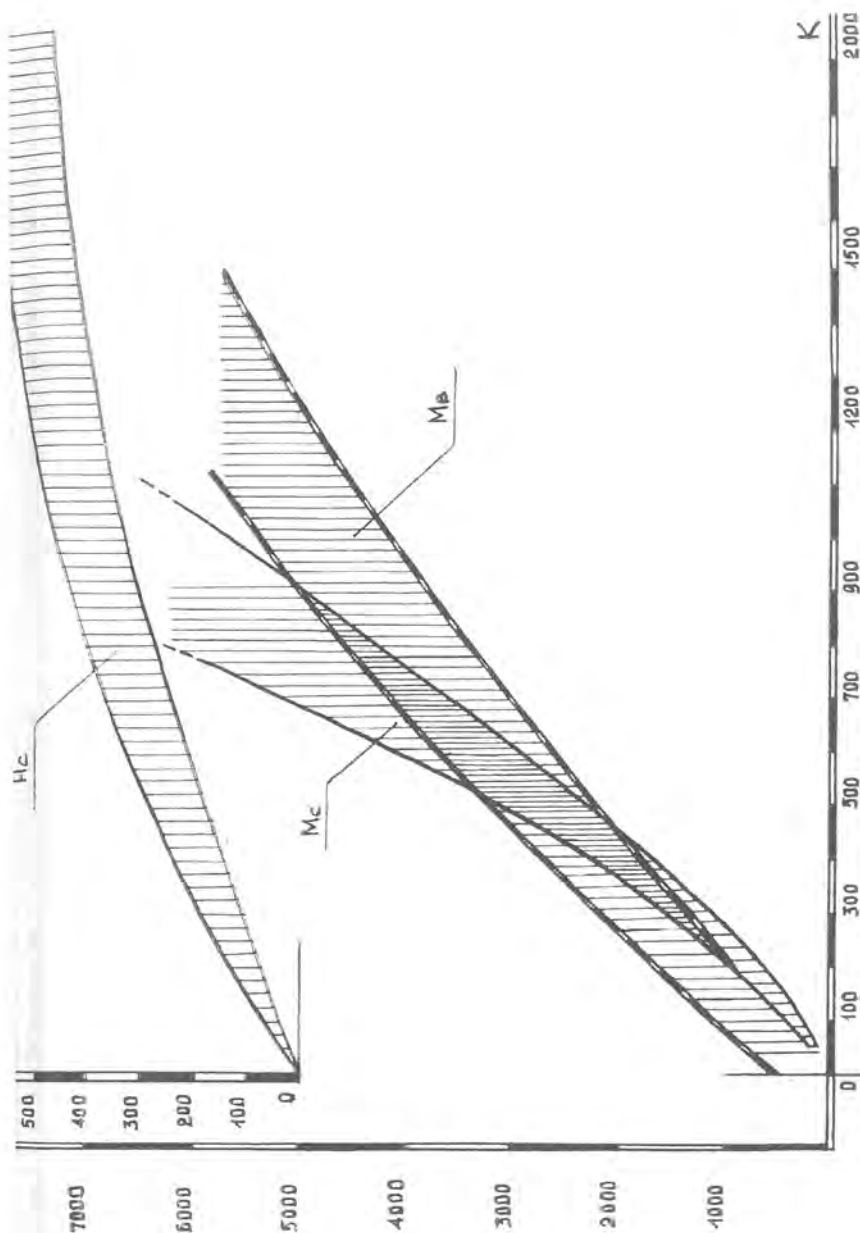


Рис. 1.6. График зависимости между распором H_c , опрокидывающим M_c и восстанавливающим M_b моментами системы и комплексной характеристикой K

В пп. 9 и 10 сравниваются максимальный распор системы, равный теоретическому распору центральных подпружных арок (H_a), и так называемый действительный распор (H_c), вычисленный с учетом монолитности кладки и фактической передачи части нагрузки непосредственно на центральный столб, минуя подпружные арки, а также на примыкающие к аркам своды перекрытия. Разница между H_a и H_c тем выше, чем меньше отношение пролета к толщине арки, и чем выше жесткость кладки.

Сопоставление величин опрокидывающего и восстанавливающего моментов (п. 12, 13) показывает, что запас устойчивости системы снижается по мере роста пролета и увеличения центральной нагрузки. Превышение опрокидывающего момента над восстанавливающим характерно для сооружений с тяжелым центральным барабаном или высоким уровнем приложения распора системы. Свидетельством потенциально неустойчивого (напряженного) равновесия системы, не исключающего активной работы воздушных связей, является факт устройства многоветвевых связей — в четырех нити на тульском и пять — на астраханском Успенских соборах. Расчет показывает, что из-за чрезмерной тяжести центрального барабана длительное равновесие первоначальной распорной системы владимирского Успенского собора (1151—1160 гг.) было бы невозможно. Обстройка 1185—1189 гг., резко увеличившая пространственную жесткость объема этого собора, способствовала сохранности памятника до наших дней.

Зависимость между внутренними усилиями (распором, опрокидывающим моментом и др.) и основными габаритами крестово-купольных сооружений показана на графике (рис. 1.6), где каждому значению комплексной геометрической характеристики ($K = A \times B \times h_c$) соответствует определенный диапазон значений данного параметра (заклученный между верхней и нижней кривой и отражающий индивидуальные конструктивные особенности отдельных систем, например, наличие или отсутствие диафрагм жесткости, различную толщину вертикальных несущих конструкций и др.).

1.5. Двухстолпные системы

Двухстолпные конструкции, в целом довольно редкие, имели распространение в XVI и XVII вв. на северо-востоке России. Видимо, впервые они были применены в Благовещенском соборе Сольвычегодска (1560—1570 гг.) и Спасо-Преображенском соборе Соловецкого монастыря (1558—1566 гг.), далее — в церкви Вознесения Прилуцкого мона-

стыря (кон. XVI в.), церкви Преображения Кирилло-Белозерского монастыря (1595 г.) и в ряде памятников Костромской области и Подмосковья.

Перекрытие северных двухстолпных храмов обычно представляет собой систему трех параллельных коробовых сводов, опирающихся на две пары главных подпружных арок, перекинутых с центральных столбов на восточную и западную стены. Системы имеют две конструктивные разновидности — симметричную и несимметричную.

В симметричной системе, к которой относятся пятиглавые вологодские церкви Николы (1669 г.) и Спасо-Преображения (1670 г.), большой световой барабан располагается над центром объема, между столбами, и опирается с помощью парусов на разрезанный световым проемом осевой свод. Малые барабаны располагаются над угловыми вырезами боковых сводов и частично опираются на угловые части стен (рис. 1.7). Направление главных подпружных арок ориентирует их сосредоточенный распор вдоль продольной более жесткой оси здания. Благодаря большому подъему подпружных арок распор системы приложен значительно ниже уровня пят сводов перекрытия. Продольные стены (южная и северная) испытывают равномерно распределенный небольшой распор боковых сводов.

Симметричное расположение сосредоточенных нагрузок от центрального и малых барабанов вблизи опор главных подпружных арок исключительно целесообразно: во-первых, пролетные части арок не несут сосредоточенной нагрузки; во-вторых, распоры арок, сходящиеся на центральных столбах, уравновешены. Но нагрузка на центральные столбы вдвое выше, чем в обычной трехпролетной, четырехстолпной системе (при равных габаритах перекрываемого помещения).

В несимметричной системе световой барабан опирается на восточную пару продольных подпружных арок, поперечную арку, соединяющую столбы, и либо на край осевого коробового свода, разрезанного световым проемом — Введенский собор Владычного монастыря (рубеж XVI—XVII вв.), либо непосредственно на восточную стену — Спасо-Преображенский собор в Соловках. Опорами барабана могут служить межальтарные стенки, разделяющие глубокие апсиды.

В подмосковных двухстолпных постройках — Никольской церкви в селе Никольское-Урютино и Казанской церкви в селе Марково (1664—1665 и 1672—1680 гг.) — световой барабан располагается в центре перекрытия, представляющего сложную систему цилиндрических и сомкнутых сводов, поддерживаемых подпружными арками и консольными полуарками (см. рис. 1.7 г), столбы же сдвинуты к западу.

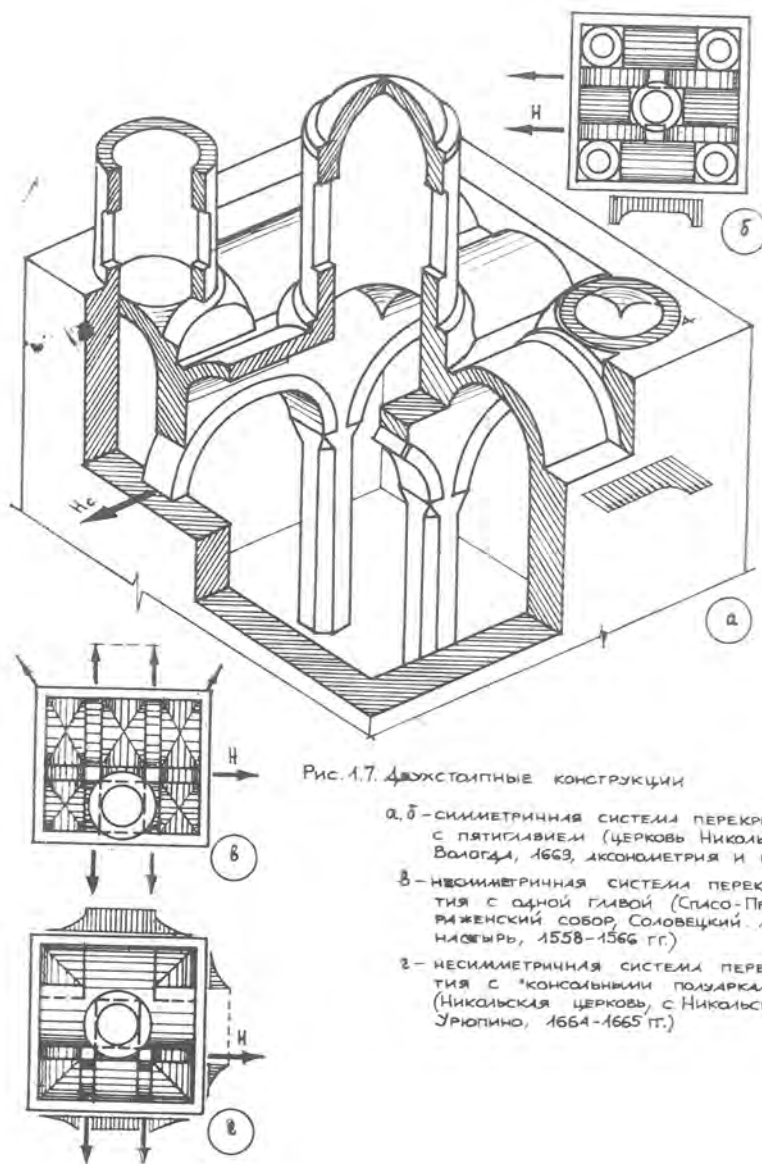


Рис. 1.7. Двухстолпные конструкции

- а, б — симметричная система перекрытия с пятиглавием (церковь Николы, Вологда, 1663, аксонометрия и план);
 в — несимметричная система перекрытия с одной главой (Спасо-Преображенский собор, Соловецкий монастырь, 1558–1566 гг.);
 г — несимметричная система перекрытия с консольными полуарками (Никольская церковь, с Никольское-Урюпино, 1664–1665 гг.).

При неравных пролетах главных подпружных арок или неравных на них нагрузках центральные столбы испытывают действие неравноуравненного распора; нагрузка же на столбы несколько меньше, чем в симметричной системе.

Повышенная нагрузка на столбы всех видов двухстолпных конструкций создавала еще большие, чем в четырехстолпных сооружениях, трудности с решением проблемы центральных фундаментов. Видимо, поэтому большинство двухстолпных храмов не отличается грандиозными размерами. Исключение составляют соловецкий Спасо-Преображенский собор с его сверхмощными конструкциями подката, выравнивающими все неравномерности нагрузок 1 яруса, и Благовещенский собор в Сольвычегорске.

1.6. Бесстолпные конструкции перекрытия

Бесстолпные формы перекрытия храмов применялись еще в раннем периоде русского каменного зодчества; однако до наших дней дошла лишь Ильинская церковь в Чернигове (XII в.) с подпружными арками, опирающимися на столбы-лопатки.

В XV—XVI вв. получили некоторое распространение бесстолпные перекрытия в виде простых или ступенчатых цилиндрических сводов, опирающихся на продольные стены и имеющих в ряде случаев неширокую поперечную прорезь для устройства светового барабана. Барабан опирается, таким образом, на края разрезанного основного свода, а также на поперечные арки (сводики), ступенчато перекрывающие прорезь.

Такие перекрытия применены в храмах Пскова (придел церкви Богоявления с Запсковья), Гдова (церковь Успения XV в.), Кирилло-Белозерского монастыря (церкви Владимира 1554 г. и Епифания 1645 г.) и в приделах Преображенской церкви подмосковного села Остров (XVI в.).

Незначительный, низко приложенный распор гасится массой продольных стен и их пригрузкой; при ступенчатых главных сводах часть распора передается на поперечные стены (рис. 1.8).

С XVI столетия для перекрытия небольших объемов начали применять так называемые крещатые своды, представляющие сочетание двух пар пересекающихся цилиндрических арок, несущих световой барабан, с угловыми частями сомкнутого свода, причем арки могут быть конструктивно не выделены (рис. 1.9). Проемы между арками, составляющие $1/5$ — $1/3$ пролета, оконтурены стенками и перекрыты простыми или ступенчатыми цилиндрическими сводами (рис. 1.10). Давление и распор системы сосредоточены, глав-

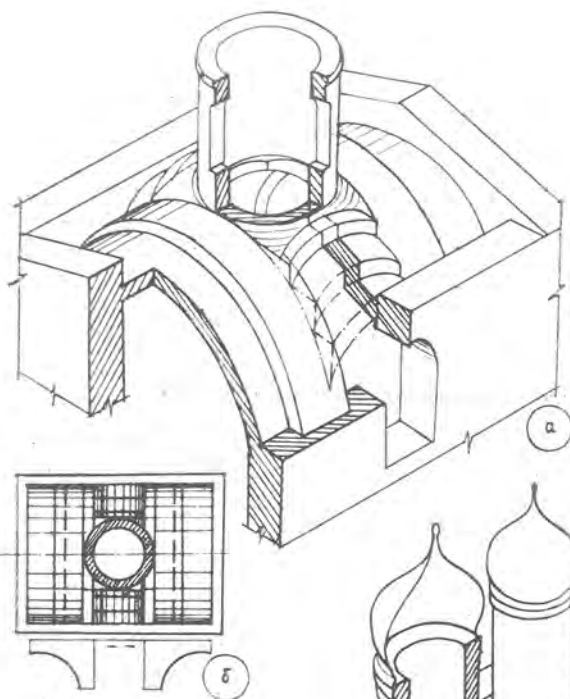


Рис. 1.8. Устройство светового барабана на проеме цилиндрического свода перекрытой ступенчатой сводчатой аксонометрия
а — аксонометрия перекрытия
б — план перекрытия

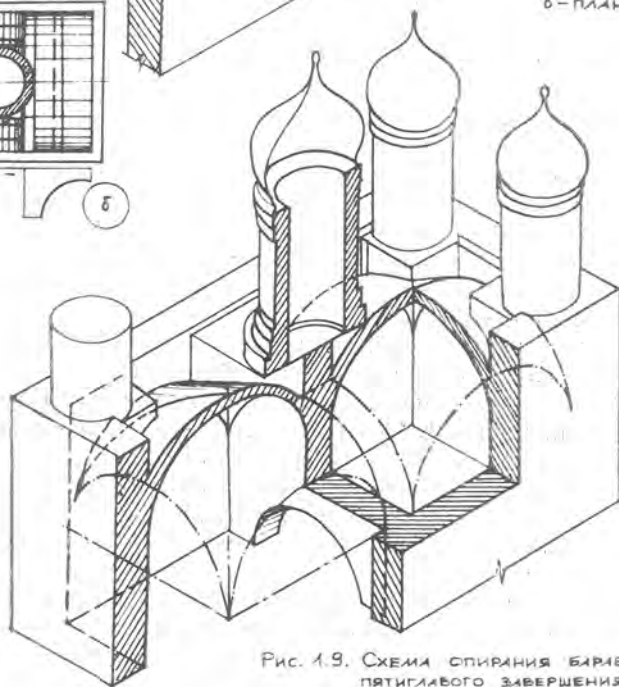


Рис. 1.9. Схема опирания барабана пятиглавого завершения на пазухи жестовых сводов и ограждающие стены (Звездная и Сретенская церкви, Троицкого собора, Астрахань, 1597—1603 гг.)

ным образом, в плоскости центральных арок, которые всегда соединяются двумя парами перекрестных воздушных связей. Распор системы вследствие подъемистости свода ($f/l \geq 1/2$) приложен низко. Стены, несущие свод, выполняются значительной толщины с пилястрами под пятами арок.

Простыми крещатыми сводами перекрывались пролеты от 4 до 9 м; в Введенском соборе Сольвычегодска (1689—1693 гг.) сложной разновидностью крещатого свода с двухъярусными связями перекрыто помещение $13,5 \times 13,6$ м.

Общее количество храмов с крещатыми сводами невелико: в Москве и области их сохранилось около полутора десятков. Фасады имеют либо трехлопастное завершение (церковь Трифона в Напрудном — 1492 г. (?), либо пирамидальную систему кокошников (церковь Троицы в Хорошеве — 1590-е гг., Старый собор Донского монастыря — 1593 г.).

Подавляющее большинство бесстолпных храмов и церковных помещений XVI—XIX вв. перекрыто сомкнутыми и лотковыми сводами. В отличие от ранее перечисленных сводов и систем они использовались не только для перекрытия основного объема, но и как конструкции междуэтажных перекрытий.

Распор лотковых и сомкнутых сводов в нижних ярусах гасится нагрузкой на стены (от верхних ярусов), встречным распором смежных сводчатых перекрытий или наружными элементами жесткости. Связи устанавливаются в случае больших сосредоточенных нагрузок на свод, например, стен, столбов, а также в многоярусных или большепролетных сооружениях с относительно тонкими стенами.

Сомкнутые своды верхнего яруса, несущие вес конструкций завершения — световых и глухих барабанов, создают значительный распор, который может быть погашен лишь собственной жесткостью опорного контура, работой связевого каркаса и, частично, нагрузкой пазух (в подъемистых сводах). Концентрация распора и давления при нормальной сплошной кладке сомкнутого свода приходится на среднюю треть каждого лотка и несущей его стены, т. е. на наиболее податливые действию распора части объемной конструкции. Для ужесточения формы лотки больших сводов выкладывались с центральными гуртами; в уровне наибольших деформаций противоположные лотки соединяются воздушными связями. Относительное выравнивание давления между средними и угловыми частями лотков достигалось различными конструктивными приемами, например, вспарушенностью лотков, устройством дополнительных клиновых вставок (Смоленская церковь в селе Гордеевка — 1697 г., Рождественская церковь в Горьком — 1703, 1719 гг.) или спе-

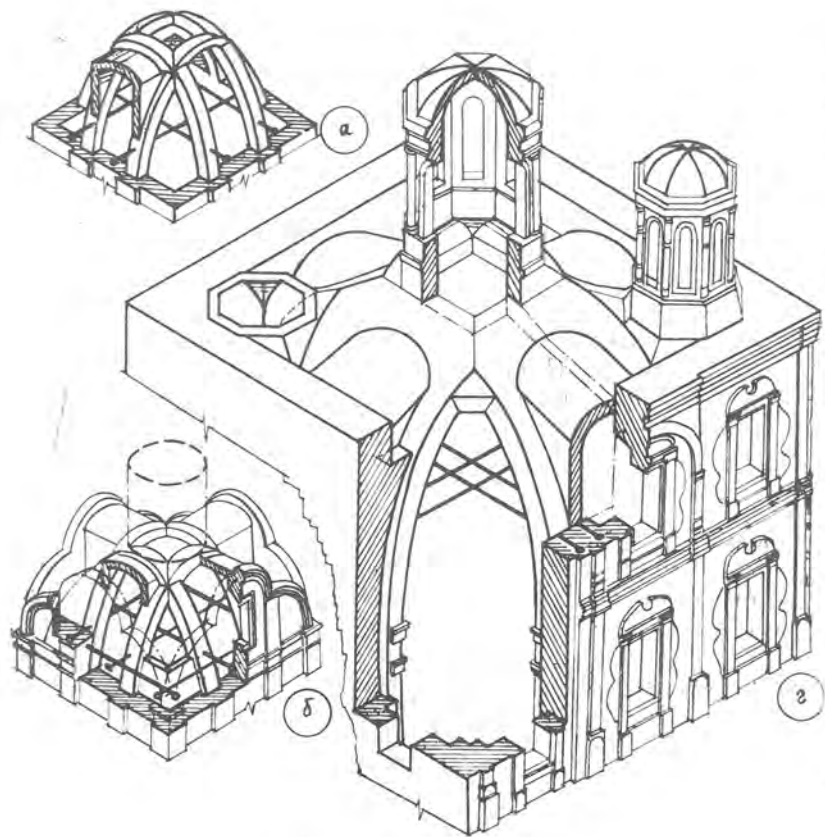
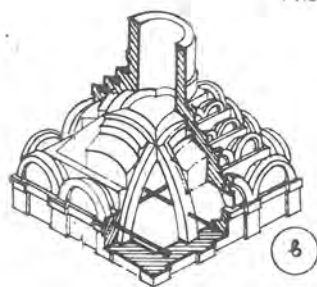


Рис. 140. Крещатый свод



а — принципиальная схема

б — свод с простым перекрытием лотковых вырезов (церковь Троицы в Непрехном, Москва, 1492 г.?)

в — свод со ступенчатым перекрытием вырезов (церковь Троицы в Хорошове, Москва, 1590-е гг.)

г — сложный свод с угловыми и лотковыми вырезами (Введенский собор, Соливычегодск, 1689-1693 гг.)

специальных конусных пилонцов под барабан (церковь Введения в Барашах кон. XVII — нач. XVIII в.); применялся и особый способ кладки лотков «в елку». При пятиглавом завершении выравнивающим давлением фактором являлся вес угловых барабанов (рис. 1.11, 1.12).

Применялся также способ искусственного переноса давления на более жесткие угловые части опорного контура, для чего в середине лотков устраивались в один-два яруса разгрузочные проемы. Перенесенные в углы распоры в этом случае гасились как в крестовых сводах, т. е. совместной работой угловых элементов жесткости и стеновых связей.

Сомкнутыми и лотковыми сводами обычно перекрывались пролеты от 6,0 до 9,0 м, иногда до 12—13,5 м.

Равномерно нагруженные своды небольших толстостенных помещений выполнялись пологими ($f/l = 1/3 \div 1/5$). Большеболтовые своды верхних ярусов, несущие тяжелые центральные нагрузки, имели, как правило, значительный подъем ($f/l \approx 1/2$) и форму, близкую к параболической.

Бесстолпные монастырские и посадские храмы, перекрытые сомкнутыми и лотковыми сводами, могли иметь одну, пять, реже три симметрично расположенные главы, четырехскатное или посводное покрытие (в том числе и с декоративными кокошниками). Существовали и нетиповые виды завершений, например, в соловецкой Никольской церкви (1833 г.), где несимметричный, внецентренно нагруженный свод и примыкающая к нему малая разгрузочная камера скрыты общей, якобы посводной кровлей.

С увеличением числа граней разница между осевым и периферийным давлением лотков сокращается, т. е. сомкнутый свод приближается по работе к куполу. Шести-, восьмигранными (и более) сводами перекрывались (с XVIII столетия) помещения круглой и прямоугольной формы (на парусах) пролетом до 13,0 м. Равномерный распор гасился кольцевыми или ломаными в плане стеновыми связями; при неравных лотках большие (более нагруженные) из них соединялись и воздушными связями.

К сомкнутым сводам с малой кривизной лотков близки шатровые конструкции, применяемые в XVI—XVII столетиях для перекрытий основных объемов и колоколен храмов, а также крепостных башен. Благодаря большой высоте шатров их распор гасился, в основном, собственным весом, который был в 2—3 раза больше, чем у обычных сомкнутых сводов, перекрывающих аналогичные площади и пролеты.

Общим свойством большинства бесстолпных перекрытий является малая (относительно арочно-стоечных систем) уязвимость действию просадочных процессов, т. к. их опорные конструкции — массивные замкнутые стены — допу-

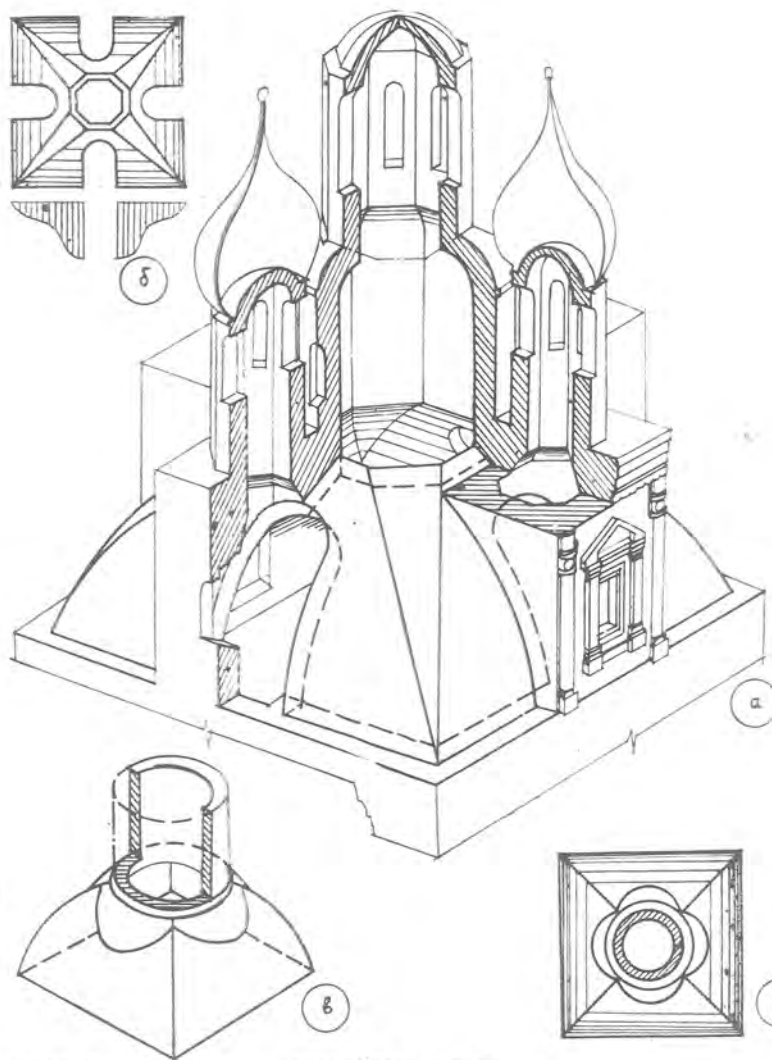


Рис. 1.11. Сложные формы сомкнутого свода

- а, б — с угловыми клиновыми вставками и осевыми вырезами лотков (церковь Рождества, Горький, 1703-1713 гг, аксонометрия и план перекрытия)
 в, г — с конусными "приливами" под световым барабаном (церковь Введения в Барашах, Москва, кон. XVII — нач. XVIII вв, аксонометрия и план перекрытия)

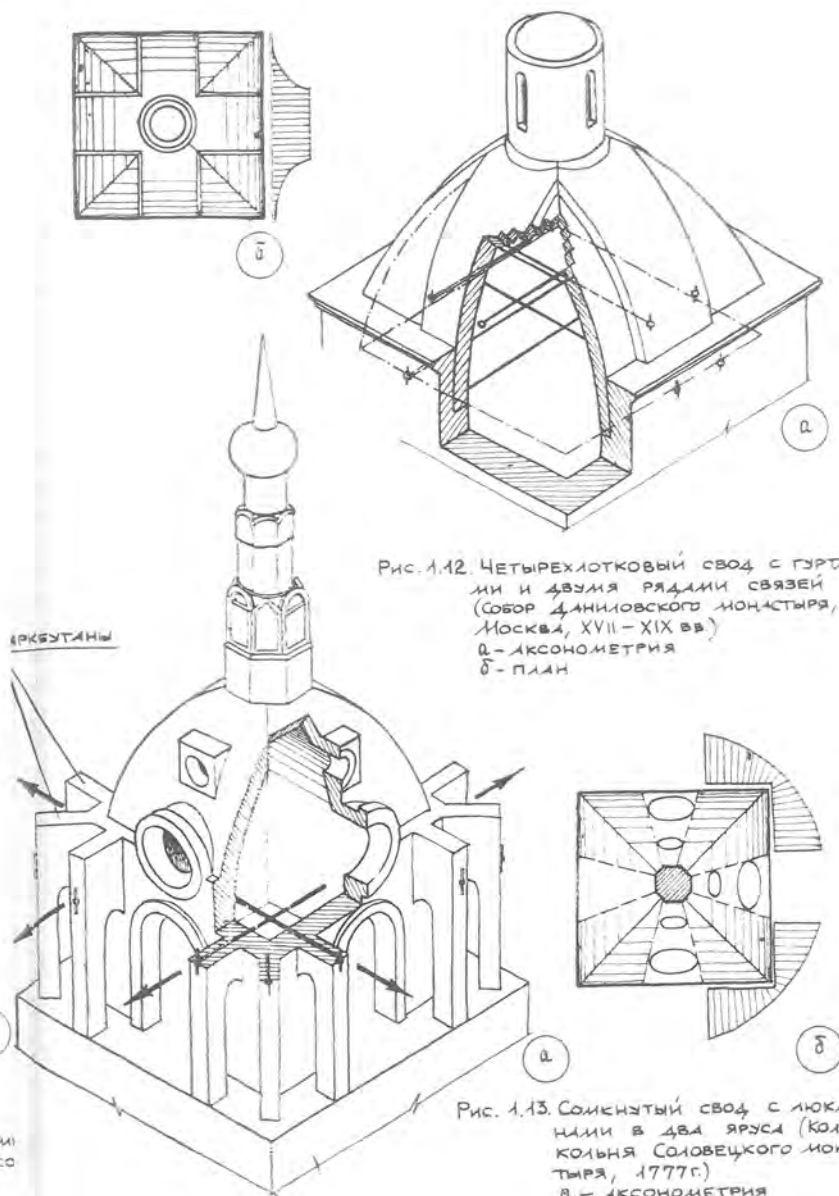


Рис. 1.12. Четырехлопчатый свод с галерией и двумя рядами связей (Собор Даниловского монастыря, Москва, XVII-XIX вв.)
 а — аксонометрия
 б — план

Рис. 1.13. Сомкнутый свод с люкарнами в два яруса (Колокольня Соловецкого монастыря, 1777 г.)
 а — аксонометрия
 б — эскизы распада

скают перераспределение как нагрузок, так и отпора основания. В этом смысле более «капризными» являются крестовые своды, концентрирующие давление на угловые части стен или пилоны и, видимо, крещатые своды.

1.7. Перекрытия палат

С конца XV столетия для перекрытия больших, приблизительно квадратных в плане помещений «палатного» типа стали применяться сводчатые системы с одной, реже двумя или более центральными опорами. Основными разновидностями классических одностолпных конструкций являются:

1) системы четырех цилиндрических сводов с распалубками или без распалубок (Трапезная палата Соловецкого монастыря — 1552—1557 гг.);

2) системы четырех крестовых сводов — простых или впарушенных, на подпружных арках, перекинутых с центрального столба на наружные стены (Трапезная палата астраханского Троицкого собора — 1597—1603 гг.).

В первом случае давление и распор сводов равномерно передаются на большую часть длины стен, угловые же части остаются ненагруженными, как в сомкнутых сводах.

Во втором случае давление и распор концентрируются в угловых и центральных зонах стен; кроме того, стены испытывают продольное растяжение от действия составляющих углового распора. Диагональный распор, приложенный к центральному столбу, во втором случае вдвое меньше, чем в первом, а давление на столб одинаковое (рис. 1.14).

Равномерное, рациональное размещение нагрузок (эксплуатационной и собственного веса с забуткой) позволяло перекрывать одностолпными системами пролеты до 9—10 м и площади до 400 м² и более (Грановитая палата Московского Кремля — 500 м²).

Распор сводов при нормальном состоянии стен всегда гасился собственной их жесткостью. Воздушные связи, устанавливаемые выше пят сводов и подпружных арок, предназначались, большей частью, для снижения деформативности самих сводов (как и забутка пазух) или имели профилактическое значение.

Концентрация нагрузки и напряжений в кладке центральных столбов, а также под их фундаментами, создавала те же проблемы, что и в других арочно-стоечных системах, рассмотренных выше. С поярусным увеличением нагрузки соответственно увеличивалось сечение центральных столбов, фундамент выполнялся со значительным уширением. В некоторых случаях столб нижнего яруса заменялся сплошной стеной, разделяющей помещение надвое (Чоботная палата

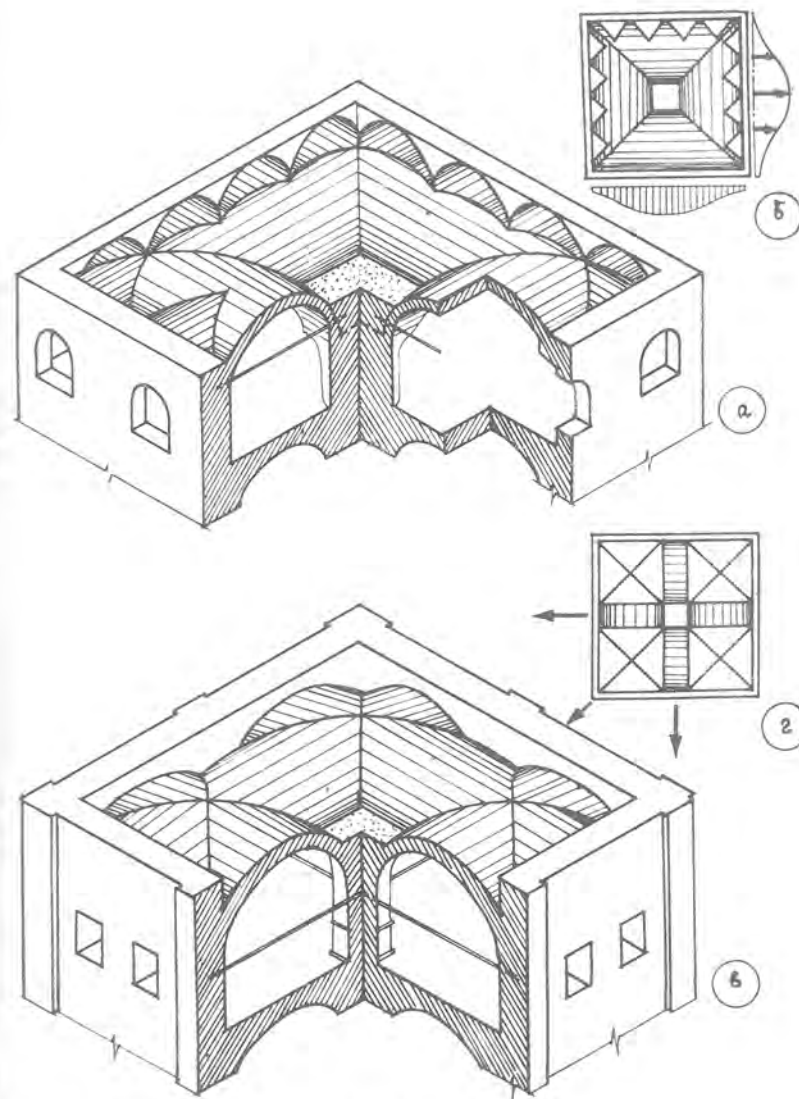


Рис. 1.14. Конструкции перекрытия палат

а, б — система цилиндрических сводов с распалубками
в, г — система четырех крестовых (впарушенных) сводов с центральными подпружными арками

Соловецкого монастыря). Система сводов в таком случае могла быть различной в каждом ярусе. Двухстолпные и многостолпные палаты XVI—XVII вв. с линейным расположением столбов отличаются от одностолпных, в основном, лишь введением дополнительного модуля перекрытия.

1.8. Отдельные арки

В памятниках русского зодчества арки применялись как самостоятельные конструкции и элементы сложных распорных систем. По специализации их можно разделить на подпружные арки, перемычки, разгрузочные арки, распорки и ползучие арки (рис. 1.15).

Подпружные арки служили основными элементами перекрытий, несущими тяжелую сосредоточенную или распределенную вдоль арки нагрузку, например, вес кладки стен, световых барабанов, сводов, парусов, забутки и др. Пролеты подпружных арок в свету составляли в X—XVII вв. 2,1—7,5 м; к XIX столетию они достигли 13,0 м (собор Александра Невского в Горьком 1881 г.) и даже 22,0 м (Исаакиевский собор в Ленинграде). При этом толщина в замке составляла $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{12}$ пролета в зависимости от времени постройки, нагрузки на арку и ширины. Форма подпружных арок могла быть полуциркулярной (в крестово-купольных системах начального периода), параболической и другой; материал кладки — кирпич, белый камень или их сочетание.

Перемычки использовались для перекрытия оконных, дверных и других небольших проемов в стенах; их пролет составлял 0,9—3,5 м при обычной толщине в 1 кладочный модуль. Форма нижней поверхности может быть полуциркулярной, трех- и пятицентровой, плоскопараболической и, наконец, горизонтальной. В последнем случае использовались иногда не кирпич, а каменные клинчатые блоки, организующие под нагрузкой в пределах своей высоты обжатую арочную зону с осью, перпендикулярной направлению швов; арочные перемычки передают давление и распор на простенки.

Разгрузочные арки, в отличие от перемычек, не имеют открытой нижней поверхности (так называемые скрытые конструкции). Их устраивали в стеновой кладке для разгрузки участка (стены или фундамента) под аркой и переноса давления на соседние участки; по своей функции разгрузочные арки напоминают, таким образом, рандбалки, лежащие в пролете на упругом основании. Форма разгрузочных арок может быть различной — от цилиндрической до треугольной; пролет от 3,0 до 9,0 м. Принцип сбора нагрузки для всех видов арок, несущих стеновую кладку, тот же, что

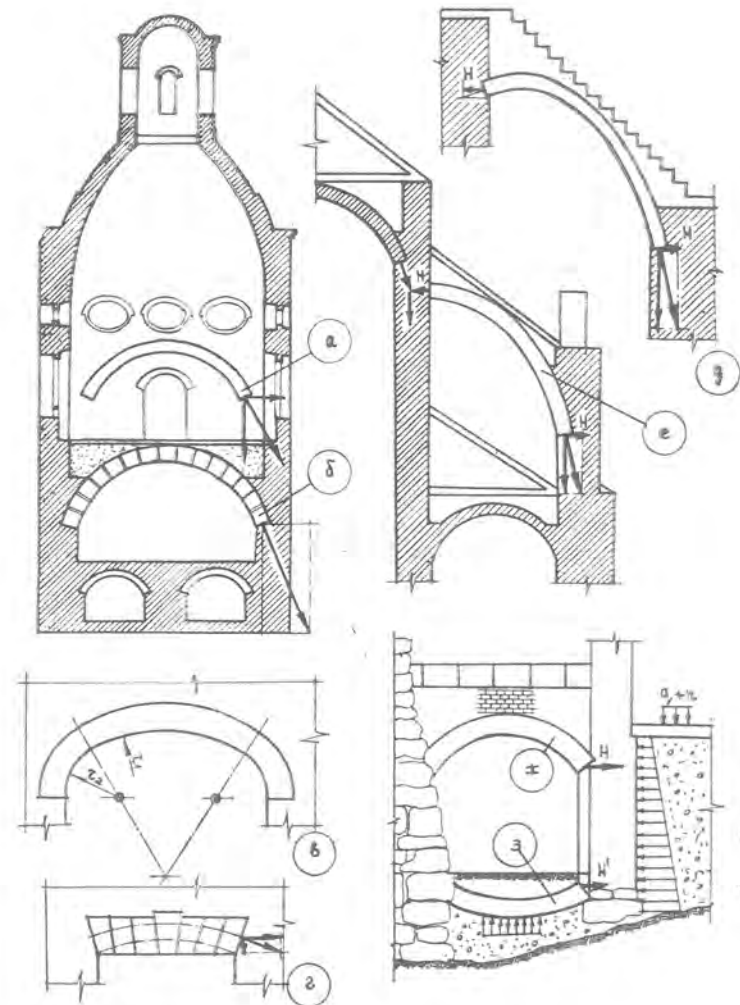


Рис. 1.15. Применение отдельных арок

а — разгрузочная арка, б — подпружная арка, в — трехцентровая арочная перемычка, г — плоская клинчатая перемычка, д — ползучая арка-косозур, е — аркубута, ж — арка-распорка, з — перевернутая арка-распорка

и для обычных балочных перемычек (с учетом влияния угловых закладок); в некоторых случаях нагрузка может быть определена «по факту», как вес блока кладки, ограниченного деформационными трещинами.

Арки-распорки применялись для исключения возможности встречной горизонтальной подвижки стен, фундаментов и других конструкций. Арки-распорки бывают обычными и перевернутыми (см. рис. 1.15). Обычные арки, пригруженные тяжелой надкладкой, создают значительный распор, активно противодействующий подвижке. Перевернутые арки, лежащие в уровне фундаментов, под действием внешнего продольного обжатия стремятся деформироваться, чему препятствует пассивный отпор грунта, следовательно, их противодействие подвижке — пассивное.

Ползучие арки несимметричного очертания с пятнами в разных уровнях использовались, главным образом, в качестве лестничных конструкций, несущих вес забутки, ступеней и ограждающих стенок. Особенностью ползучих арок является неравенство опорных реакций. Большая часть давления передается на нижнюю опору. Направление верхней опорной реакции ползучей арки при малом наклоне опорного сечения близко к горизонтали.

Это обстоятельство использовалось для переноса неуравновешенного распора с верхнего яруса систем на уровень нижней опоры ползучих арок. Разновидность ползучих арок — аркбутаны, выполняющие функции наклонных арок — распорок или контрфорсов, применялись в русском зодчестве редко.

2. РАСЧЕТНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СВОДОВ И АРОК ИЗ КЛАДОЧНОГО МАТЕРИАЛА

2.1. Рабочая схема [модель] свода

Сводами обычно именуются арочные распорные конструкции сплошного сечения, протяженность которых в направлении, перпендикулярном оси, соизмерима с пролетом. Многие виды современных оболочек, будучи распорными системами, не являются арочными формами и сводами не считаются. Арки представляют собой частный случай свода, его плоскую модель. Каждый тип свода может быть представлен как система элементарных арок или полуарок, образующих форму свода и несущих свою часть нагрузки.

Начальное или длительное неизменное состояние распорной системы — ее нагрузка, геометрия, свойства строительного материала — соответствуют основной рабочей схеме. Та же конструкция, деформированная или перегруженная, работает либо по измененной основной схеме, либо даже по дублирующей схеме (см. п. 3.1.1). Распределение нагрузок по элементам на любой стадии работы соответствует возможностям каждого отдельного элемента — его сечению, относительной погонной жесткости, устойчивости формы, состоянию материала и т. д. — то есть его несущей способности. В распределении нагрузок между элементами большое значение имеет и расположение элементарной арки по отношению к точке или плоскости приложения нагрузки к системе.

Равномерное распределение нагрузки вдоль цилиндрической части свода обеспечивает каждому его сечению (или элементарной арке) одинаковый режим работы, то есть аналогичные напряжения и деформации, в силу чего взаимное влияние смежных участков не проявляется. Сосредоточенная нагрузка, деформирующая данный участок (полосу) свода, включает в совместную работу и соседние полосы, причем ширина «подключения» находится в прямой зависимости от толщины свода, способа кладки и прочности кладочного раствора. Независимая деформация элементарных арок под действием сосредоточенной нагрузки может

отражать лишь работу идеальной, то есть нематериальной модели свода.

Сочетание нескольких видов нагрузки вызывает, обычно, сложную деформацию распорных систем, в которой трудно выделить долю каждого вида, в том числе и преобладающего, так как нередко суммируются несимметричные или разнозначные прогибы. Для оценки влияния той или иной нагрузки, а также для управления деформациями с помощью рационального размещения или перераспределения нагрузок необходимо их предварительное дифференцирование.

Расчет любого типа свода должен включать:

- 1) выбор оптимальной рабочей схемы, то есть такой системы главных и второстепенных арокных элементов, которая бы наиболее соответствовала характеру распределения усилий и действительной значимости каждого элемента;
- 2) определение габаритов расчетных элементов;
- 3) сбор и распределение нагрузок;
- 4) последовательный расчет второстепенных и главных арок (полуарок) по принципу независимости действия сил;
- 5) определение суммарных реакций (опорного давления R , распора H) и внутренних усилий (момента M и нормальной силы N) расчетных элементов;
- 6) проверку их несущей способности по величине сжимающих напряжений в кладке.

Ниже дается разработка методики расчета наиболее распространенных в русской архитектуре цилиндрического, крестового и сомкнутого сводов, а также крещатого свода и крестово-купольной системы на стадии их нормальной работы, то есть по основным рабочим схемам.

2.2. Цилиндрический [коробовый] свод

Рабочая схема простого цилиндрического свода может быть представлена как система независимых параллельных арок. Если нагрузка вдоль свода не меняется, то о его несущей способности и деформациях можно судить по работе одной элементарной арки шириной «единица», являющейся, таким образом, рабочей схемой свода.

Опорные реакции (давление и распор) каждой элементарной арки при любой нагрузке могут быть точно вычислены методом сил с использованием рекомендаций главы 2.6 или (приблизительно) по таблицам расчетно-теоретических справочников. При распределенных вдоль свода симметричных нагрузках (равномерно распределенной q_0 , собственного веса свода q и заботки пазух q_{II}) могут быть использованы расчетные данные, приведенные в данной главе.

2.2.1. Свод с равномерно распространенной нагрузкой

Равномерно распределенная нагрузка q_0 , приложенная к условной (осевой) арке, вызывает давление и распор, вычисляемые по формулам

$$r_0 = q_0 l_a \quad (2.1)$$

$$h_0 = \frac{q_0 l_a^2}{2 f_0} \quad (2.2)$$

где l_a — полупролет арки.

В настоящей и последующих главах элементарные реакции r_0 и h_0 являются константами, умножаемыми в зависимости от вида нагрузки и геометрии свода на соответствующие коэффициенты.

Формула 2.2 справедлива для любых трехшарнирных арок или для двухшарнирных параболических арок с уравнением оси $y = \frac{f_v (2l_a - x)}{l_a^2}$. В круговых, трехцентровых и других арках, где пролетный момент от нагрузки q_0 не равен нулю, действительное значение распора может быть существенно ниже h_0

$$h_0^* = h_0 / K_0 \quad (2.3)$$

Здесь K_0 — коэффициент, принимаемый по таблице 2.1 или графику.

Таблица 2.1

$\frac{f_0}{l_a}$	Трехцентровые арки				Круговые
	0,400	0,500	0,666	0,800	1,000
Коэфф. K_0	1,080	1,113	1,153	1,172	1,118

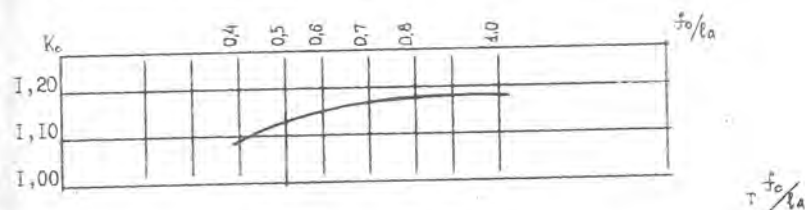


Рис. 2.1. Зависимость K_0 от f_0/l_a

2.2.2. Свод, нагруженный собственным весом

В пологих сводах нагрузка q , приложенная по дуге арки (полуарки S_a), может быть приближенно принята в расчете как равномерно распределенная по пролету, т. к. длина пологой дуги мало отличается от ее проекции. Например, в параболических арках длина дуги по отношению к пролету составляет:

f_0/l_a	S_a/l_a
0,10	1,010
0,20	1,022
0,30	1,050

В подъемистых сводах длина арки заметно превышает ее проекцию. Поэтому при определении элементарных реакций следует либо учитывать рост приведенной погонной нагрузки к опоре $q = q_0/\cos \varphi$, либо брать фактическую длину арки (рис. 2.2). Из схемы 2 следует, что

$$r_a = q_0 S_a \quad (2.4)$$

$$h_a = \frac{q_0 S_a \eta_a}{f_0} \quad (2.5)$$

Значения S_a и η_a (расстояние от вертикальной оси нижней опоры до центра тяжести полуарки) могут быть выражены через величину пролета l_a с помощью коэффициентов K_1 и K' , зависящих от f_0/l_a :

$$S_a = K_1 \cdot l_a \quad (2.6)$$

$$\eta_a = K' \cdot l_a \quad (2.7)$$

Тогда $r_a = q_0 l_a K_1 = r_0 K_1$ (2.8)

$$h_a = \frac{q_0 l_a K_1 (K' l_a)}{f_0} = \frac{q_0 l_a^2}{f_0} (K_1 \cdot K') \quad (2.9)$$

Если принять $2 K_1 K' = K_2$, формула 2.9 преобразуется

$$h_a = \frac{q_0 l_a^2}{2 f_0} K_2 \quad (2.10)$$

$$\text{или } h_a = h_0 K_2 \quad (2.11)$$

Ниже приведена таблица 2.2 и графики (рис. 2.3, 2.4) для определения коэффициентов K_1 и K_2 для круговых и параболических арок.

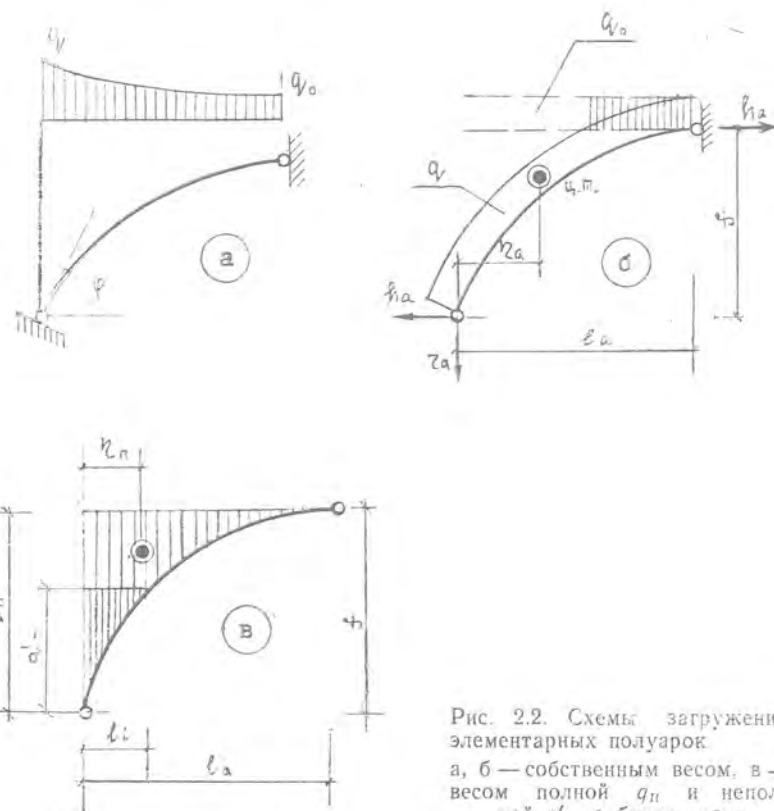


Рис. 2.2. Схемы загрузки элементарных полуарок
а, б — собственным весом, в — весом полной q_n и неполной q'_n забутки пазух

2.2.3. Свод с забуткой пазух

Забутка пазух может быть частичной или полной (см. рис. 2.2). Нагрузка от полной забутки при плотности материала γ составляет

$$q_n = \gamma f \quad (2.12)$$

$$q_n = q'_n + q''_n \quad (2.13)$$

Опорное давление арки при полной забутке пазух определяется формулой

$$r_n = \frac{q_n l_a}{3} \quad (2.14)$$

Соответственно, опорное давление от частичной забутки

$$r'_n = \frac{q'_n l_a \alpha}{3(1-\alpha)} \quad (3-4 \alpha) \quad (2.15)$$

Таблица 2.2

f/l_a	Параболические арки		Круговые арки	
	K_1	K_2	K_1	K_2
0,25	1,037	1,020	1,045	1,025
0,333	1,066	1,037	1,070	1,036
0,40	1,099	1,050	1,104	1,046
0,50	1,161	1,079	1,165	1,075
0,666	1,246	1,173	1,279	1,100
0,80	1,334	1,179	1,384	1,129
1,00	1,460	1,260	1,570	1,155
1,20	1,636	1,365		
1,60	1,970	1,560		



Рис. 2.3.

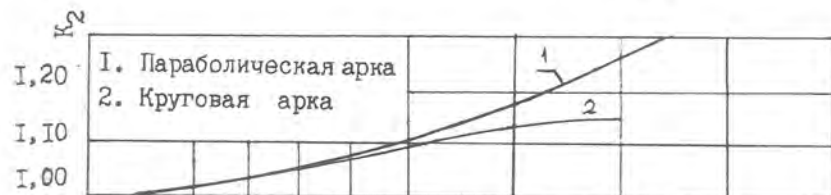


Рис. 2.4.

распор полуарки при полной забутке составляет

$$h_n = \frac{q_n l_a \eta_n}{3f} \quad (2.16)$$

где $\eta_n = 0,254 l_a$

$$h_n \approx \frac{q_n l_a^2}{12f} \quad (2.17)$$

Распор при частичной забутке

$$h'_n = \frac{q'_n l_a^2 \alpha^3}{12f(1-\alpha)} (35 - 98\alpha + 84\alpha^2 - 24\alpha^3) \quad (2.18)$$

где $\alpha = \frac{l_i}{2l_a}$

2.2.4. Свод с неравномерно распределенной нагрузкой

Если нагрузка вдоль свода меняется ступенчато или существуют местные поперечные утолщения свода в виде гуртов и подпружных арок, то каждой ступени нагрузки или сечения должна соответствовать своя элементарная арка, символизирующая отдельный деформационный блок (рис. 2.5 а, б). Аналогичным образом должны быть выделены участки цилиндрического свода, разрозненные деформационными швами, сквозными трещинами, проемами или отличающиеся системой кладки. В этом случае расчетная ширина элементарных арок определяется по длине деформационных блоков.

2.2.5. Свод с сосредоточенной нагрузкой

Ширина арочных элементов сплошных цилиндрических и лотковых сводов, несущих сосредоточенную нагрузку и включающих в работу соседние полосы кладки, должна считаться переменной от B_1 до $B_2 = B_1 + 2S'\Theta$ (рис. 2.5 в, г).

Здесь B_1 — длина опирания сосредоточенной нагрузки (вдоль свода);

S' — длина дуги расчетной арки от уровня приложения сосредоточенной нагрузки до опорного сечения;

Θ — коэффициент, учитывающий жесткость перевязанной кладки в зависимости от марки раствора (табл. 2.3).

Таблица 2.3

Марка раствора	50	25	10	4	2	0
Коэффициент Θ	0,80	0,60	0,40	0,30	0,20	0,10

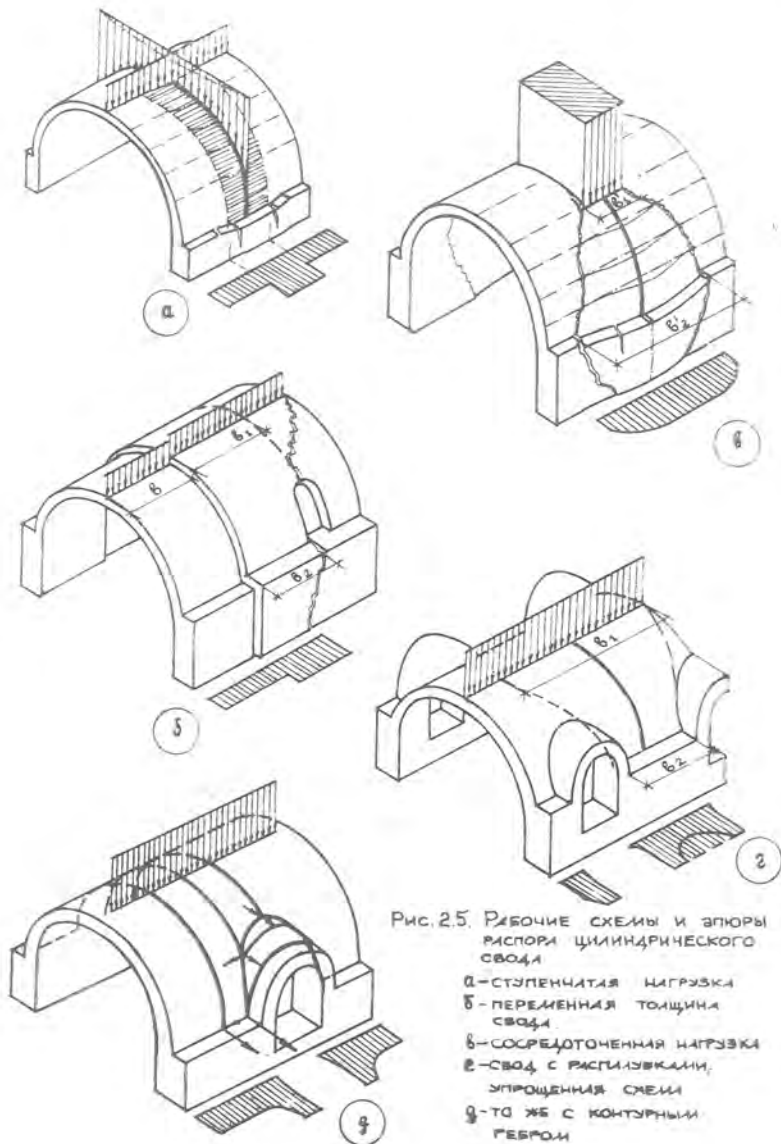


Рис. 2.5. Рабочие схемы и опоры распора цилиндрического свода

Максимальное значение коэффициента $\Theta = 0,80$ здесь принято по аналогии с рекомендацией СНиП 11-В, 2-62 для расчета длинных стен, вводимых в совместную работу с поперечной стеной при действии горизонтальной нагрузки (п. 9.3 ф. 114). На практике влияние перевязки кладки может быть несколько выше, чем это учитывает коэфф. Θ , что объясняется либо особой улучшенной структурой кладки — например, большим размером и чистотой обработки кладочных блоков и малой толщиной швов, либо «елочной» системой кладки, либо при высокой прочности раствора участием в работе не только сжатой, но и растянутой части сечений изгибаемых элементов.

При наличии распалубок распор и давление упирающихся в них элементарных арок передается на ребра распалубок, обжимаемых подобно ребрам крестового свода. Часть распора может передаваться непосредственно вдоль оси распалубки, если ее образующие касательны к оси арки (свода). Упрощенной рабочей схемой цилиндрического свода с распалубками является система арок, разветвляющихся вокруг распалубки симметрично ее оси и упирающихся в простенки — тогда ширина полосы сбора нагрузки меняется от B_1 (шаг распалубок) в замке до B_2 (ширина простенков в уровне расчетной пяты свода; см. рис. 2.5 г). Более точной схемой представляется система обычных элементарных арок шириной $B=1$, упирающихся как в простенки, так и в условные арочные элементы, ооконтуривающие распалубку (рис. 2.5 д). На практике очертание ооконтуривающих арок определяется качеством перевязки кладки лотка и распалубки, то есть жесткостью ребра. Плохая перевязка и слабый раствор предполагают, в частности, очень острое огибание распалубки, как если бы это был вырез в своде. То же касается любого другого, специально не ооконтуренного отверстия в своде. В любом случае усилия и напряжения в кладке концентрируются вокруг распалубок, увеличиваясь по мере приближения к опоре свода в простенках.

Распалубки используются в цилиндрических (лотковых, сомкнутых) сводах как средство местной разгрузки несущих стен и переноса давления на соседние участки при устройстве всевозможных проемов. Регулярное расположение распалубок позволяет в некоторых случаях перенести давление и распор свода на отдельные столчатые опоры. В целом же сосредоточенная передача опорных реакций характерна для крестовых сводов, представляющих комбинацию четырех распалубок.

2.3. Крестовый свод

Рабочей схемой простого невспарушенного крестового свода является система элементарных арок, образующих распалубки и передающих давление и распор на диагональные ребра. Проверка несущей способности крестового свода включает расчет и конструирование распалубок и диагональных арок (ребер).

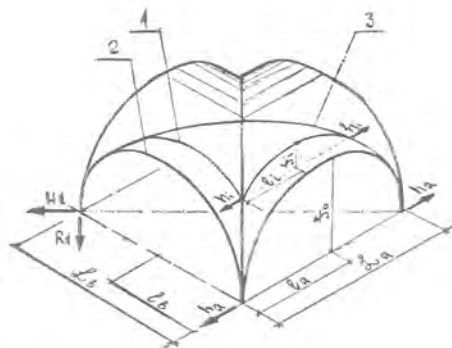


Рис. 2.6. Рабочая схема крестового свода

- 1 — элементарная арка;
- 2 — щековая арка;
- 3 — диагональное ребро.

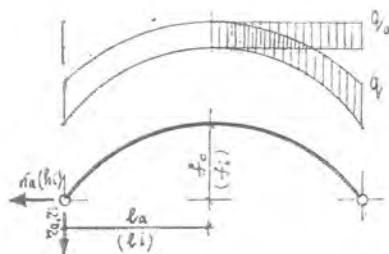


Рис. 2.7. Нагрузки и реакции элементарных арок

В приведенных ниже расчетно-теоретических выкладках приняты следующие обозначения:

- L_a, L_b — расчетные пролеты свода;
- l_a, l_b — полупролеты щековых арок;
- l_i — полупролет любой элементарной арки;
- q — собственный вес единицы длины элементарной арки;

- q_0 — равномерно распределенная нагрузка;
- r_a, r_i — опорное давление щековой и любой элементарной арки;
- h_a, h_i — распор щековой и любой элементарной арки;
- f_0 — стрела свода; подъем щековых арок;
- f_i — подъем любой элементарной арки;
- R_a, R_b — суммарное давление распалубки;
- H_a, H_b — суммарный распор распалубки;
- H_d — распор диагонали;
- R_d — опорное давление диагонали.

Распор, давление и внутренние усилия распалубки при любой геометрии и нагрузках могут быть определены индивидуальным расчетом каждой элементарной арки в соответствии с рекомендациями главы 2.6. Если закон изменения геометрии и нагрузки постоянен для всех элементов системы, то реакции (распор и давление) любой арки и всей системы могут быть вычислены через соответствующие реакции одного элемента — крайней, так называемой щековой арки.

2.3.1. Условный свод с равномерно распределенной нагрузкой

Условным сводом здесь называется его пространственная осевая модель, не имеющая толщины и собственного веса. Нагрузка q_0 вызывает опорное давление и распор, которые для щековых арок равны

$$r_0 = q_0 l_a \quad (2.1)$$

$$h_0 = \frac{q_0 l_a^2}{2 f_0} \quad (2.2)$$

для любой другой элементарной арки

$$r_i = q_0 l_i \quad (2.19)$$

$$h_i = \frac{q_0 l_i^2}{2 f_i} \quad (2.20)$$

Поскольку полупролеты элементарных арок относятся между собой как основания подобных треугольников и каждая арка проектируется на щековую арку, их опорные давления уменьшаются от пят к центру свода линейно, а распоры постоянны

$$r_i = r_a \frac{l_i}{l_a} \quad (2.21)$$

$$h_i = h_a \quad (2.22)$$

Тогда суммарное давление половины распалубки равно площади ее треугольной горизонтальной проекции с нагрузкой q_0

$$R_{a,b} = \frac{q_0 l_a l_b}{2} \quad (2.23)$$

Для квадратного в плане свода

$$R_a = \frac{q_0 l_a^2}{2} \quad (2.24)$$

Суммарный распор распалубки численно равен распору ее щековой арки, помноженному на высоту горизонтальной проекции распалубки

$$H_a = \frac{q_0 l_a^2 l_b}{2 f_0}; H_b = \frac{q_0 l_b^2 l_a}{2 f_0} \quad (2.25)$$

Для квадратного в плане свода

$$H_a = \frac{q_0 l_a^3}{2 f_0} \quad (2.26)$$

2.3.2. Свод, нагруженный собственным весом

Пологие своды ($f/l \leq 1/6$), где длина дуги щековых арок отличается от проекции не больше, чем на 5%, могут рассчитываться по приведенной выше схеме с нагрузкой $q = q_0$. В подъемистых сводах длина любой арки может существенно превышать ее проекцию, т. е. $q S_i > q l_i$

Поэтому при определении элементарных реакций нагрузку q следует учитывать по фактической длине арки. Разница между величинами распоров (давлений), вычисленными от нагрузки q , распределенной по дуге S_a и пролету l_a щековой арки, выражается формулами

$$r_a = r_0 K_1 \quad (2.8)$$

$$h_a = h_0 K_2 \quad (2.11)$$

где K_1 и K_2 — коэффициенты, представленные в табл. 2.2 (или определяемые по графикам, см. рис. 2.3 и 2.4).

По мере удаления от щековой арки к центру распалубки элементарные арки укорачиваются за счет сокращения их крутой части, отсекаемой диагональю. Сокращается, таким образом, доля тяжелой погонной нагрузки. Если опорное давление щековой арки принять за единицу, то давление любой промежуточной арки составит ее часть, определяемую коэффициентом n табл. 2.4.

$$\text{Тогда } r_i = r_a n_i \quad (2.27)$$

Привязка к плоскости щековой арки	n_i	f_0/l_a						
		<0,250	0,333	0,400	0,500	0,666	0,800	1,000
—	n_0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$\frac{1}{4} l_b$	n_1	0,750	0,742	0,730	0,711	0,683	0,661	0,640
$\frac{1}{2} l_b$	n_2	0,500	0,475	0,470	0,453	0,423	0,405	0,388
$\frac{3}{4} l_b$	n_3	0,250	0,234	0,228	0,221	0,205	0,190	0,176
	Σn_i	2,000	1,951	1,928	1,885	1,811	1,756	1,724

Из таблицы следует, что изменение давления в распалубке от щековой арки к центру свода происходит не линейно, как это имеет место для равномерно распределенной нагрузки. Эпюра давления r_i , построенная на проекции диагонали, имеет вид вогнутого треугольника с основанием r_a и высотой $l_b = L_b/2$. Суммарное давление половины распалубки, равное площади этой фигуры, составляет

$$R_a = \Sigma r_i \Delta L \quad (2.28)$$

$$\text{или } R_a = r_a \Delta L \Sigma n_i \quad (2.29)$$

т. е. суммарное давление половины распалубки равно опорному давлению щековой арки r_a шириной ΔL , помноженному на сумму коэффициентов n_i . При делении распалубки на 4 полосы $\Delta L = \frac{l_b}{4}$ — сумма коэффициентов вычисляется по формуле

$$\Sigma n_i = \frac{n_0 + 2 n_1 + 2 n_2 + 2 n_3}{2} \quad (2.30)$$

$$R_a = \frac{r_a l_b \Sigma n_i}{4} \quad (2.31)$$

т. к.

$$r_a = r_0 K_1, \text{ а } r_0 = q_0 l_a$$

$$R_a = \frac{q_0 l_a l_b \Sigma n_i K_1}{4} \quad (2.32)$$

Для квадратного в плане свода

$$R_a = \frac{q_0 l_a^2 \Sigma n_i K_1}{4} \quad (2.33)$$

Аналогичным образом распор h_i промежуточной элементарной арки может быть выражен через распор щековой арки:

$$h_i = h_a \cdot m_i \quad (2.34)$$

Таблица 2.5

Привязка к плоскости щековой арки	Коеф. m_i	f_0/l_a						
		<0,250	0,333	0,400	0,500	0,666	0,800	1,000
—	m_0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$1/4 l_b$	m_1	1,000	~1,000	~1,000	0,965	0,955	0,940	0,920
$1/2 l_b$	m_2	1,000	~1,000	~1,000	0,946	0,918	0,890	0,857
$3/4 l_b$	m_3	1,000	~1,000	~1,000	0,937	0,895	0,862	0,825
l_b	m_4	1,000	~1,000	~1,000	0,930	0,885	0,848	0,795
	Σm_i	4,000	3,910	3,860	3,813	3,710	3,616	3,500

Из табл. 2.5 следует, что распор элементарных арок не постоянен, как для равномерно распределенной нагрузки, а снижается к середине свода. Эпюра распора, построенная на диагонали, имеет вид слабовогнутой трапеции с основанием h_a и высотой $l_b = \Sigma \Delta L$. Суммарный распор распалубки, равный площади трапеции, составляет

$$H_a = \Sigma h_i \Delta L \quad (2.35)$$

или

$$H_a = h_a \Delta L \Sigma m_i \quad (2.36)$$

т. е. суммарный распор распалубки равен распору ее щековой арки h_a шириной ΔL , помноженному на сумму коэффициентов m_i . При делении распалубки на 4 полосы $\Delta L = \frac{l_b}{4}$ сумма коэффициентов вычисляется по формуле

$$\Sigma m_i = \frac{m_0 + 2m_1 + 2m_2 + 2m_3 + m_4}{2} \quad (2.37)$$

$$H_a = \frac{h_a \cdot l_b \cdot \Sigma m_i}{4} \quad (2.38)$$

т. к.

$$h_a = \frac{q_0 l_a^2}{2 f_0} \cdot K_2$$

$$H_a = \frac{q_0 l_a^2 l_b \Sigma m_i K_2}{8 f_0} \quad (2.39)$$

Для квадратного в плане свода

$$H_a = \frac{q_0 l_a^3 \Sigma m_i K_2}{8 f_0} \quad (2.40)$$

в частном случае при равномерно распределенной нагрузке

$$\Sigma m_i = 4, K_2 = 1 \quad H_a = \frac{q_0 l_a^3}{2 f_0} \quad (2.26)$$

Следует заметить, что при $f_0/l_a < 0,5$ коэффициент $m_i \approx 1$, а сумма коэффициентов $m_i \approx 4$. Для распалубок сравнительно плоских сводов значения элементарных распоров можно принимать равными распору щековой арки.

$$h_i \approx h_a$$

Разница между величиной суммарного распора, вычисленного от нагрузки q , распределенной по дуге S_a и пролету l_a , равна отношению их коэффициентов

$$\frac{H_a}{H_0} = \frac{\Sigma m_i K_2}{4} = \eta_2 \quad (2.41)$$

Аналогичным образом может быть выражено отношение опорных давлений

$$\frac{R}{R_0} = \frac{\Sigma n_i K_1}{2} = \eta_1 \quad (2.42)$$

здесь η_1 и η_2 — коэффициенты таблицы 2.6.

Таблица 2.6

Коеффициенты	f_0/l_a						
	<0,250	0,333	0,400	0,500	0,666	0,800	1,000
η_1	~1,000	1,040	1,060	1,085	1,125	1,180	1,275
η_2	~1,000	1,010	1,015	1,030	1,050	1,065	1,100

2.3.3. Расчет отдельных элементарных арок

Расчет несущей способности отдельных элементарных арок на распределенную и местную сосредоточенную нагрузку должен производиться в соответствии с общими указаниями главы 2.6 с учетом следующих рекомендаций:

1) концевые части элементарных арок, образующие ребро свода и участвующие преимущественно в его работе (деформации), могут исключаться при определении свободной длины арки S ;

2) коэффициент продольного изгиба φ может приниматься по гибкости

$$\lambda_{cp} = \frac{\lambda_i + \lambda_{i+1}}{2} \quad (2.43)$$

где λ_i — гибкость рассматриваемой арки;

λ_{i+1} — гибкость смежной, более короткой арки;

3) для щековых арок (аналогичным образом для торцевых арок цилиндрических сводов и распалубок) коэффициент $\varphi = 1$;

4) распор пологих коротких арок центральной зоны свода, вычисленный с учетом их продольного обжатия (т. е. преобладающего влияния нормальной силы N_i), существенно меньше теоретического распора $h_i = h_a m$ (рис. 2.8).

2.3.4. Расчет диагонального ребра

Диагональ крестового свода может быть представлена как двухшарнирная (бесшарнирная) арка, испытывающая неравномерную, нарастающую к пятам вертикальную нагрузку от опорных реакций элементарных арок распалубки и горизонтальную нагрузку от их распоров, которая либо постоянна (при $q = q_0$), либо растет к пятам. Каждая пара элементарных арок, опираясь на диагональ, создает местную нагрузку,

$$\text{вертикальную } r_d = r_i + r_j \quad (2.44)$$

$$\text{горизонтальную } h_d = \sqrt{h_i^2 + h_j^2} \quad (2.45)$$

Для квадратного в плане свода

$$r_d = 2r_i \quad h_d = h_i \sqrt{2} \quad (2.46)$$

Отрезок диагонали, заключенный между вершиной «О» и произвольной точкой «С», суммирует опорные реакции и распоры элементарных арок, сходящихся на диагонали выше точки «С», (рис. 2.10. в).

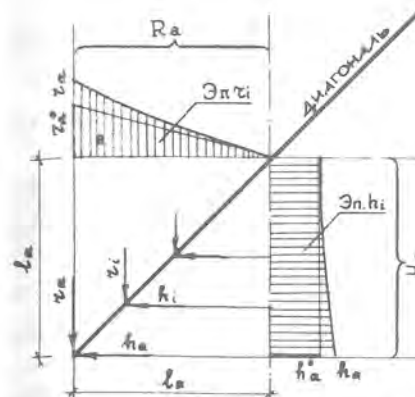


Рис. 2.8. Эпюры r_i и h_i от нагрузки q, q_0 для свода с $f/l_a = 1,0$



Рис. 2.9. Плоский крестовый свод. Модель напряженного состояния

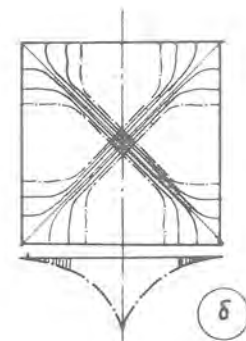
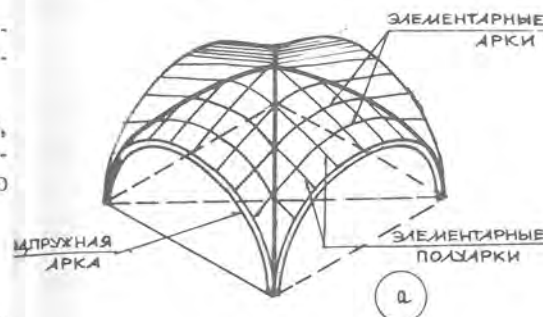
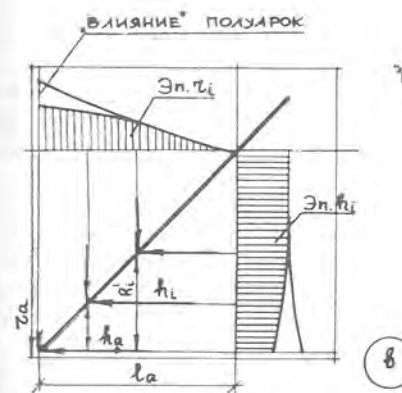


Рис. 2.10. Крестовый вспарушенный свод

- а — рабочая схема
- б — эпюра давления (распора) элементарных полуарок в опорном контуре
- в — эпюра элементарных распоров и давлений в ребре



$$\bar{R}_c = \sum_c (r_i + r_j) \quad (2.47)$$

$$H_c = \sum_c \sqrt{h^2_i + h^2_j} \quad (2.48)$$

$$H_0 = \sqrt{h^2_a + h^2_b} \quad (2.49)$$

Вертикальная опорная реакция целого диагонального ребра равна сумме опорных давлений смежных полураспалубок

$$R_d = R_a + R_b \quad (2.50)$$

соответственно, горизонтальная реакция диагонали равна сумме распоров распалубок

$$H_d = \sqrt{H^2_a + H^2_b} \quad (2.51)$$

при $q = q_0$

$$R_d = q_0 l_a l_b \quad (2.52)$$

$$H_d = \frac{q_0 l_a l_b l_c}{2 f_0} \quad (2.53)$$

Для квадратного в плане свода

$$R_d = q_0 l_a^2 \quad (2.54)$$

$$H_d = \frac{q_0 l_a^3 \sqrt{2}}{2 f_0} \quad (2.55)$$

$$H_0 = \frac{q_0 l_a^3 \sqrt{2}}{2 f_0} \quad (2.56)$$

Вертикальные нагрузки r_d сжимают диагональную арку, горизонтальные нагрузки h_d , направленные к углам свода, растягивают ее. Суммарное действие этих двух видов нагрузки создает неравномерное обжатие сечений диагонального ребра — большое на опорном участке и очень малое в замке. Слабое обжатие замковых сечений диагоналей и, соответственно, всей центральной зоны является характерной особенностью плоских крестовых сводов, вследствие чего они не способны нести большие сосредоточенные центральные нагрузки.

В крестовом вспарушенном своде к системе элементарных арок добавляются еще плоские полуарки перпендикулярного в плане направления. Их распоры, приложенные к диагонали, направлены к центру свода, т. е. сжимают ребро. Полуарки снимают с диагонали часть вертикального давления и передают его (вместе с распором) на контурные элементы свода — подпружные арки или ограждающие стены. Элементарные полуарки, таким образом, способствуют более равномерному распределению внутренних усилий в своде, причем их участие в работе системы тем выше, чем больше вспарушенность свода.

Зная эпюру нагрузки и значения опорных реакций H_d , R_d , можно вычислить изгибающий момент и нормальную силу в любой точке диагонали по формуле

$$M_i = R_d x_i - \sum q_i x_i - H_d y_i + \sum h_i y_i \quad (2.57)$$

$$N_i = (R_d - \sum q_i) \sin \alpha + (H_d - \sum h_i) \cos \alpha \quad (2.58)$$

Здесь x_i и y_i — координаты точки «i» оси диагонального ребра относительно его опорного сечения,

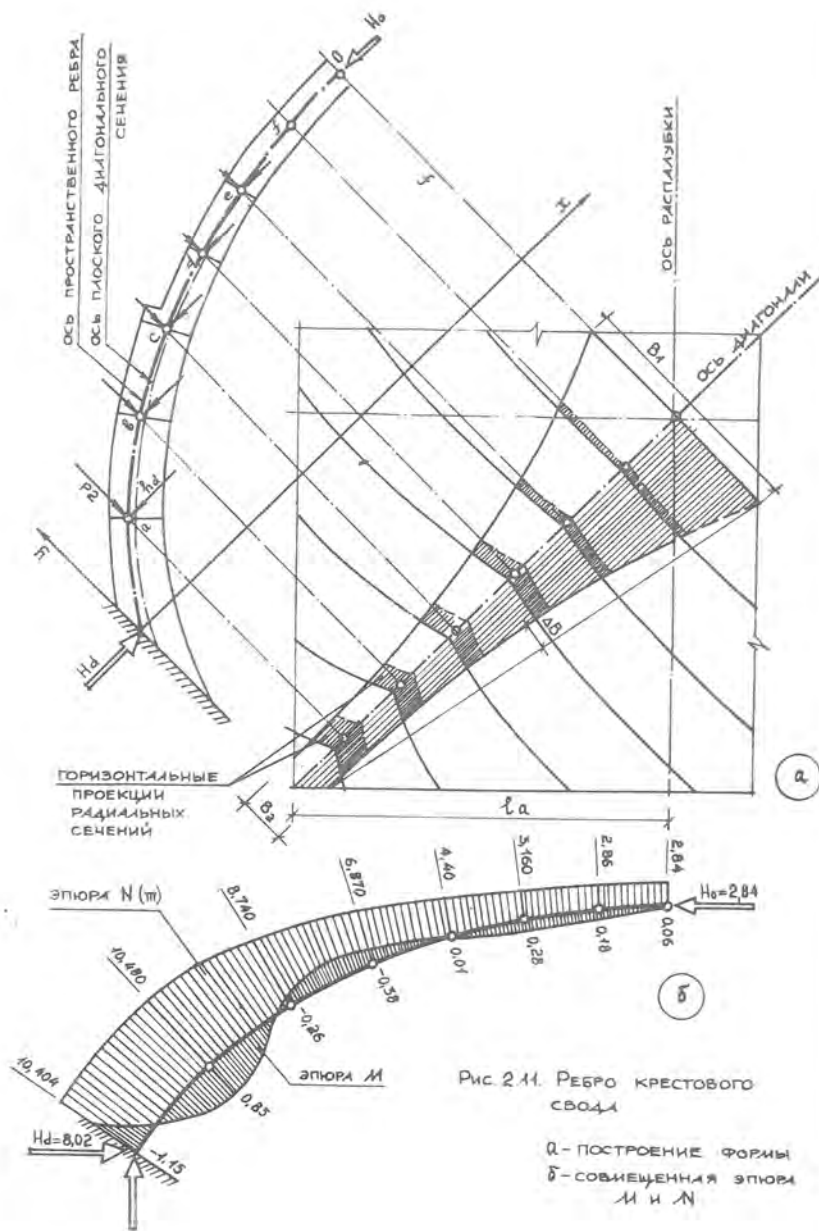
α — угол наклона касательной к оси диагонали в точке «i».

Следует заметить, что ось диагонального ребра, являющегося сложной пространственной фигурой, не совпадает с осью плоского диагонального сечения свода. Исключение составляют своды, где диагональные ребра как основные несущие элементы выполнены из более прочного, чем распалубки, материала, имеют постоянное сечение и выделены на поверхностях нервюрами. Для подавляющего большинства сводов ребра являются жесткостными элементами лишь в силу естественного утолщения кладки при сопряжении смежных распалубок. Сечение и ширина таких ребер — величина переменная и может быть определена по характеру преобладающих напряжений и деформаций кладки, участвующей одновременно в работе диагонали и элементарных арок распалубки.

Приблизительные габариты диагонального ребра могут быть заданы и теоретически из условия, что его ось, соединяющая центры тяжести поперечных сечений, должна быть плавной кривой, располагаться выше оси плоского диагонального сечения свода, совпадая с ней в замке и пяте, и быть рациональной по отношению к приложенной нагрузке r_d и h_d (см. 2.11). Расчеты показывают, что этому условию более всего отвечает полоса свода, имеющая в плане вид вогнутого треугольника или узкой трапеции (симметричной диагональной плоскости) с основанием B_1 в замковом сечении и вершиной B_2 в пяте свода (рис. 2.11.а). В зависимости от кривизны замковой части свода ширина B_1 может составлять $\left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{6}\right) L_d$, а выгиб сторон

$$\Delta B \approx \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{40}\right) L_d.$$

Минимальная ширина ребра B_2 не должна быть меньше $2\delta_{св}$. Предлагаемая форма диагонали достаточно рациональна для квадратного в плане недеформированного свода, несущего симметричную равномерно распределенную нагрузку (q , q_0). В других случаях, например, для несиммет-



ричной или сосредоточенной нагрузки, рациональная форма ребра может быть получена методом последовательных приближений. При произвольно назначенной ширине ребра его ось либо не является плавной кривой, либо не совпадает с опорными точками, либо приложенная к оси нагрузка вызывает недопустимо большие изгибающие моменты.

Для сводов толщиной в один кирпич ($\delta_{\text{св}} = 30$ см) оптимальным может считаться такое положение оси, при котором в любом сечении ребра абсолютная величина изгибающего момента M не превышает 0,1 абсолютной величины нормальной силы N . В этом случае максимальный эксцентриситет приложения N к оси сечения $e = \frac{N}{M}$ составит около 10 см,

что обеспечит обжатие не менее $\frac{1}{4}$ площади сечения при любой его форме. На рис. 2.11 представлены совмещенные эпюры моментов и нормальной силы, вычисленных для диагонального ребра крестового вспарушенного свода Успенского собора Московского Кремля.

2.4. Сомкнутый свод

Рабочая схема сомкнутого свода (рис. 2.12) может рассматриваться в общем случае как система элементарных полуарок, образующих лотки и передающих распор в условные диагональные ребра свода, а при наличии центрального светового барабана и в его опорное кольцо. Нижней опорой (пятой) полуарки передают распор и грузовое давление на опорный контур свода. Расчет или проверка несущей способности сомкнутого свода включает, таким образом, расчет и конструирование перечисленных элементов, т. е.:

- 1) лотков, в том числе элементарных или условных укрупненных полуарок;
- 2) диагональных арок (ребер);
- 3) опорного кольца светового барабана;
- 4) опорного контура свода.

В приведенных ниже расчетно-теоретических выкладках приняты следующие обозначения элементов, нагрузок и усилий:

- $L_{a, b}$ — пролет в осях, длина соответствующих лотков свода;
 $l_{a, b}$ — пролеты центральных элементарных полуарок;
 l_1 — пролет любой лотковой элементарной полуарки;
 f_0, f_1 — подъем центральной и любой лотковой полуарки;

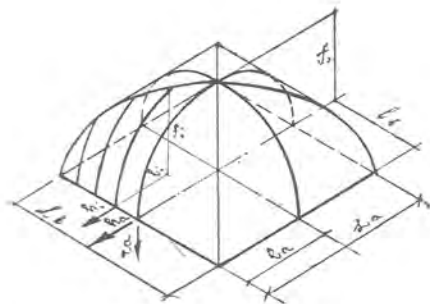


Рис. 2.12. Рабочая схема простого сомкнутого свода

- q_0 — нагрузка, равномерно распределенная по горизонтальной проекции полуарок;
- q — собственный вес единицы длины элементарных полуарок;
- q_n — нагрузка от забутки пазух;
- r_a, r_i — опорное давление центральной и любой лотковой полуарки;
- h_a, h_i — распор центральной и любой полуарки;
- R_d — суммарное опорное давление лотка;
- H_d — суммарный распор лотка;
- H_0 — горизонтальный распор диагонального ребра.

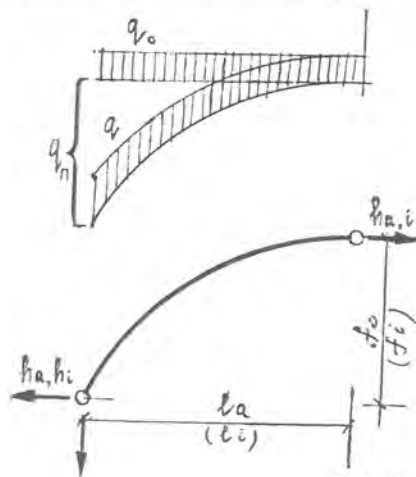


Рис. 2.13. Схема нагрузки

Расчет лотков

Распор и давление лотка при любой геометрии и нагрузках могут быть достаточно точно вычислены индивидуальным расчетом каждой его элементарной полуарки в соответствии с рекомендациями параграфа 2.6. Однако в ряде случаев представляется возможным избежать длительного расчета лотка, если известен закон изменения его геометрии нагрузки или существуют предпосылки для выделения только некоторых главных расчетных элементов и их нагрузок.

2.4.1. Условный свод с равномерно распределенной нагрузкой

Условным сводом здесь, как и в предыдущем параграфе, называется пространственная осевая модель свода. Нагрузка q_0 создает давление и распор, которые для центральной элементарной полуарки равны

$$r_0 = q_0 l_a \quad (2.1)$$

$$h_0 = \frac{q_0 l_a^2}{2 f_0} \quad (2.2)$$

Для любой другой полуарки они равны соответственно

$$r_i = q_0 l_i \quad (2.19)$$

$$h_i = q_0 \frac{l_i^2}{2 f_i} \quad (2.20)$$

В цилиндрических лотках простых невспарушенных сводов каждая элементарная полуарка проектируется на центральную лотковую полуарку, а их пролеты относятся как основания подобных треугольников. Поэтому опорная реакция каждой полуарки i , соответственно, давление лотка увеличивается от углов к середине строго пропорционально пролету полуарок, а распор возрастает также к центру лотка прямо пропорционально квадрату пролетов и обратно пропорционально подъему полуарок.

$$r_i = r_0 \frac{l_i}{l_a} \quad (2.59)$$

$$h_i = h_0 \frac{l_i^2 f_a}{l_a^2 f_i} \quad (2.60)$$

Эпюра давления, построенная на прямой основания лотка, в данном случае треугольная, а эпюра распоров имеет вид вогнутого параболического треугольника (рис. 2.14). Сум-

марное давление лотка может быть легко вычислено как площадь простого треугольника

$$R_{л(a)}^0 = \frac{r_0 L_a}{2} \quad (2.61)$$

Для квадратного в плане свода

$$R_{л}^0 = \frac{r_0 L}{2} = q_0 l_a^2 \quad (2.62)$$

Суммарный распор лотка вычисляется интегрированием

$$H_x = 2 \int_0^{l_b} dH_x \quad H_y = 2 \int_0^{l_a} dH_y \quad (2.63)$$

$$H_{л(b)}^0 = \frac{2 q_0 l_a^2 l_b}{5 f_0} \quad H_{л(a)}^0 = \frac{2 q_0 l_b^2 l_a}{5 f_0} \quad (2.64)$$

Для квадратного в плане свода

$$H_{л}^0 = \frac{2 q_0 l^3}{5 f_0} \quad (2.65)$$

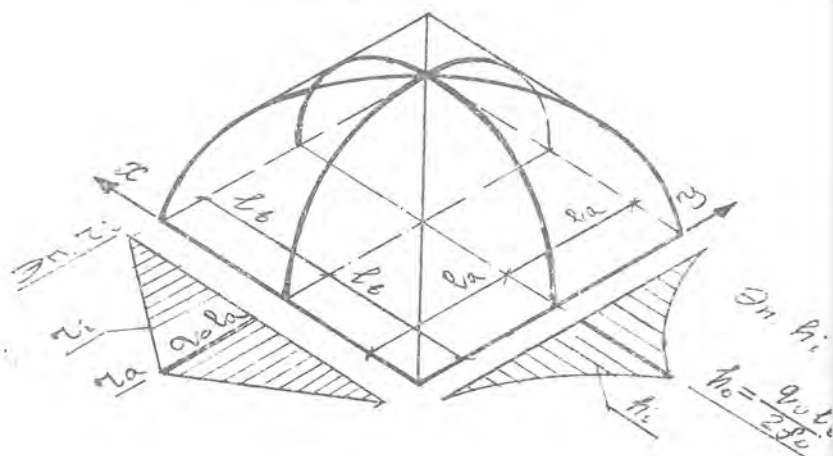


Рис. 2.14. Эпюры элементарных давлений и распоров в простом сомкнутом своде

2.4.2. Свод, нагруженный собственным весом

Пологие своды, где длина дуги полуарок отличается от проекции не больше, чем на 5%, могут рассчитываться по приведенным выше формулам ($q \approx q_0$). В подъемистых сводах нагрузку q следует учитывать по фактической длине полуарок. Разница между величинами давления и распора,

вычисленными от нагрузки, распределенной по дуге и горизонтальной проекции центральной элементарной полуарки, выражается формулами

$$r_a = r_0 K_1 \quad (2.8)$$

$$h_a = h_0 K_2 \quad (2.11)$$

где K_1 и K_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 2.2 или графику (см. рис. 2.3 и 2.4).

С ростом f_0/l_a давление и распор увеличиваются и в любой другой лотковой полуарке, но не строго пропорционально коэффициентам K_1 и K_2 . Дело в том, что по мере приближения к углам лотка элементарные полуарки укорачиваются за счет сокращения лишь пологой их части, которая отсекается диагональю. При этом сокращается доля легкой нагрузки ($q = q_0$) и, наоборот, возрастает процент тяжелой нагрузки ($q = \frac{q_0}{\cos \varphi} > q_0$). Если опорное давление

центральной лотковой полуарки принять за единицу, то давление любой промежуточной полуарки составит его часть, выраженную дробным коэффициентом, зависящим от f_0/l_a

Таблица 2.7

№№ полуарок привязка к углу лотка	Коэф. n_i	Подъемистые полуарки						
		<0,200	0,333	0,400	0,500	0,666	1,000	1,200
$S_0^{1/2} L$	n_0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$S_1^{3/8} L$	n_1	0,750	0,766	0,772	0,789	0,795	0,824	0,837
$S_2^{1/4} L$	n_2	0,500	0,525	0,538	0,547	0,577	0,612	0,629
$S_3^{1/8} L$	n_3	0,250	0,258	0,270	0,289	0,317	0,340	0,354
Σn_i		4,000	4,009	4,140	4,230	4,378	4,552	4,640

Коэффициенты, приведенные в табл. 2.7, показывают, что изменение давления в лотке от центра к углам в подъемистых сводах происходит не линейно, как это наблюдается в пологих сводах или при учете только равномерно распределенной нагрузки q_0 . Чем круче свод, тем выше значения опорных реакций промежуточных полуарок относительно давления центральной лотковой полуарки. Эпюра давления,

построенная на прямой основания, имеет в данном случае вид выпуклого треугольника с максимальным значением r_i в вершине, определяемым по табл. 2.2. Промежуточные значения r_i могут быть выражены через r_a с помощью коэффициентов n_i таблицы 2.7.

$$r_i = r_a n_i \quad (2.66)$$

Аналогичным образом распоры h_i промежуточных полуарок могут быть выражены через распор центральной лотковой полуарки h_a

$$h_i = h_a m_i \quad (2.67)$$

Здесь m_i — коэффициенты табл. 2.8, вычисленные, как и коэффициенты n_i (см. выше), для параболических арок с уравнением оси $y = \frac{4fx(l-x)}{l^2}$

Таблица 2.8

№№ полуарок привязка к углу лотка	Коэф. m_i	Подъемистые полуарки f_0/l_a						
		<0,200	0,333	0,400	0,500	0,666	1,000	1,200
$S_0^{1/2}$	m_0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$S_1^{3/8}$	m_1	0,606	0,610	0,616	0,622	0,636	0,660	0,670
$S_2^{1/4}$	m_2	0,338	0,342	0,352	0,365	0,385	0,408	0,418
$S_3^{1/8}$	m_3	0,146	0,149	0,154	0,164	0,180	0,193	0,201
Σm_i		3,200	~3,200	3,244	3,302	3,402	3,522	3,578

Суммарное опорное давление лотка, равное площади эпюры r , может быть вычислено суммированием опорных давлений элементарных полуарок шириной ΔL

$$R_{\Sigma} = \Sigma r_i \Delta L \quad (2.68)$$

Подставив $r_i = r_a n_i$, получим

$$R_{\Sigma} = r_a \Delta L \Sigma n_i \quad (2.69)$$

т. е. суммарное давление лотка равно давлению центральной лотковой полуарки r_a шириной ΔL , помноженному на сумму коэффициентов n_i табл. 2.7. Точность суммирования зависит

от количества полос полуарок, на которое разбивается лоток. При $\Delta L = \frac{L}{8}$ сумма коэффициентов вычисляется по формуле

$$\Sigma n_i = n_0 + 2n_1 + 2n_2 + 2n_3 \quad (2.70)$$

Тогда

$$R_{\Sigma(a)} = \frac{r_b L_a \Sigma n_i}{8}; \quad R_{\Sigma(b)} = \frac{r_a L_b \Sigma n_i}{8} \quad (2.71)$$

Подставив $r_a = q_0 l_a K_1$ получаем

$$R_{\Sigma(a,b)} = \frac{q_0 l_a l_b K_1 \Sigma n_i}{4} \quad (2.72)$$

Для квадратного в плане свода

$$R_{\Sigma} = \frac{q_0 l_a^2 K_1 \Sigma n_i}{4} \quad (2.73)$$

В частном случае, при $q = q_0$, $K_1 = 1$ и $\Sigma n_i = 4,0$

$$R_{\Sigma}^0 = q_0 l_a^2 \quad (2.74)$$

Аналогичным образом суммарный распор лотка вычисляется как сумма распоров элементарных полуарок шириной ΔL

$$H_{\Sigma} = \Sigma h_i \Delta L \quad (2.75)$$

т. к. $h_i = h_a m_i$ или $= h_b m_i$

$$H_{\Sigma(a)} = h_b \Delta L_a \Sigma m_i \quad (2.76)$$

$$H_{\Sigma(b)} = h_a \Delta L_b \Sigma m_i \quad (2.77)$$

При $\Delta L = \frac{L}{8}$ получаем

$$H_{\Sigma(a)} = \frac{h_b L_a \Sigma m_i}{8}; \quad H_{\Sigma(b)} = \frac{h_a L_b \Sigma m_i}{8} \quad (2.78)$$

Преобразуем формулы (2.78), подставляя $h_a = \frac{q_0 l_a^2}{2 f_a} K_2$

$$h_b = \frac{q_0 l_b^2}{2 f_b} K_2$$

$$H_{\Sigma(a)} = \frac{q_0 l_a l_b^2 K_2 \Sigma m_i}{8}; \quad H_{\Sigma(b)} = \frac{q_0 l_b l_a^2 K_2 \Sigma m_i}{8} \quad (2.79)$$

Для квадратного в плане свода

$$H_{\Sigma} = \frac{q_0 l_a^2 K_2 \Sigma m_i}{8} \quad (2.80)$$

В частном случае, при $q=q_0$, $K_2=1$, $\Sigma m_i=3,2$

$$H_{\text{л}} = \frac{2 q_0 l_a^3}{5} \quad (2.81)$$

Как следует из таблиц 2.2, 2.7, 2.8, значения коэффициентов K_1 , K_2 , n и m для сводов с $f_0/l_a = 0,333 \div 1$, 2 изменяются соответственно от — до:

$$K_1 = 1,066 \div 1,636 \quad K_2 = 1,037 \div 1,355$$

$$\Sigma n_i = 4,093 \div 4,640 \quad \Sigma m_i = 3,224 \div 3,578$$

Следовательно, суммарное давление или распор лотка, вычисленные по формулам 2.73, 2.80, могут быть существенно выше значений $R_{\text{л}}^0$ и $H_{\text{л}}^0$, получаемых в приближенных расчетах свода (при $q=q_0$). Соотношения между величинами $R_{\text{л}}$ и $R_{\text{л}}^0$, а также $H_{\text{л}}$ и $H_{\text{л}}^0$ могут быть выражены через отношение их коэффициентов

$$\frac{R_{\text{л}}}{R_{\text{л}}^0} = \frac{K_1 \Sigma n_i}{4} = v_1 \quad (2.82)$$

$$\frac{H_{\text{л}}}{H_{\text{л}}^0} = \frac{K_2 \Sigma m_i}{3,2} = v_2 \quad (2.83)$$

Таблица 2.9

Коэффициент \ f_0/l_a	Пологие своды		Подъемистые своды				
	0,200	0,333	0,400	0,500	0,666	1,000	1,200
v_1	1,000	1,092	1,139	1,205	1,370	1,685	1,890
v_2	1,000	1,050	1,064	1,113	1,196	1,385	1,510

Таким образом, суммарные реакции лотка $R_{\text{л}}$ и $H_{\text{л}}$, вычисленные от собственного веса кладки свода при данном соотношении f_0/l_a равны соответствующим реакциям $R_{\text{л}}^0$ и $H_{\text{л}}^0$ от равномерно распределенной нагрузки q_0 , помноженным на коэффициенты v_1 и v_2 табл. 2.9.

$$R_{\text{л}} = R_{\text{л}}^0 v_1 \quad (2.84)$$

$$H_{\text{л}} = H_{\text{л}}^0 v_2 \quad (2.85)$$

2.4.3. Своды с забуткой пазух

Большинство сомкнутых сводов выполняется с забуткой пазух, которая может быть полной или частичной. Полная забутка применяется в тех случаях, когда свод является междуэтажным перекрытием и конструкция пола устраивается непосредственно по засыпке. Полная забутка имеет высоту (глубину), приблизительно равную подъему свода (или стреле центральной полуарки f_0), т. е. при плотности забутки γ максимальное значение $q_{\text{п}} = \gamma f_0$.

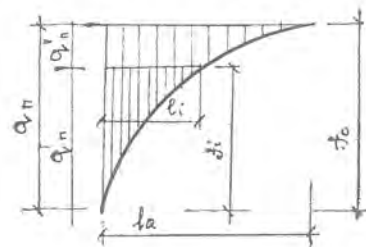


Рис. 2.14а

Форма эпюры нагрузки $q_{\text{п}}$ определяется очертаанием верхней поверхности свода (арки); для параболических арок нагрузка $q_{\text{п}}$ имеет вид параболического треугольника.

Поскольку $f_0 > f_i$, любая промежуточная полуарка, кроме собственной полной параболической нагрузки $q'_{\text{п}} = \gamma f_i$, загружена еще и равномерно распределенной нагрузкой $q''_{\text{п}} = \gamma (f_0 - f_i)$

$$q_{\text{п}} = q'_{\text{п}} + q''_{\text{п}} \quad (2.86)$$

Величина параболической нагрузки растет от угла к центру лотка пропорционально росту f_i

Наоборот, равномерная нагрузка увеличивается к углу лотка пропорционально $\Delta f_i = f - f_i$

Давление любой промежуточной полуарки от нагрузки $q_{\text{п}}$

$$r_{q_{\text{п}}} = q''_{\text{п}} l_i + \frac{q'_{\text{п}} l_a}{3} \cdot \frac{a}{1-a} (3-4a) \quad (2.87)$$

Выразим $q'_{\text{п}}$ и $q''_{\text{п}}$ через $q_{\text{п}}$

при $a = \frac{l_i}{L}$ (или $\frac{l_i}{2l_a}$)

$$q'_{ni} = q_n \frac{l_i}{l_a} \left(\frac{2l_a - l_i}{l_a} \right) = 4 q_n \alpha (1 - \alpha_l) \quad (2.88)$$

$$q''_{ni} = q_n - 4 q_n \alpha (1 - \alpha_l) = q_n [1 - 4 \alpha (1 - \alpha_l)] \quad (2.89)$$

Подставив (2.88) и (2.89) в формулу (2.87) и, опуская промежуточные выкладки, получим значения нагрузок и опорных реакций (см. таблицу 2.10).

Эпюра давления r_{qn} (построенная на прямой основания лотка) имеет вид, представленный на рис. 2.15. В средней части эпюры значения r_i близки r_a

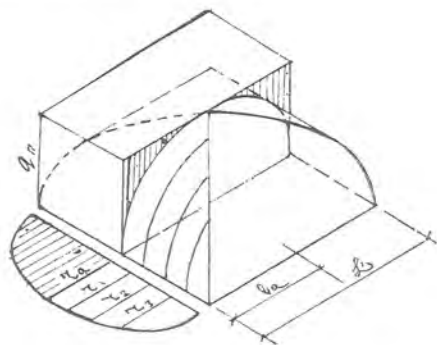


Рис. 2.15. Эпюра r_{qn}

Суммарное давление лотка от полной забутки пазухи R_{qn} , равное площади эпюры r_i , вычисляем по формуле

$$R_{qn} = \frac{r_{qna} L \Sigma K_{qni}}{8}, \text{ где } r_{qna} = 0,333 q_n l_a \quad (2.90)$$

Сумма коэффициентов K_{qni} при делении лотка на 8 полов вычисляется по формуле (2.70). Значение K_{qni} — по таблице 2.10. Подставив в формулу 2.90, получим:

$$R_{qn} = \frac{0,333 q_n l_a L_b 5,88}{8} \approx \frac{q_n l_a L_b}{4} \quad (2.91)$$

Для квадратного в плане свода $L = 2l_a$

$$R_{qn} \approx \frac{q_n l_a^2}{2} \quad (2.92) \text{ (точное значение } R_{qn} = 0,49 q_n l_a^2)$$

Вычисление распора h_{qn}

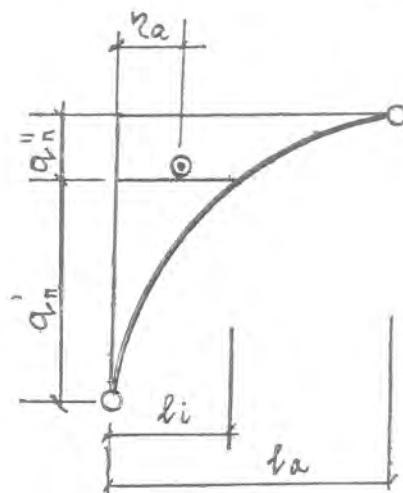


Рис. 2.15а.

η (для параболы) $= 0,127 l = 0,254 l_a$

Распор центральной полуарки

$$h_{qn} = \frac{q_n l_a \eta_a}{3 f_0} = \frac{0,254 q_n l_a^2}{3 f_0} \quad (2.93)$$

если $l_i/2 l_a = \alpha$

$$h_{qn} = \frac{0,254 q_n l_a^2}{12 f_0} = \frac{q_n l_a^2}{48 f_0} \quad (2.94)$$

$$\text{или } h_{qn} = \frac{q_n l_a^2}{12 f_0} \quad (2.95)$$

Распор любой произвольной полуарки:

$$h_{qn} = \frac{q''_{ni} l_a^2}{2 f} + \frac{q'_n l_a^2}{12 f} \frac{\alpha^3}{1 - \alpha} (35 - 98 \alpha + 84 \alpha^2 - 24 \alpha^3) =$$

$$= \frac{\alpha^2 l_a^2}{f} \left[2 q''_n + \frac{q'_n}{12} \frac{\alpha}{1 - \alpha} (35 - 98 \alpha + 84 \alpha^2 - 24 \alpha^3) \right] \quad (2.96)$$

Подставив значения q'_n и q''_n , выраженное через q_n (по формулам 2.88 и 2.89) и опуская промежуточные выкладки, получим значение единичных распоров h_{qn} при различных α

Таблица 2.10

α	q_n	q''_n	r_{qn}	$K_{qn} = \frac{r_{qn} l}{r_{qna}}$	h_{qn}	K'_{qh}
$1/2$	q_n	—	$1/3 q_n l_a$	1	$\frac{q_n l_a^2}{12 f_0}$	1
$3/8$	$\frac{15}{16} q_n$	$\frac{1}{16} q_n$	$\frac{21}{64} q_n l_a$	0,985	$0,075 \frac{q_n l_a^2}{f_0}$	0,9
$1/4$	$\frac{3}{4} q_n$	$\frac{1}{4} q_n$	$\frac{7}{24} q_n l_a$	0,875	$0,052 \frac{q_n l_a^2}{f_0}$	0,62
$1/8$	$\frac{7}{16} q_n$	$\frac{9}{16} q_n$	$\frac{37}{192} q_n l_a$	0,578	$0,023 \frac{q_n l_a^2}{f_0}$	0,27

$$\Sigma K_{qn} = 5,876$$

$$\Sigma K'_{qh} = 4,580$$

Суммарный распор лотка H_{qn} , равный площади эюры h_{qn}

$$H_{qn} = \frac{h_{qna} L \Sigma K'_{qh}}{8} \quad (2.97)$$

Сумма коэффициентов $\Sigma K_{qn} = (1 + 2 \times 0,9 + 2 \times 0,62 + 2 \times 0,27) = 4,58$

Подставив в формулу (2.97)

$$H_{qn} = \frac{4,58 q_{na} L_b l_a^2}{12 f_0 \cdot 8} = \frac{q_{na} l_a^2 L_b}{21 f_0} \quad (2.98)$$

Для квадратного в плане свода

$$H_{qn} = 0,572 \frac{q_n l_a^3}{6 f_0} = \frac{q_n l_a^3}{10,5 f_0} \quad (2.99)$$

Частичная забутка пазухи

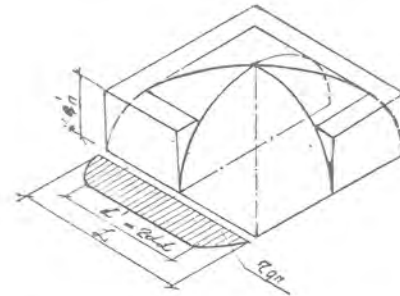
Частичная забутка пазухи используется как рациональная пригрузка для снижения деформативности подъемистых сомкнутых сводов.

Для вычисления давления и распора от частичной забутки пазухи могут быть использованы формулы (2.87), (2.96) предыдущего параграфа.

На участке лотка, где глубина пазухи $y_n < f$, нагрузка $q_n = \gamma y_n$, т. е. коэффициент $\alpha = \frac{l_1}{2 l_a}$ здесь не меняются, соответственно

$$r_{qn} = - \frac{q'_n l_a^2}{3} \frac{\alpha}{1-\alpha} (3-4\alpha) = \text{const}$$

$$h_{qn} = \frac{q'_n l_a^2}{12 f} \frac{\alpha^3}{1-\alpha} (35-98\alpha+84\alpha^2-24\alpha^3) = \text{const}$$

Рис. 2.16. Эюра давления лотка r'_{qn}

В угловых частях лотка, где $y_n > f$; $q_n = q'_n - q''_n$ и где $q'_n = \gamma f$; $q''_n = \gamma (y_n - f)$ эюра давления имеет вид трапеции (рис. 2.16) с центральным прямым участком $L' = 2\alpha L$, угловые части трапеции — выпукло-треугольные.

В зависимости от высоты y_n и ширины забутки l'_1 давления r_{qn} и распор меняются.

Ниже представлены значения единичных и суммарных давлений и распоров, вычисленные для различных коэффициентов α .

Таблица 2.11

$\alpha = \frac{l_1}{2 l_a}$	r_{qna}	R_{qn}	h_{qn}	H_{qn}
$\frac{1}{2}$	$\frac{q'_n l_a}{3}$	$0,5 q_n l_a^2$	$\frac{q'_n l_a^2}{12 f}$	$\frac{q'_n l_a^3}{10,5 f}$
$\frac{3}{8}$	$\frac{3 q'_n l_a}{10}$	$0,45 q_n l_a^2$	$0,735 \frac{q'_n l_a^2}{12 f}$	$0,88 \frac{q'_n l_a^3}{12 f}$
$\frac{1}{4}$	$\frac{2 q'_n l_a}{9}$	$0,35 q_n l_a^2$	$0,320 \frac{q'_n l_a^2}{12 f}$	$0,44 \frac{q'_n l_a^3}{12 f}$
$\frac{1}{8}$	$\frac{5 q'_n l_a}{42}$	$0,21 q_n l_a^2$	$0,054 \frac{q'_n l_a^2}{12 f}$	$0,096 \frac{q'_n l_a^3}{12 f}$

2.4.4. Расчет диагонального ребра

Согласно рабочей схеме диагональное ребро сомкнутого свода представляет собой арку, нагруженной для которой служат равнодействующие элементарных распоров смежных лотков

$$h_c = \sqrt{h_i^2 + h_j^2} \quad (2.100)$$

или для квадратного в плане свода

$$h_c = h_i \sqrt{2} \quad (2.101)$$

Отрезок диагонали, заключенный между ее пятой «а» и произвольной точкой «с», испытывает действие горизонтальной нагрузки, численно равной геометрической сумме элементарных распоров, сходящихся на диагонали ниже данной точки (рис. 2.17)

$$\sum_a^c h_c = \sum_a^c \sqrt{h_i^2 + h_j^2} \quad (2.102)$$

$$\sum_a^c h_c = \sum_a^c h_i \sqrt{2} \quad (2.103)$$

Таким образом, обжатие диагонали увеличивается от опоры к вершине. Суммарная горизонтальная нагрузка на диагональ вычисляется, соответственно, как равнодействующая суммарных распоров смежных полулотков

$$H_c = \frac{\sqrt{H_a^2 + H_b^2}}{2} \quad (2.104)$$

или

$$H_c = \frac{H_a \sqrt{2}}{2} \quad (2.105)$$

В частном случае при $q = q_0$, подставляя значения из таблицы 2.2, получаем

$$H_c = \frac{q_0 l_a l_b \sqrt{l_a^2 + l_b^2}}{5 f_0} \quad (2.106)$$

или

$$H_c = \frac{3,2 q_0 l_a^3 \sqrt{2}}{16 f_0} = \frac{\sqrt{2} q_0 l_a^3}{5 f_0} \quad (2.107)$$

Уровень приложения любой суммарной нагрузки может быть определен как центр тяжести эпюры распоров, построенной на соответствующем отрезке диагонали или ее вертикальной проекции (рис. 2.18).

$$f_c = \frac{\sum h_i f_i}{h_a \sum m_i} \quad (2.108)$$

Для целой диагонали

$$f_c = \frac{\sum h_i f_i}{H_c} \quad (2.109)$$

Подставляя в формулу 2.109 значения h_i и H_c , получаем:

- | | |
|---|--------------------------|
| а) от плоскораспределенной нагрузки,
от равномерной посподной нагрузки | } $f_c \approx 0,86 f_0$ |
| б) от забутки пазух | |
| в) от суммарного действия нагрузок | $f_c \approx 0,85 f_0$ |

Опорные реакции диагонали, выгибаемой подобно луку, горизонтальной нагрузкой H_c , определяются из уравнения моментов

$$H_c (f_0 - f_c) - Q_c d = 0 \quad (2.110)$$

где Q_c — вертикальный распор диагонали

d — горизонтальная проекция полудиagonали

Значение момента M_c принято здесь нулевым. Фактически замковый момент может несколько отличаться от нуля (в пределах возможности т. н. внутренней пары, см. п. 3.1.2).

$$Q_c = \frac{0,15 H_c}{d} \quad (2.111)$$

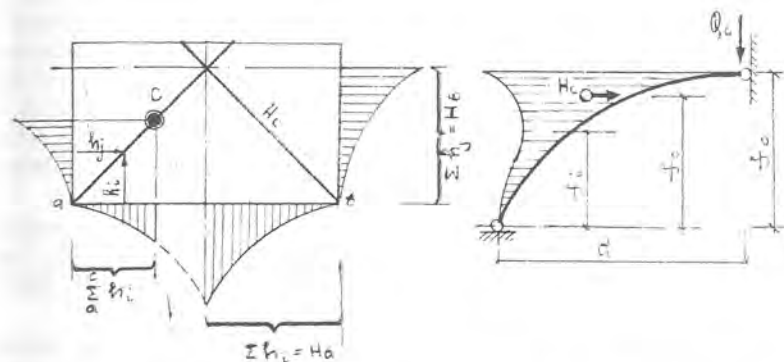


Рис. 2.17. Схема сбора нагрузок

Рис. 2.18. Эпюра элементарных распоров, построенная на полудиagonали AC

Далее, имея эпюру нагрузки и значения опорных реакций, можно вычислить момент и нормальную силу в любой точке диагонали по формулам

$$M_i = Q_c x_i - \sum h_i y_i \quad (2.112)$$

$$N_i = Q_c \sin \alpha + \sum h_i \cos \alpha \quad (2.113)$$

Определив через M и N эксцентриситет приложения продольных сил относительно центра тяжести сечений, можно проверить напряжения в сжатой части сечений по формуле

$$N \leq \varphi R F_c \quad (\text{см. ф. 2.149})$$

Сложность этой стадии расчета заключается в том, что диагональное ребро не выделено конструктивно и не является также укрупненной элементарной аркой постоянного сечения. Ребро сомкнутого свода можно трактовать как арочный элемент переменного сечения, образуемый кладкой лотка: вдоль оси смыкания и условно выделяемый по признаку концентрации напряжений и ориентации внутренних сил.

Поскольку изменение направления внутренних сил от нормального в элементарных арках лотка к диагональному в ребре при кладочной структуре свода происходит только постепенно, а не скачком, как в стержневой модели рабочей схемы, граница между собственно лотком и ребром не может быть резкой. Приблизительные габариты диагонального ребра определяются методом последовательных приближений с соблюдением нескольких граничных условий.

Во-первых, при любой произвольно выбранной ширине ребра, отличной от нуля, кривая его оси, соединяющая центры тяжести сложных поперечных сечений, не совпадает с осью диагонального сечения свода, т. е. теоретического плоского ребра, располагаясь ниже ее (рис. 2.19). Исключения могут составлять замковая и, в какой-то степени, опорная точки. Первая потому, что к шельге свода поперечные сечения ребра выполаживаются и приближаются к прямоугольным. Вторая — как центр тяжести условного ненагруженного сечения, не имеющего ширины.

Во-вторых, геометрия оси пространственного ребра должна быть такова, чтобы приложенная к ней нагрузка h_d не создавала бы значительных изгибающих моментов и, соответственно, растягивающих напряжений в кладке.

Таким образом, диагональным ребром сомкнутого свода должна быть пространственная арка (полуарка) переменного сечения, ось которой проходит через фиксированные замковую и опорную точки и является рациональной по отношению к нагрузке h_c . Этим условиям, как показали расчеты, удовлетворяет фигура, имеющая в плане вид узкого параболического треугольника или трапеции с вершиной в опорном сечении и основанием в замковом сечении. Четыре (шесть, восемь — по числу ребер) такие фигуры образуют в плане звезду, лучи которой пересекаются в центральной симметрично обжатой зоне свода.

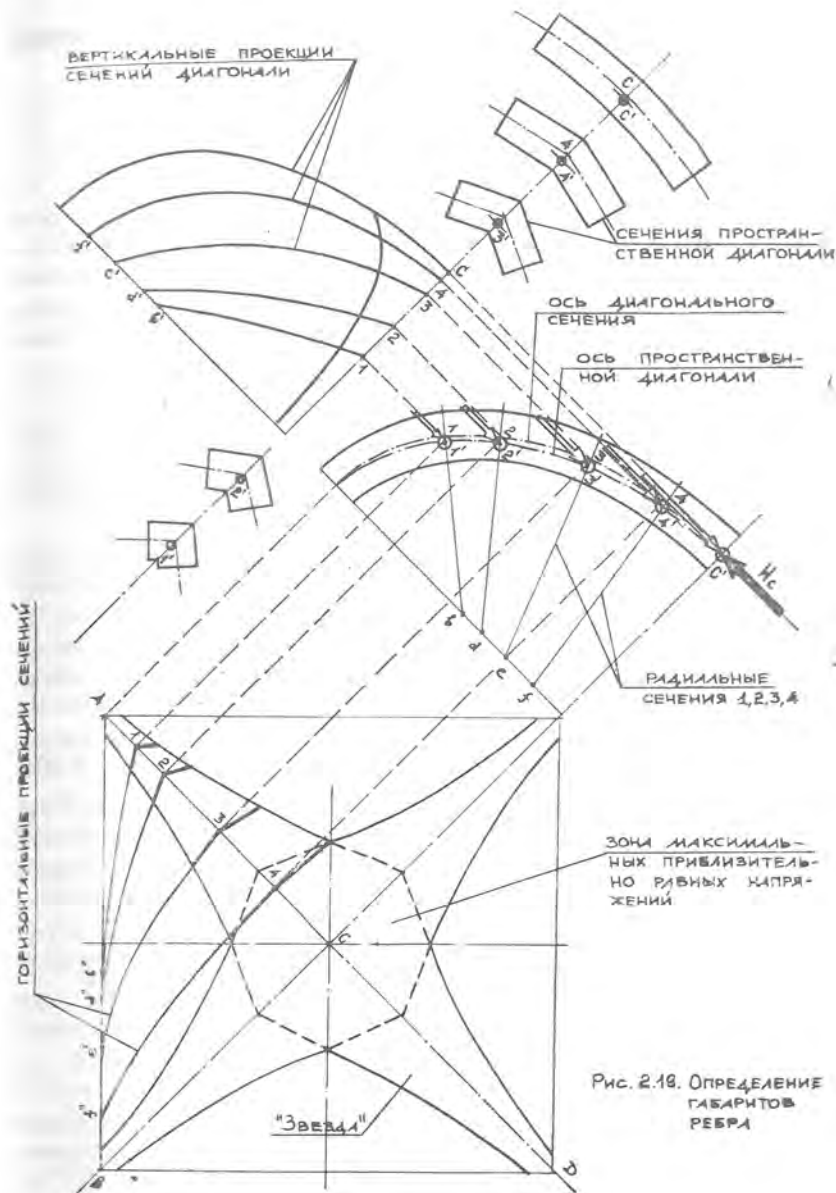


Рис. 2.19. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГАБАРИТОВ РЕБРА

2.4.5. Расчет сомкнутого свода с плоской центральной зоной

Центральная часть большинства сомкнутых сводов в силу технологических особенностей кладки, деформаций под нагрузкой или по другим причинам образует слабовыпуклую или даже плоскую зону, где диагональные ребра явно не выражены. Элементарные полуарки, упирающиеся в эти зоны, служат продолжением друг друга. При близкой геометрии и нагрузках они могут быть объединены в условные укрупненные перекрестные арки (полуарки), собирающие нагрузку с центральных полос лотков. На практике ширина таких полос с приблизительно равными значениями геометрии, опорного давления и распора может составлять $1/5 \div 1/3$ ширины лотка или приблизительно равняться диаметру светового барабана. Угловые части при этом работают как диагональные ребра-полуарки, нагруженные распором угловых элементарных полуарок.

Таким образом, свод с пологой центральной частью или световым барабаном может быть представлен как система 4-х укрупненных лотковых и 4-х диагональных полуарок, обжимающих центральную зону свода — зеркало или опорное кольцо барабана. По аналогии лотковый свод может рассчитываться как система одной или нескольких лотковых арок, собирающих нагрузку с цилиндрической части свода, и 4-х диагональных полуарок торцевых лотков (рис. 2.20).

Количественное соотношение между распорами лотковых и диагональных полуарок зависит от ширины центральной зоны. Например, при ширине укрупненной лотковой полуарки $3/8 L$ ее распор, согласно табл. 2.8, составляет, в среднем, 66% суммарного распора лотка, а распор угловых частей — 17% H_d ; соответствующий распор диагональных полуарок для квадратного в плане свода равен $0,17 \sqrt{2 H_d}$ или $0,24 H_d$. Отсюда следует, что лотковые полуарки шириной $3/8 L$, нагруженные только распределенной нагрузкой, создают распор в 2,5÷3 раза больший, чем диагонали угловых частей (третей) лотков. Приблизительно равные значения распоров в диагональных и лотковых полуарках, составляющие $0,33 \div 0,37 H_d$, получаются при ширине $L_{ц} \approx 0,14 \div 0,17 L$. В этом случае центральная зона обжимается равномерно-радиально, подобно шельге купола. В общем случае значения распоров, обжимающих зеркало свода или опорное кольцо барабана, могут быть вычислены по формулам предыдущих параграфов.

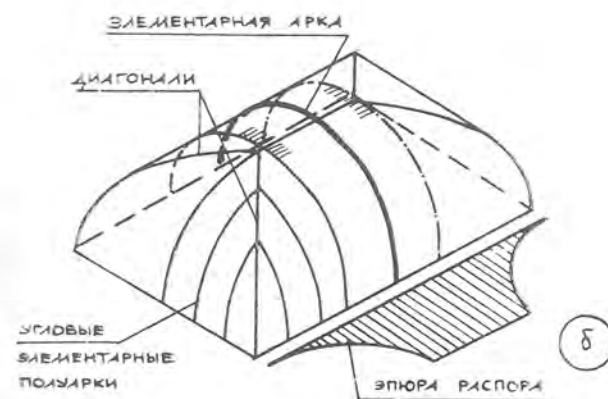
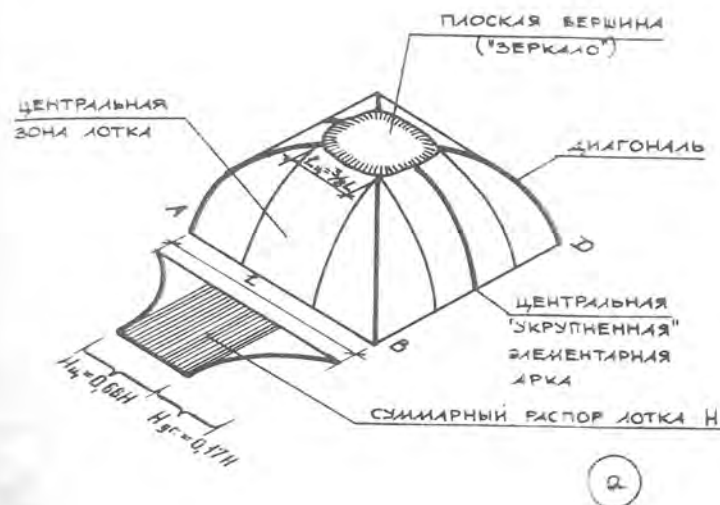


Рис. 2.20. Равоние схемы сводов с плоской центральной зоной ("зеркалом")
а — сомкнутый свод
б — лотковый свод

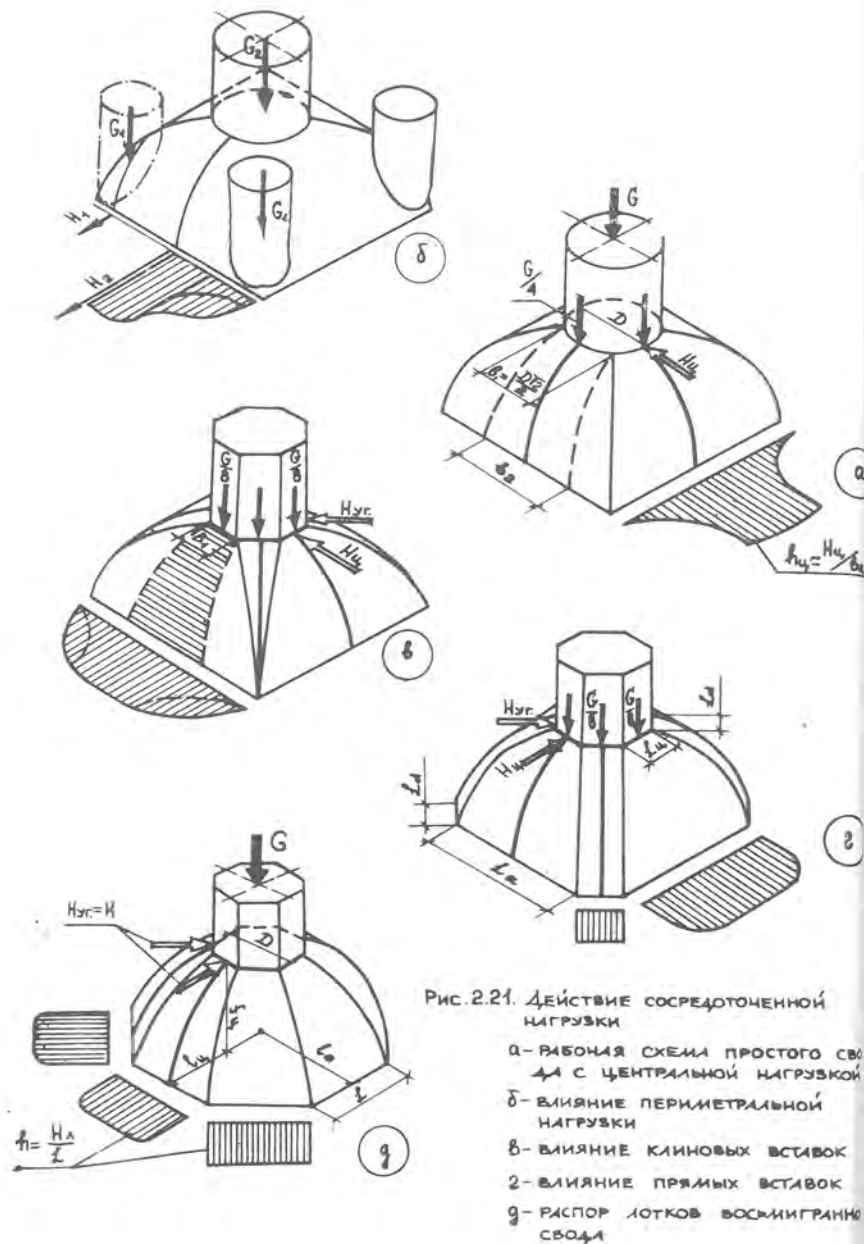


Рис. 2.21. Действие сосредоточенной нагрузки

- а — расчетная схема простого свода с центральной нагрузкой
 б — влияние периферийной нагрузки
 в — влияние клиновидных вставок
 г — влияние прямых вставок
 г — распор лотков восьмигранного свода

2.4.6. Расчет сомкнутого свода на сосредоточенную нагрузку

Любая сосредоточенная нагрузка — тяжелая стропильная конструкция, световой барабан, печная труба, столб, стена и т. п. — будучи приложена к ограниченному участку (полосе) свода, включает в работу не только свою элементарную полуарку, но, как следует из рабочей схемы, последовательно воздействует и на диагональное ребро, и на центральную зону, а также и на опорный контур. Причем степень этого воздействия зависит от того, в какой точке лотка и на каком уровне относительно опорного сечения приложена нагрузка. Чем она ближе к шельге и середине лотка, тем больше распор несущих ее элементарных полуарок, тем, соответственно, больше обжато ребро и центральная зона свода. Периметральная нагрузка, например, угловые барабаны 5-главого завершения соборов, ощутимо выравнивает давление на опорный контур лотков, но диагонали обжимают мало, т. к. распор коротких угловых полуарок при этом создается незначительный.

Центральная сосредоточенная нагрузка, например, вес светового или глухого барабана G_6 диаметром D_6 (рис. 2.21), загружает среднюю полосу лотка $B_1 = \frac{D_6 \sqrt{2}}{2}$, расширяющуюся к нижней опоре до $B_2 = B_1 + S \theta$, и создает местное опорное давление $r = \frac{G_6}{2 D_6 \sqrt{2}} (2.114)$. Сосредоточенный распор полосы, несущей четвертую часть веса $G_y / 4$, может быть определен по формуле

$$H_{uz} = \frac{G_6 l_n}{4 f_{uz}} \quad (2.115)$$

соответствующий распределенный распор в уровне опорного контура

$$h = \frac{H_{uz}}{B_2} \quad (2.116)$$

При наличии в своде угловых клиновидных вставок (рис. 2.21.в), они принимают на себя часть центральной нагрузки и передают ее на угловые части (трети) лотков, но не в углы свода. Угловые вставки одинаковой ширины (рис. 2.21.г) создают опорное давление R_{yr} , равное части центральной нагрузки, приходящейся на верхнюю опору, помноженной на отношение длин опорных сечений вставки и лотка

$$R_{yr} = \frac{G_{yr} L_{\lambda}}{L_{\lambda} (б)} \quad (2.117)$$

При $L_d = L_{\text{ц}}$ т. е. при равных сторонах восьмиугольника, несущего центральный барабан

$$R_{\text{уг}} = \frac{G_6 L_d}{8 L_a} \quad (2.118)$$

Наконец, для восьмигранного сомкнутого свода, имеющего равные лотки

$$R_{\text{уг}} = R_d = \frac{G}{8} \quad (2.119)$$

Распор лотка восьмигранного сомкнутого свода определяется как

$$H_{\text{уг}} = H_d = \frac{G_6 l_{\text{ц}}}{8 f_{\text{ц}}} \quad (2.120)$$

так как $l_{\text{ц}} = l_a - \frac{D_6}{2}$ и $f_{\text{ц}} \approx f_a$

$$H_{\text{уг}} = H_d = \frac{G_6 (2 l_a - D_6)}{16 f_a} \quad (2.121)$$

Соответственно погонный распор в опорном контуре

$$h = \frac{G_6 (2 l_a - D_6)}{16 f_a L_a} \quad (2.122)$$

2.4.7. Расчет опорного кольца барабана

Как следует из предыдущего параграфа, опорное кольцо светового барабана обжато распорами лотков и диагоналей, причем соотношение между величинами этих распоров зависит от количества и ширины лотков, диаметра центрального отверстия, системы кладки лотков и зоны кольца.

Расчетную схему опорного кольца можно упрощенно представить в виде замкнутого контура — окружности диаметром D или описанного вокруг нее многоугольника, симметрично загруженного двумя, тремя и т. д. парами сил H . Вес центрального барабана нагружает, главным образом, средние зоны лотков, испытывающие максимальное обжатие и от распределенных нагрузок. Поэтому распоры центральных лотковых полуарок являются преобладающей нагрузкой кольца. Например, для кольца барабана квадратного в плане недеформированного свода, не имеющего распределительных угловых вставок, вспарушенности и т. п., нагрузкой практически являются только две пары распоров H . Нормальная сила в любой точке кругового кольца, обжатого одной парой сил, вычисляется по формуле

$$N_1 = \frac{H \sin \varphi}{2} \quad (2.123)$$

здесь φ — угол между плоскостью действия силы H и радиусом к данной точке, проведенным из центра кольца.

При действии нескольких пар сил H_i нормальная сила в любой точке равна сумме N_i , вычисленных от каждой пары. По мере увеличения числа граней и приближения поверхности свода к купольной, нагрузка h_i приближается к равномерно-кольцевой, нормальная сила выравнивается, а значения изгибающих моментов стремятся к нулю.

Ширина кольца может быть выделена конструктивно, например, радиальной кладкой, белокаменными блоками и др. Во многих случаях кольцо оконтуривается только одним рядом кирпича или камня, совпадающим с внутренней поверхностью барабана. Границей кольца может условно считаться наружный периметр барабана или (иногда) распределительного пьедестала.

При нерегулярной, нерадиальной системе кладки кольца нормальная сила направлена к кладочным швам под некоторым углом, т. е. каждый шов, помимо сжатия, испытывает действие сдвигающей силы. Устойчивость кольца в данном случае обеспечивается сцеплением раствора и силой трения, препятствующими сдвигу в плоскости шва, т. е.

$$R_{\text{ср}} F_k + N \sin \beta K_{\text{тр}} > T \quad (2.124)$$

здесь $R_{\text{ср}}$ — расчетное сопротивление кладки срезу по неразвязанному сечению;

T — сдвигающая сила;

β — угол между радиальным направлением и плоскостью шва;

F_k — площадь шва (сечение кольца).

Сжимающие напряжения в кладке кольца могут быть приближенно вычислены по формуле

$$\sigma_{\text{сж}} = \frac{N_1}{F_k} \quad (2.125), \quad F_k = \delta_k b_k$$

где δ_k и b_k — соответственно толщина и ширина кольца.

При значительной ширине b_k сжимающие напряжения в наружном и внутреннем волокне кольца заметно отличаются. Для кругового кольца, равномерно нагруженного внешней нагрузкой h , они могут быть вычислены по формулам:

$$\sigma_{\text{вн}} = \frac{2 h_1 r_2^2}{r_2^2 - r_1^2} \quad (2.126)$$

$$\sigma_{\text{н}} = \sigma_{\text{вн}} + h_1 \quad (2.127)$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{\sigma_{\text{вн}}}{2} + \frac{(\sigma_{\text{вн}} + h_1) r_1^2}{2 r^2} \quad (2.128)$$

Диаметр светового барабана обычно составляет $\frac{1}{4} \div \frac{1}{3}$ расчетного пролета, что при симметричном полуциркульном или параболическом очертании свода соответствует центральному углу $30^\circ \div 40^\circ$. Следовательно, наклон радиальных швов зоны кладки, непосредственно воспринимающей давление барабана, составляет $15^\circ \div 20^\circ$ к вертикали.

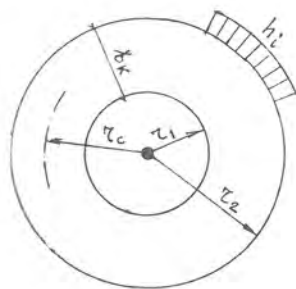


Рис. 2.22. К расчету кругового кольца

Опорное кольцо можно рассматривать как тяжело нагруженный конусный или пирамидальный замковый блок (рис. 2.23), расклинивающий кладку центральной зоны свода силами $h_{pi} = \frac{g_6}{\sin \alpha}$

Суммарная расклинивающая сила, действующая на один лоток, может быть вычислена по формуле

$$H_p = \frac{G_6}{n \cdot \sin \alpha} \quad (2.129)$$

здесь g_6 — вес полосы барабана, приходящейся на единицу ширины кольца и соответствующую элементарную полуарку;

G_6 — полный вес светового барабана;

n — число лотков;

α — угол наклона радиального шва кольца в плоскости центральной лотковой полуарки, — угол расклинивания.

Из формулы 2.129 следует, что расклинивающая сила всегда больше вызывающей ее нагрузки. В интервале $\alpha = 15^\circ \div 20^\circ$ она составляет $2,9 \div 3,8 g_6$. Таким образом, упирающиеся в кольцо лотковые полуарки испытывают

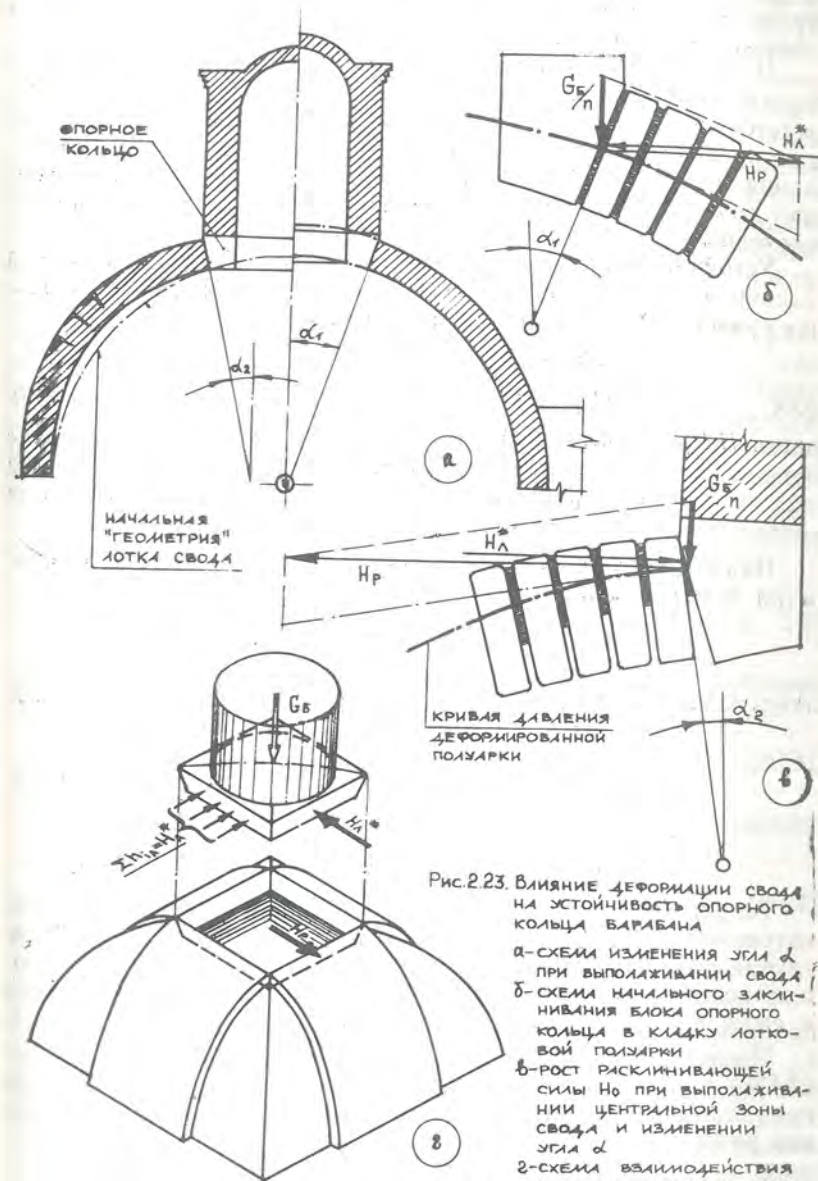


Рис. 2.23. Влияние деформации свода на устойчивость опорного кольца барабана

а — схема изменения угла α при выполаживании свода
б — схема начального заклинивания блока опорного кольца в кладку лотковой полуарки

в — рост расклинивающей силы H_p при выполаживании центральной зоны свода и изменении угла α

г — схема взаимодействия пространственного опорного блока ("призмы") и лотков сжатого свода

в верхней опоре действие сосредоточенной вертикальной силы G_6 , увеличивающей распор и стремящейся сдвинуть опоры, и горизонтальной силы H_p , раздвигающей опоры.

По мере деформации и выполаживания центральной зоны свода угол наклона швов в кольце уменьшается и приближается к нулю, а расклинивающая сила возрастает, достигая предела перед обрушением барабана. Случаи продавливания центральной зоны и падения барабана при деформации сомкнутого свода и особенно купола достаточно многочисленны.

Устойчивость кольца обеспечивается, если суммарный распор элементарных полуарок, обжимающих кольцо, больше суммарной расклинивающей силы, т. е.

$$\sum h_l > \sum h_p \quad (2.130)$$

или $H^*_{л} > H_p$
здесь $H^*_{л}$ — суммарный распор лотка от собственного веса его кладки и давления барабана, вычисляемый по формулам и рекомендациям предыдущих параграфов.

Например, для свода, изображенного на рис. 2.21. а, формула может быть расшифрована следующим образом

$$0,66 H_{л} + \frac{G_6 (2 l_a - D_6)}{8 f_{ц}} > \frac{G_6}{4 \sin \alpha}$$

здесь $0,66 H_{л}$ — распор полосы лотка шириной $0,375 L$, вычисленный от собственного веса кладки;

G_6 — полный вес барабана;

D_6 — диаметр барабана, расчетный диаметр кольца;

l_a — полупролет свода;

$f_{ц}$ — подъем центральной лотковой полуарки.

Теоретически можно представить и свод, опорное кольцо которого устроено заведомо в плоской зоне, где $\alpha=0$. В этом случае давление барабана может передаваться на обжимающие кольцо полуарки только с помощью сцепления раствора и силы трения в швах. Расклинивающая сила отсутствует.

Проверка устойчивости опорного кольца по формулам (2.130) необходима для деформированных сомкнутых сводов и куполов, а также в случаях реконструкции обрушенного или разобранного барабана.

2.4.8. Расчет крещатого свода

Крещатый свод может быть рассчитан либо как система 2-х пар главных пересекающихся арок, несущих тяжелую

центральный нагрузку, и 4-х диагональных полуарок, собирающих нагрузку с угловых частей свода, либо как система полуарок сомкнутого свода с центральными распалубками, разрезающими лотки до уровня зеркала или опорного кольца барабана (рис. 2.24). Вторая схема, видимо, более отражает случай, когда центральные арки и угловые части не выделены технологически — утолщением арок или швом. Ширина неявных главных полуарок в этом случае может быть определена по характеру нагрузки и другим конструктивным признакам, выделяющим центральный деформационный блок. На практике ширина арок приблизительно равна удвоенному расстоянию от края светового проема до заделки в лоток воздушной связи.

Количественное соотношение между распорами центральных арок и диагональных полуарок, вычисляемыми от собственного веса, может быть принято то же, что и в расчете сомкнутого свода с зеркалом (см. рис. 2.20), где центральная зона шириной $2/3 L$ собирает 66% суммарного распора лотка. При простом перекрытии лоткового выреза этот процент несколько выше, чем при ступенчатом, т. к. нагрузка на арки включает вес боковых стенок ограждения светового проема.

Следовательно, $H_{ц} = 0,33 \div 0,35 H_{л}$

$$\text{где } H_{л} = \frac{q_0 l_a^2 K_2 \Sigma m_i}{8 l_a} \quad (\text{см. 2.80})$$

Вес светового барабана G_6 , равномерно распределенный между арками, создает распор, приблизительно равный

$$H_{цк} \approx \frac{G_6 l_a}{8 f} \quad (2.131)$$

Суммарный распор и давление центральной арки крещатого свода могут быть вычислены по формулам

$$H_{ц} = 0,33 H_{л} + \frac{G_6 l_a}{8 f} \quad (2.132) \quad R_{ц} = 0,33 R_{л} + \frac{G_6}{8} \quad (2.133)$$

2.5. Рациональная форма свода

Форма арки или свода, при которой любое сечение под действием нагрузки работает в наиболее рациональном для кладки режиме, то есть симметрично обжато, является наиболее рациональной и отвечает условию $M_x = H f_x$, то есть безмоментной кривой. Буквальное выполнение этого условия означало бы необходимость следования формы свода эпюре так называемых балочных моментов, которая в зависимости от расположения нагрузок может иметь различные сложные, в том числе и несимметричные очертания.

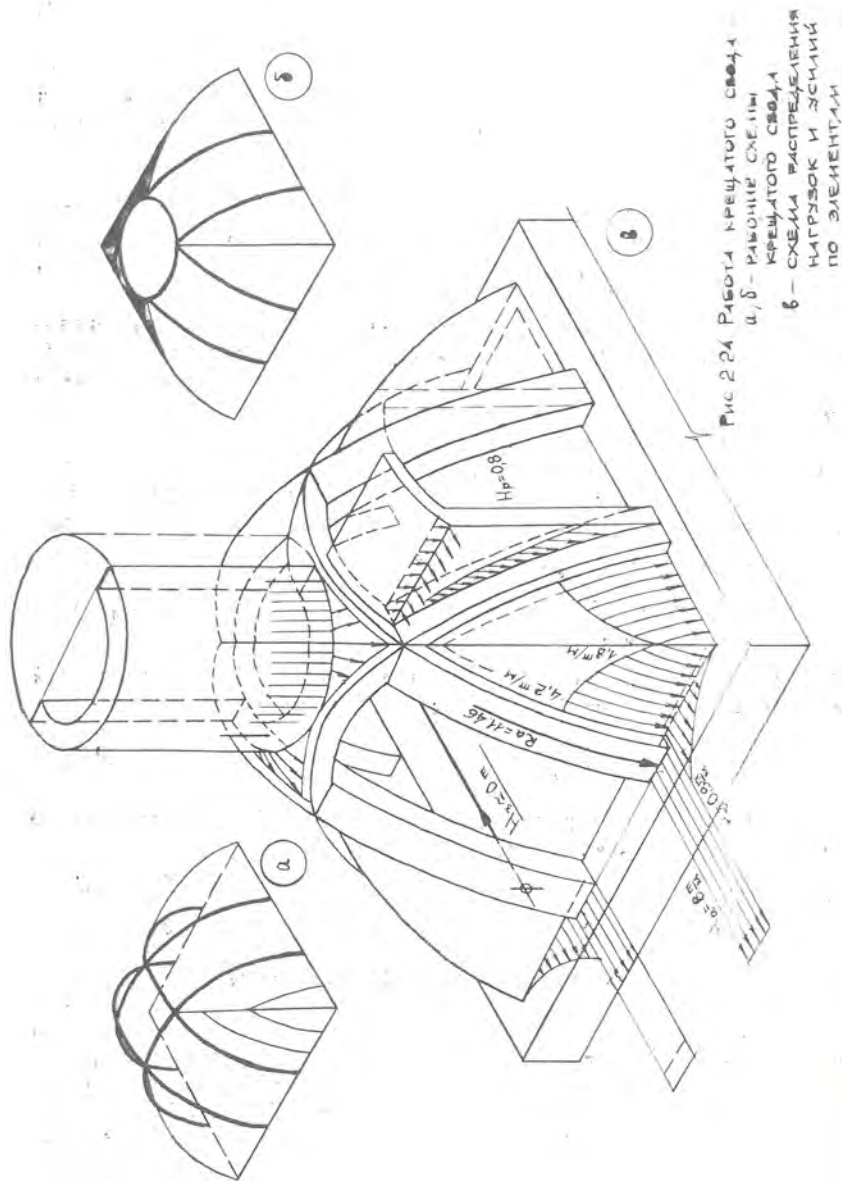


Рис. 2.24 Работа крещатого свода
а, б — рабочие схемы
крещатого свода,
в — схема распределения
нагрузок и усилий
по элементам

На практике большинство построенных сводов в силу технологических и эксплуатационных причин, а также из чисто эстетических соображений не являются абсолютно рациональными, их сечения обжаты несимметрично или испытывают напряжения разных знаков. Растянутая часть раствора способна воспринимать незначительные растягивающие напряжения от 0,02 до 0,15 мПа. Растянутая часть сечения может располагаться как с внутренней, так и с наружной поверхности свода в соответствии с характером эпюры моментов данной арочной формы. При центральной нагрузке на свод растяжение кладки обычно наблюдается в центральной трети пролета на нижней поверхности и в боковых третях — на верхней. Глубина растянутой части сечения растет пропорционально уменьшению высоты работающей сжатой зоны. Если в своде, сложенном в 1,5 или 2 кирпича, глубина растянутой зоны в нескольких смежных сечениях достигнет высоты одного кладочного ряда, то при отсутствии раствора в швах может быть выпадение отдельных кирпичей и целых блоков с нижней поверхности свода.

В 1,5 и 2 кирпича, причем нередко без нормальной перевязки рядов, выкладывались коробовые своды ранних построек XII—XV вв., а впоследствии — большепролетные цилиндрические и лотковые своды, или системы сводов над подклетами. Вообще же в русской архитектуре для сводов, перекрывающих пролеты до 6÷7,5 м, была характерна кладка в 1 кирпич. Поэтому даже при минимальной высоте сжатой зоны и почти полном раскрытии швов выпадение целых камней из работающих участков свода наблюдается редко.

Высота сжатой зоны сечения является основным показателем устойчивости и работоспособности арочной конструкции, сложенной из кирпича или камня. Для любого внецентренно сжатого сечения свода высота сжатой зоны приблизительно равна удвоенному расстоянию от точки приложения нормальной силы до ближайшего края сечения, то есть $h_c =$

$$= \left(\frac{h}{2} - e \right) 2 \quad (\text{рис. 2.25}),$$

где h_c — высота сжатой зоны;

h — полная высота сечения;

$e = \frac{M}{N}$ — эксцентриситет приложения нормальной силы относительно центра сечения.

Начальная высота сжатой зоны может сокращаться при любой деформации свода, например при его выполаживании.

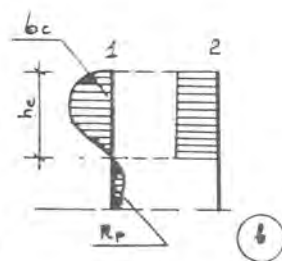
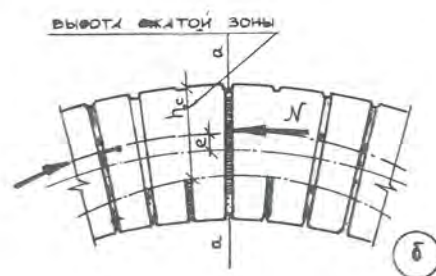
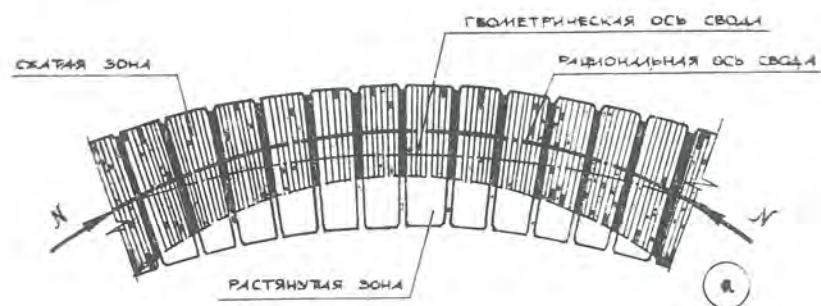


Рис. 2.25. Высота сжатой зоны сечений
 а — положение рациональной оси и сжатой зоны
 б — схема к расчету напряжений в кладке свода
 в — эпюры напряжений в сечении а-а для жесткой кладки (1), для слабой кладки (2)
 2 — выпадение кладочных элементов из растянутой зоны при отсутствии сцепления раствора

В незначительной степени это происходит уже при разоплубливании возводимой конструкции, когда обжимается и частично выдавливается из швов незатвердевший раствор. Главным образом, выполаживание связано со смещением пят сводов, длительным действием тяжелой нагрузки и старением строительного материала.

С уменьшением высоты сжатой зоны сечения напряжение в ней увеличивается, в то время как устойчивость арочного контура снижается.

Минимальная высота сжатой зоны, при которой конструкция еще сохраняет равновесие (устойчивость), зависит от многих факторов, в частности: от величины нагрузки и сжимающей нормальной силы N , от пролета свода, от качества строительного материала и др. Очевидно, что умеренно нагруженные своды из прочного материала, например пиленого белого камня, способны существовать при относительно меньшей высоте сжатой зоны, чем перегруженные конструкции, выполненные из низкосортного кирпича или в нерегулярной кладке.

Выполненные автором расчеты различных сводов показали, что высота сжатой зоны сечений на участках, соответствующих максимальным значениям положительных и отрицательных изгибающих (арочных) моментов редко превышает половину высоты сечения, а зачастую составляет всего 6—8 см при напряжениях в кладке от 0,3 до 0,8 мПа. На менее ответственных участках напряжение обычно не превышает 0,2—0,4 мПа (для пролетов 6—8 м). Приведенные данные свидетельствуют, с одной стороны, о большом, 3—4-х кратном первоначальном запасе сечения, с другой — о реальной возможности быстрой потери несущей способности сводов при поверхностном разрушении кладки, например ее размораживании, резко снижающем действительную высоту сжатой зоны.

Вычисленную теоретически высоту сжатой зоны сечения иногда представляется возможным проконтролировать измерением (зондированием) глубины раскрытых швов, что, например, было выполнено на уже упомянутых сводах Большой трапезной палаты Троицкого собора астраханского кремля, на некоторых новгородских и московских объектах. Так, для свода Успенского собора Московского Кремля зафиксированная глубина пустых швов (будучи несколько меньше высоты растянутой зоны сечения) составляла от 9 до 24 см при толщине свода в 1 кирпич (28,5—30 см). Наименьшая высота сжатых сечений и наибольшие напряжения в кладке отмечены вблизи границ висячих зон (см. п. 3.2.2), причем возрастание напряжений с 0,3 до 0,7—1,0 мПа происходит в пределах пограничных полос шириной 0,3—0,5 м.

2.6. Расчет кирпичных и каменных арок

Расчет кирпичной и каменной арки (полуарки), символизирующей самостоятельную конструкцию, отдельный деформационный блок или характерную деталь свода, может быть сведен к проверке несущей способности ее сжатой зоны, — другими словами, безмоментной арки, вписанной в существующую с эксцентриситетом рациональной оси относительно геометрической $e = \frac{M}{N}$. Расчетные схемы кирпич-

ных и каменных арок, не имеющих конструктивно выделенных шарниров, следует принимать в зависимости от жесткости кладки и характера деформаций-прогибов, раскрытых швов, отдельных глубоких трещин и др. Например, глубокие трещины, расчленяющие арку (свод) на несколько крупных, соответствующих шарнирам расчетных схем и образуют как устойчивые одно-трехшарнирные, так и мгновенно изменяемые многшарнирные схемы, возможные лишь при условии симметричного обжатия арки рациональной нагрузкой или в пространственной системе свода. По одно- и трехшарнирной схеме деформируются арки из жесткой кладки под действием тяжелой центральной нагрузки или при горизонтальной подвижке пят (рис. 2.26). Полуарки, не создающие вертикальной реакции в верхней опоре, работают (деформируются) как половины трехшарнирных или одношарнирных арок. Арки любого очертания, деформирующиеся под действием постоянной или временной нагрузки с плавным раскрытием швов на нижней поверхности в центральной трети пролета и на наружной поверхности в боковых третях, могут рассматриваться как двухшарнирные (или бесшарнирные, если величина внутренней пары $M' = R_p h_p Z$ и момент от внешних сил соизмеримы). Последнее условие относится, главным образом, к коротким аркам $l/\delta \leq 8$, сложенным на жестком растворе. В большинстве же случаев эффект защемления пят незначителен, и им можно пренебречь для упрощения расчета.

Момент и нормальная сила в любой точке двухшарнирной арки без затяжки (однажды статически неопределимая система) вычисляются методом сил по формулам:

$$M = M_p^0 + \bar{M}_1 X_1 \quad (2.134)$$

$$N = N_p^0 + \bar{N}_1 X_1 \quad (2.135)$$

В дважды статически неопределимых системах (двухшарнирная арка с затяжкой, бесшарнирная арка с симметричной нагрузкой)

$$M = M_p^0 + \bar{M}_1 X_1 + \bar{M}_2 X_2 \quad (2.136)$$

$$N = N_p^0 + \bar{N}_1 X_1 + \bar{N}_2 X_2 \quad (2.137)$$

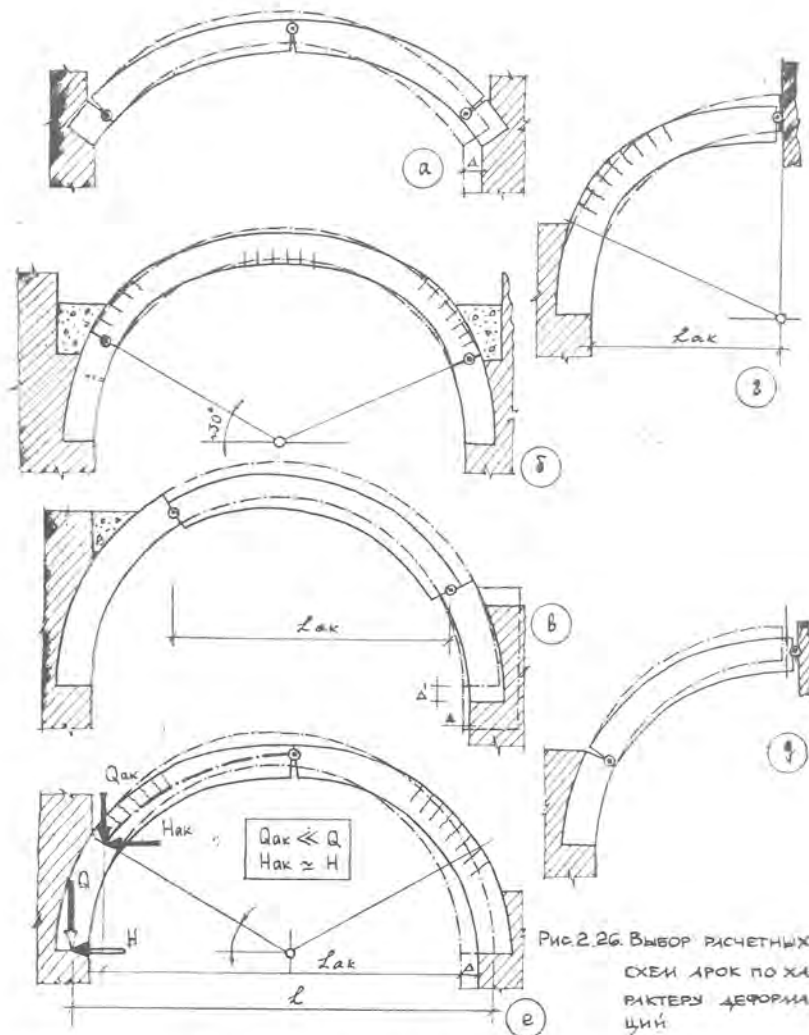


Рис. 2.26. Выбор расчетных схем арок по характеру деформаций

- а — трехшарнирная арка — деформация при подвижке опоры
- б — неменяя двухшарнирная арка — деформация под нагрузкой
- в — двухшарнирная арка — результат просадки и подвижки опоры
- г — половина одношарнирной арки — деформация при опускании звенья
- д — половина трехшарнирной арки — деформация при опускании звенья
- е — активный участок одношарнирной арки

Внутренние усилия трижды статически неопределимых систем (двухшарнирная арка с двумя затяжками, то есть с двумя уровнями воздушных связей, бесшарнирная арка с несимметричной нагрузкой или с одной связью) определяются формулами:

$$M = M_p^0 + \bar{M}_1 X_1 + \bar{M}_2 X_2 + \bar{M}_3 X_3 \quad (2.138)$$

$$N = N_p^0 + \bar{N}_1 X_1 + \bar{N}_2 X_2 + \bar{N}_3 X_3 \quad (2.139),$$

где M_p^0 и N_p^0 — соответственно момент и нормальная сила от нагрузки в основной системе,

$\bar{M}_1$ и $\bar{N}_1$ — момент и нормальная сила от условной единичной нагрузки X_1 , X_2 , X_3 , приложенной к основной системе,

X_1 и X_2 — так называемые лишние неизвестные, приложенные к основной системе взамен устраненных лишних связей и определяемые решением системы канонических уравнений, преобразующейся в зависимости от числа неизвестных.

Для дважды статически неопределимой системы:

$$\left. \begin{aligned} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + \Delta_{1p} &= 0 \\ X_1 \delta_{12} + X_2 \delta_{22} + \Delta_{2p} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.140)$$

При одном неизвестном уравнение имеет вид:

$$X_1 \delta_{11} + \Delta_{1p} = 0 \quad (2.141)$$

Коэффициенты уравнений δ_{ii} , δ_{ik} , Δ_{ip} представляют перемещения в основной системе от действия единичных сил, приложенных вместо лишних неизвестных:

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \Sigma \int \frac{\bar{M}_1 \bar{M}_1}{EJ} ds + \Sigma \int \frac{\bar{N}_1 \bar{N}_1}{EF} ds \\ \delta_{12} &= \Sigma \int \frac{\bar{M}_1 \bar{M}_2}{EJ} ds + \Sigma \int \frac{\bar{N}_1 \bar{N}_2}{EF} ds \\ \delta_{22} &= \Sigma \int \frac{\bar{M}_2 \bar{M}_2}{EJ} ds + \Sigma \int \frac{\bar{N}_2 \bar{N}_2}{EF} ds \\ \Delta_{1p} &= \Sigma \int \frac{\bar{M}_1 M_p^0}{EJ} ds + \Sigma \int \frac{\bar{N}_1 N_p^0}{EF} ds \\ \Delta_{2p} &= \Sigma \int \frac{\bar{M}_2 M_p^0}{EJ} ds + \Sigma \int \frac{\bar{N}_2 N_p^0}{EF} ds \end{aligned} \quad (2.142)$$

Интегралы перемещений (интегралы Мора) могут быть вычислены с достаточной точностью перемножением эпюр $M_1 \times M_1$, $M_1 \times M_p$ и т. п. Для этого арка с построенными на ней эпюрами $\bar{M}_1$ и $\bar{N}_1$ от сил $X_1=1$ и $X_2=1$, а также эпюрами $\bar{M}_p^0$ и $\bar{N}_p^0$ от заданной нагрузки разбивается на отдельные участки, и криволинейная ось арки заменяется вписанной в нее полигональной осью, каждое звено которой ds служит основанием для соответствующего участка площади эпюры. Перемножение площадей эпюр выполняется по правилу Верещагина с использованием таблицы (см. табл. 2.12). Точность расчета зависит от степени приближения длины ломаной к криволинейной оси, то есть от количества суммируемых участков. Рекомендуемое их число 6—8 на полуарку при симметричной нагрузке.

В двухшарнирной (однажды статически неопределимой) арке за лишнее неизвестное X_1 обычно принимается распор H , вычисляемый по формуле

$$H = - \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} \quad (2.143)$$

Подставляя значения грузовых (Δ) и единичных (δ) перемещений, получаем

$$H = - \frac{\Sigma \int \frac{\bar{M}_1 \bar{M}_p^0}{EJ} ds + \Sigma \int \frac{\bar{N}_1 \bar{N}_p^0}{EF} ds}{\Sigma \int \frac{\bar{M}_1 \bar{M}_1}{EJ} ds + \Sigma \int \frac{\bar{N}_1 \bar{N}_1}{EF} ds} \quad (2.144)$$

Следует заметить, что влияние продольных сил является весьма заметным для пологих арок большой толщины ($\delta > 0,1l$), а также для арок, близких к безмоментным. В тех же случаях, когда $f > \frac{l}{5}$ и $\delta < 0,1l$ можно принимать

$$H = - \frac{\Sigma \int \frac{\bar{M}_1 M_p^0}{EJ} ds}{\Sigma \int \frac{\bar{M}_1 \bar{M}_1}{EJ} ds} \quad (2.145)$$

На практике интегрирование часто заменяется приближенным суммированием

$$H = - \frac{\Sigma y M_p^0 \frac{J_0}{J} \Delta S + \Sigma N_p^0 \cos \varphi \frac{J_0}{F} \Delta S}{\Sigma y^2 \frac{J_0}{J} \Delta S + \Sigma \cos^2 \varphi \frac{J_0}{F} \Delta S} \quad (2.146)$$

	$\frac{s b d}{3}$	$\frac{s b}{6} (2d + c)$	$\frac{s b}{6} (2d - c)$
	$\frac{s a d}{6}$	$\frac{s a}{6} (2c + d)$	$\frac{s a}{6} (-2c + d)$
	$\frac{s d}{6} (2b + a)$	$\frac{s}{6} (2ac + 2bd + ad + bc)$	$\frac{s}{6} (2bd - 2ac + ad - bc)$
	$\frac{s d}{6} (2b - a)$	$\frac{s}{6} (2bd - 2ac + bc - ad)$	$\frac{s}{6} (2ac + 2bd - bc - ad)$
	$\frac{s f d}{12}$	$\frac{s f}{12} (3c + d)$	$\frac{s f}{12} (d - 3c)$
	$\frac{s f d}{4}$	$\frac{s f}{12} (3d + c)$	$\frac{s f}{12} (3a - c)$
	$\frac{s f d}{3}$	$\frac{s f}{3} (c + d)$	$\frac{s f}{3} (d - c)$
	$\frac{s d}{6} (2f' + b)$	$\frac{s}{6} (ca + 4cf' + db)$	$\frac{s}{6} (4ef' - ca + db)$

или

$$H = \frac{\sum y M_p^0 \frac{I_0}{J} \Delta S}{\sum y^2 \frac{I_0}{J} \Delta S} \quad (2.147)$$

Суммирование удобно проводить в табличной форме (см. табл. на стр. 94).

Здесь: ΔS — длина участка суммирования;

I и F — соответствующий момент инерции и площадь данного сечения;

I_0 — момент инерции замкового сечения;

φ — угол наклона оси участка к горизонтали;

y — координата сечения;

M_p^0 — грузовой момент в основной системе;

N_p^0 — нормальная сила в основной системе.

Приведенным методом могут быть определены моменты и нормальные силы в арках и полуарках любой формы (круговых, параболических, трехцентровых и др., а также несимметричных и деформированных), несущих произвольную нагрузку. В симметричных параболических арках, удовлетворяющих условию $\frac{J}{J_0 \cos \varphi} = 1$, значения распора H_a

и H_b и момента в замке M_c (а в бесшарнирных арках и опорного момента M_a/M_b) удобно определять по таблицам расчетно-теоретических справочников. При этом для подсчета нормальных сил и моментов в других сечениях табличные сечения H и M_c следует использовать в качестве лишних неизвестных X_1 и X_2 (в формулах 2.140, 2.141); аналогичным образом для определения внутренних сил в произвольных полуарках могут быть использованы значения элементарных распоров, приведенные в табл. 2.2 настоящей работы.

Определив через M и N эксцентриситет приложения продольной силы относительно центра тяжести и, следовательно, высоту сжатой зоны каждого сечения, можно проверить напряжения в кладке центрально сжатых сечений по формулам:

$$\sigma = \frac{N}{F_c \varphi} \quad (2.148)$$

или

$$N \leq \varphi R F_c \quad (2.149)$$

Здесь N — нормальная сила в данном сечении;

R — расчетное сопротивление кладки сжатию, определяемое по табл. 2—12 СНиП 11-В2-62;

Составляющие перемещений														
N сеч.	Δ S	F	J	cos φ	M ⁰ _p	N ⁰ _p	y	единичных				грузовых		
								y ² $\frac{J_0}{J}$ Δ S	cos ² φ $\frac{I_0}{F}$ Δ S	I ₀ φ $\frac{J_0}{J}$ Δ S	M ⁰ _p y $\frac{J_0}{J}$ Δ S	N ⁰ _p cos φ $\frac{J_0}{J}$ Δ S		

 F_c — площадь сжатой зоны сечения;

φ — коэффициент продольного изгиба арки, принимаемый в зависимости от гибкости арки

$$\lambda = \frac{S_0}{h_c} \text{ и упругой характеристики кладки } \alpha$$
(см. табл. 14 СНиП II-V2-62);

S_0 — расчетная длина арки, принимаемая $0,58 S$ — для трехшарнирной арки, $0,54 S$ — для двухшарнирной арки, $0,37 S$ — для бесшарнирной арки (см. табл. 32 СНиП 11-21);

S — длина участка арки, способного свободно деформироваться в соответствии с принятой расчетной схемой, то есть длина оси арки между условными шарнирами или заделками опорных сечений.

Свободная длина S может быть существенно меньше полной длины геометрической оси арки при глубокой заделке в кладку стен, наличии высоких распалубок или плотной забутки пазух, то есть при действии факторов, препятствующих деформации приопорных участков наружу. Последний фактор относится к подъемистым сводам, где забутка как бы заклинивает пазуху. В пологих сводах забутка служит для снижения влияния временной или несимметричной постоянной нагрузки и, снижая деформативность контура, не изменяет свободной длины арки.

Анализ деформаций сводов, в том числе и на стадии обрушения, выявляет довольно четкую границу между деформирующейся активной и неподвижной частями арочного контура, проходящую приблизительно на уровне центра тяжести забутки или в зоне радиальных сечений (швов) с углом наклона $30-40^\circ$ (см. рис. 2.26). Пролет активного участка свода $L_{ак}$ может составлять $70-85\%$ полного пролета свода в осях L . Неподвижные консольные части (или вынесенные опоры), достигающие $7-15\%$ полного пролета, испытывают отрывающее действие опорного давления активной арки и прижимающее действие ее распора. Следует заметить, что это опорное давление почти вдвое меньше, чем полное, в то время как распор практически не отличается.

Двухстадийный расчет — активной арки и вынесенной опоры — предпочтителен для подъемистых арок и сводов с глубокой забуткой пазух как отвечающий их кинематической схеме и дающий более реалистические значения внутренних усилий, чем при расчете арок полного пролета. Своды с открытыми пазухами, но глубоко заделанные в кладку стен (то есть где $L_{ак} \approx L$), следует рассчитывать по обычной схеме, учитывая лишь изменение свободной длины S при

определении коэффициента продольного изгиба φ . При несимметричной нагрузке деформация приопорных участков (вниз) возможна, поэтому заделка должна учитываться несимметрично.

Площадь сжатой зоны сечений определяется по формуле:

$$F_c = h_c b \quad (2.150)$$

где h_c — высота сжатой зоны сечения $h_c = \left(\frac{h}{2} - e \right) 2$;

h — полная высота сечения;

b — расчетная ширина сечения.

В зависимости от рабочей схемы арки, вида нагрузки и особенностей кладки ширина b может приниматься:

1) для отдельных арок и полуарок — подпружных, разгрузочных, перемычек, арбутанов и т. п. — по фактической ширине конструкции ($b = B$);

2) для укрупненных элементарных арок, символизирующих отдельный деформационный блок в системе свода и выделенных конструктивно — проемами, деформационными швами, характером кладки или трещинами — по ширине данного деформационного блока.

2.7. Расчет подпружных арок и парусов крестово-купольной системы

Подпружные арки крестово-купольной системы работают как перемычки, несущие часть кладки барабана, опорного кольца и парусов. Паруса являются нагрузкой арок только в процессе кладки, когда их верхняя кромка свободна (консольна); по окончании кладки опорного кольца барабана паруса, упираясь в него, начинают работать как самостоятельные распорные конструкции, передающие давление и распор на столбы и далее на элементы жесткости.

Подпружные арки, нагружаемые кладкой барабана, деформируются, занимая в конечном счете положение, отвечающее равновесию между нагрузкой на арку, сжимаемостью ее кладки (раствора) и податливостью опорных частей. Естественная осадка арок с выдавливанием из швов лишнего раствора при обжатии происходит при снятой или податливой опалубке и медленном твердении раствора. Арки, сложенные на быстротвердеющем растворе или длительное время выдерживаемые на жесткой опалубке, незначительно деформируются за счет усадки раствора.

Вслед за обжатием арок садится часть лежащей на них кладки барабанов, образуя слабообжатые зоны, иногда выраженные искривленными швами или даже сходящимися просадочными трещинами, — в этих случаях нагрузка на

арки может быть определена точно по факту. При неявно выраженных границах нагрузку на арки следует назначать как на обычные перемычки (с учетом возраста кладки), однако в качестве расчетного пролета принимать активный участок арки. Свободной деформации подпружных арок, несущих световой барабан, препятствует, помимо глубокой заделки пят в стены и столбы (см. п. 2.6), и кладка парусов. В зависимости от подъемистости арок активный участок может составлять 50—65% их пролета. Пологая арка более деформативна, чем высокая, например, полуциркулярная, следовательно, ее активный участок и нагрузка при прочих равных условиях выше.

Собственная нагрузка подпружных арок, определяемая как вес просадочного блока незатвердевшей кладки над активным участком, может быть вычислена по формуле

$$Q_a = \frac{1}{3} L_{ак}^2 \times \delta_b \gamma \quad (2.151)$$

где $L_{ак}$ — пролет активного участка арки;

δ_b — толщина кладки барабанов и парусов;

γ — плотность кладки.

Как следует из формулы 2.151, значение Q_a и, следовательно, собственный распор подпружных арок невелики. Например, для полуциркулярной арки пролетом $L = 6,0$ м ($L_{ак} = 3,0$ м), несущей глухой барабан толщиной 0,6 м, вес грузового блока составит

$$Q_a = \frac{1}{3} 3,0^2 \times 0,6 \times 2,0 = 3,6 \text{ т,}$$

а распор приблизительно — 1,4 т.

Формула 2.151 справедлива для определения нагрузки от сплошной перевязанной кладки барабана, нерасчлененной сквозными трещинами, проломами и т. п. (Световые проемы, как правило, располагаются достаточно высоко над подпружными арками и полосу сбора нагрузки при ее высоте

$$\frac{1}{6} \sim \frac{1}{4} L$$

не перерезают). Нагрузка на арки от несвязанных блоков кладки должна учитываться по факту.

Большую часть нагрузки от барабана и конструкций завершения несут паруса. Паруса крестово-купольной системы представляют части сферы, заключенные между опорным кольцом барабана и подпружными арками. Если столбы, пилоны или стены выложены выше пят подпружных арок, паруса упираются в кладку столбов и забутку пазух. Как

отмечалось выше, пологая часть паруса деформируется вместе с аркой, как ее нагрузка, и самостоятельного распорного значения практически не имеет. Поэтому в качестве распорного элемента рассматривается угловая зона паруса, расположенная в плане внутри клина с центральным углом $25-40^\circ$ симметрично диагональному сечению.

Рабочую схему паруса можно представить как систему радиальных элементарных полуарок, передающих давление и распор от нагрузки на неактивные угловые части арок и несущий их столб. Нагрузкой каждой элементарной полуарки служит вес кладки полосы барабана и сектора самого паруса (рис. 2.27). Хотя реакции элементарных полуарок не являются абсолютно равными, упрощенную рабочую схему паруса можно представить в виде одной укрупненной полуарки, соответствующей геометрической оси диагонального сечения паруса. Тогда суммарный распор паруса вычисляется по формуле

$$H_n = \frac{Q_6 l_6 + Q_n l_n}{l_n} \quad (2.152)$$

где Q_6 — вес кладки барабана $= \frac{G_6}{4} - Q_n$;

Q_n — вес кладки паруса;

f_n — стрела центральной полуарки паруса.

При остром и подъемистом парусе формула 2.152 может быть упрощена

$$H_n = \frac{Q_6 \times l_6}{f_n} \quad (2.153)$$

Распор парусов значительно превышает собственный распор подпружных арок. Так, например, теоретический диагональный распор сферического паруса, несущего барабан диаметром $D_6 = 6,0$ м, высотой 7,2 м при толщине стен 0,6 м, приблизительно составляет:

$$H_n = \frac{(3,14 \times 6,0 \times 7,2 \times 0,6 \times 1,8 - 3,6) \times 1,15}{4 \times 3,0} = 14,2 \text{ т.}$$

Паруса объединяются опорным кольцом, которое представляет пояс кольцевой кладки, служащий, с одной стороны, основанием для цилиндра барабана, а с другой — верхней опорой элементарных полуарок парусов. Опорное кольцо может быть выделено конструктивно — белокаменным рядом или большей, чем толщина стен барабана, шириной. Кроме того, для возможности передачи распора шов сопряжения кольца с парусами выполняется наклонным (по конической поверхности). Широкое, перекрывающее подпружные арки и паруса кольцо сферической или другой формы иногда называется постаментом барабана.

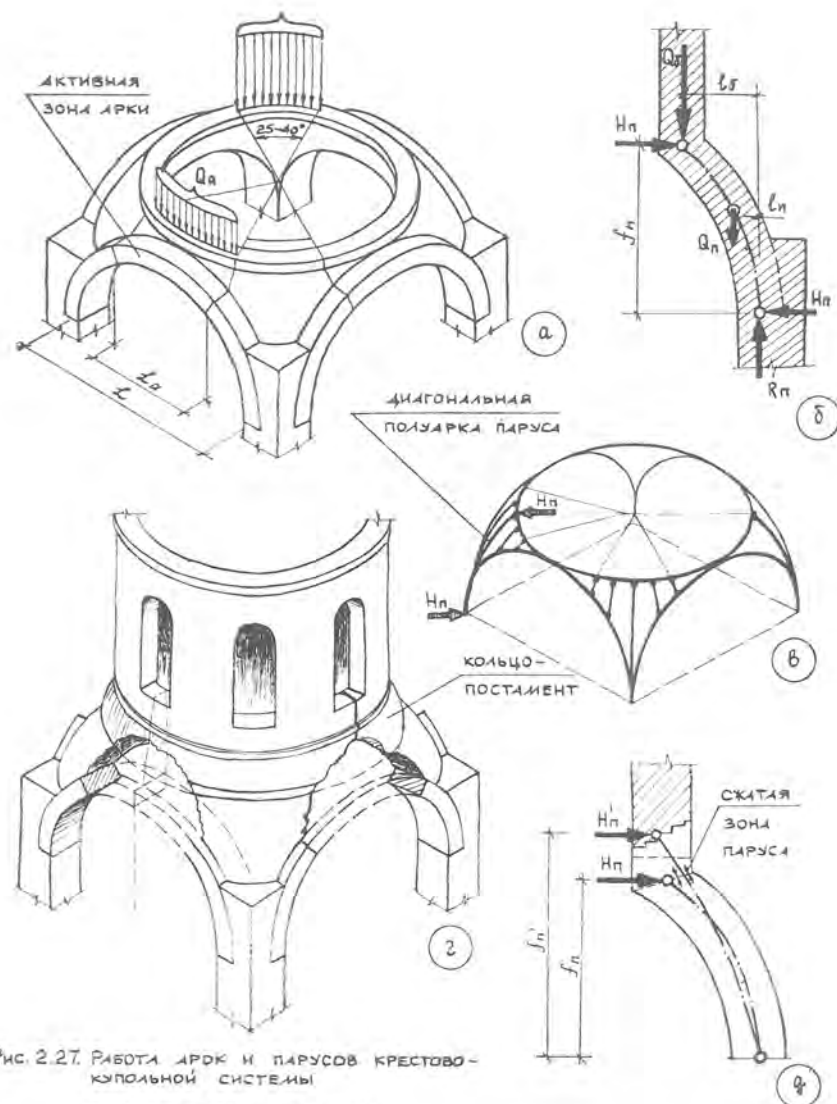


Рис. 2.27. РАБОТА АРК И ПАРУСОВ КРЕСТОВО-КУПОЛЬНОЙ СИСТЕМЫ

а — схема сборки нагрузок

б — нагрузки и реакции диагональной полуарки паруса

в — рабочая схема системы

г — устойчивое положение барабана при обрушенных арках

д — изменение уровня опорного кольца и стрелы паруса

При образовании трещин или даже выпадении кладки из центральной части подпружных арок и кольца, обжатая кольцевая зона, воспринимающая распор парусов, может перемещаться вверх по барабану, пока кривая давления диагональной полуарки паруса вписывается в толщину кладки сопряжения (см. рис. 2.27). Примером работы парусов, несущих вес светового барабана при полностью выключенных (просевших) подпружных арках, служит, например, современное состояние Георгиевского собора в Старой Ладоге (II пол. XII в.). С повышением уровня опорного кольца распор парусов уменьшается, однако сокращается и рабочая ширина паруса и особенно его сжатая зона. Поэтому напряжения в кладке паруса возрастают.

Суммарный распор паруса и подпружной арки воспринимается наиболее жестким элементом объема — поперечной диафрагмой или, главным образом, угловым модулем. Работой диагональных жесткостных модулей объясняется факт существования многих деформированных и расчлененных трещинами объемов крестово-купольной системы с малой поперечной жесткостью при неработающих воздушных связях, например, Успенского собора Тихвинского монастыря (XVI в.), Николо-Дворищенского собора в Новгороде (1113 г.) и др. Теоретический распор центральных подпружных арок и парусов, вычисленный по формулам (2.152, 2.153), существенно корректируется при учете сцепления кладочного раствора в сечениях, то есть разгружающего действия внутренней пары (см. п. 3.1.2).

2.8. Работа связевого каркаса распорных систем

2.8.1. Роль воздушных связей в системах «арка с затяжкой»

Воздушные связи арочных конструкций, будучи расположены в разных уровнях относительно пят, могут иметь неодинаковые функции и по-разному формировать внутренние усилия в сводах.

Затяжки в уровне пят

Затяжки в уровне пят арок и сводов воспринимают:

а) полный распор, если опорные конструкции способны нести лишь вертикальную нагрузку (стойки открытых павильонов и галерей, перекрытых цилиндрическими сводами на распалубках и подпружных арках или крестовыми сводами);

б) «излишек» распора, не воспринимаемый опорными конструкциями в силу их недостаточной устойчивости (кре-

стово-купольные и другие арочно-сточные системы при значительных пролетах и умеренных толщинах несущих стен и столбов).

Затяжки в уровне пят могут быть поставлены и конструктивно как элементы объемного связевого каркаса в сооружениях, где распор гасится совместной работой вертикальных и горизонтальных элементов жесткости.

В перечисленных случаях воздушные связи являются либо основными, либо, главным образом, вспомогательными элементами, обеспечивающими несмещаемость опор арок и сводов по горизонтали при просадках и других деформациях вертикальных опорных конструкций.

Затяжки выше уровня пят сводов

Затяжки выше уровня пят воспринимают лишь часть теоретического полного распора, то есть самостоятельно не гарантируют неподвижности пят сводов. Невосприятая часть распора передается на опорные конструкции. Являясь внутренними связями, затяжки препятствуют деформации наружу боковых участков сводов и провису замковой части, что имеется при симметричной центральной нагрузке. Постановка затяжки существенно корректирует характер изгибающих моментов, действующих при данной нагрузке в арке (сечении свода) без связи, в частности, сдвигает вверх зону максимального отрицательного момента. Абсолютные значения моментов при этом снижаются в 2 и более раз, соответственно уменьшается величина эксцентриситетов $e = \frac{M}{N}$ и напряжений в кладке. Наиболее эффективна установка воздушных связей в уровне действия максимального отрицательного момента, вычисленного для начальной схемы арки. На практике это соответствует интервалу отметок $\left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} f \right)$, считая от уровня опорного сечения. В некоторых случаях затяжки ставятся в двух уровнях для погашения моментов от больших сосредоточенных нагрузок в очень подъемистых сводах (рис. 2.28). Затяжки выше пят характерны для цилиндрических, сомкнутых и крещатых сводов средних и больших пролетов.

2.8.2. Конструкции связей

Воздушные связи арочных конструкций обычно выполнялись из металлических кованых стержней, иногда из деревянных брусьев или бревен. Заделка концов деревянных связей осуществлялась поперечной врубкой в пояса стено-

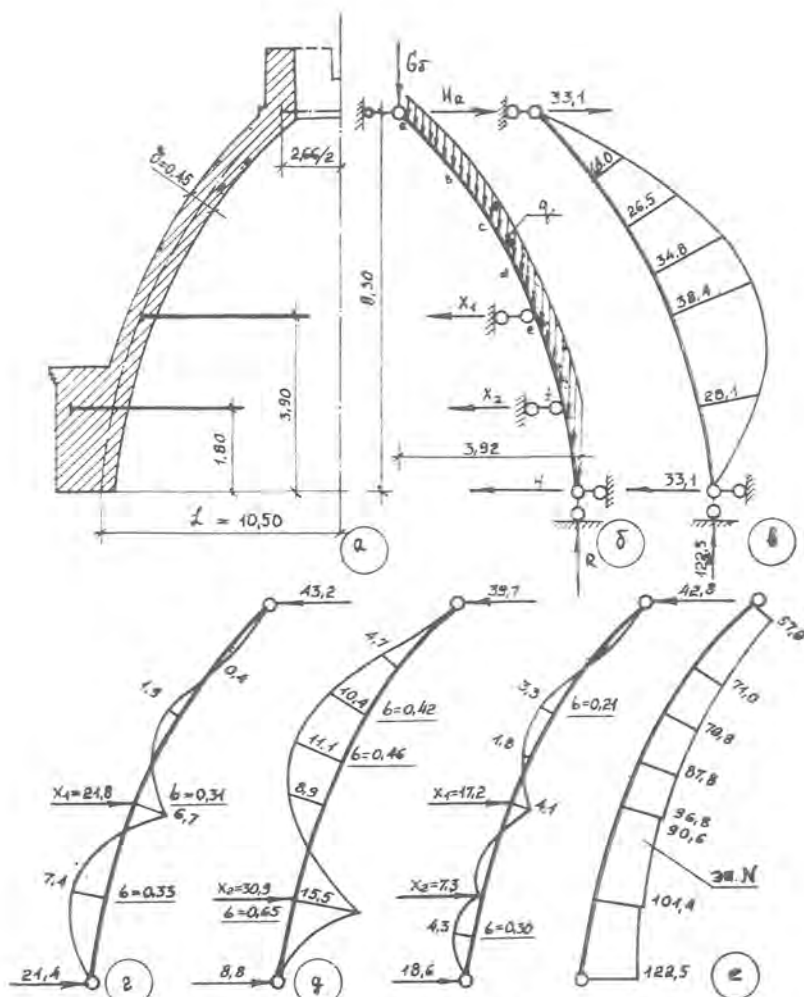


Рис. 2.28. Влияние воздушных связей на распределение внутренних усилий в центральной полуварке сожнутого свода (без учета заделки опорного участка в кладку стены)

- а — геометрия полуварки
- б — расчетная схема
- в — эпюра M_0 (кНм) в полуварке без затяжки
- г — эпюра M в полуварке с затяжкой
- д — эпюра N в полуварке с затяжкой на опорном сечении
- е — эпюры M (кНм) и N (кН) в полуварке с затяжкой в двух уровнях

вых связей, уложенных в специальные каналы. Поскольку расположение поясов не всегда совпадает с рациональным уровнем восприятия распора сводов, систему деревянных связей можно, видимо, рассматривать и как строительный каркас, препятствующий поперечной деформации кладки стен на стадии их возведения. По окончании строительства стеновые связи включались в работу распорной системы как анкерные и распределительные элементы воздушных связей.

В начальный период существования деревянные связи могли быть достаточно эффективны, причем не только как затяжки, но, благодаря большой жесткости, и как распорки. В дальнейшем, по мере обмятия врубок, загнивания и разрушения материала деревянные связи постепенно выходили из строя и, в первую очередь, как затяжки.

Продолжительность жизни деревянного связевого каркаса зависела от качества древесины, плотности и влажности кладки, особенностей эксплуатации помещения и других причин. При раскрытии зондажей иногда встречаются сравнительно хорошо сохранившиеся части стеновых связей XIV—XVII вв. В целом же, к настоящему времени деревянные стеновые связи либо дошли сильно разрушенными, либо полностью распались, оставив на своем месте пустые каналы, ослабляющие кладку. Деревянные воздушные связи повсеместно утрачены и иногда заменены на металлические.

Металлические связи XV—XIX вв. выполнялись из брусков кованого железа прямоугольного профиля или полос сечением от 10 до 50 см. Короткие отдельные элементы воздушных связей соединялись так называемым свариванием, то есть расковкой в горячем состоянии наложенных концов двух стержней. Звенья стеновых блоков соединялись аналогично или с помощью поперечных штырей, заводимых в концевые проушины. Концы воздушных связей заделывались в кладку несущих конструкций, причем анкеровка могла быть наружной (шпильки видны на фасаде) или внутренней. Воздушные связи в сооружениях конца XIX в. имели анкера различных типов, в том числе и натяжные.

Большие усилия, возникающие иногда в связях, приводили к местному смятию, продавливанию кладки под анкерными частями, поэтому под шпильки анкеров нередко подкладывались блоки белого камня, распределяющие реакцию заделки связи на большую площадь. Блоки белого камня и валуны иногда использовались как самостоятельные анкерные элементы (рис. 2.29). В московском Успенском соборе воздушные связи «второй очереди» (XVII в.), прорезающие распалубки сводов центрального нефа, закреплены, например, за хомуты, охватывающие угловые барабаны (см. рис. 2.29).

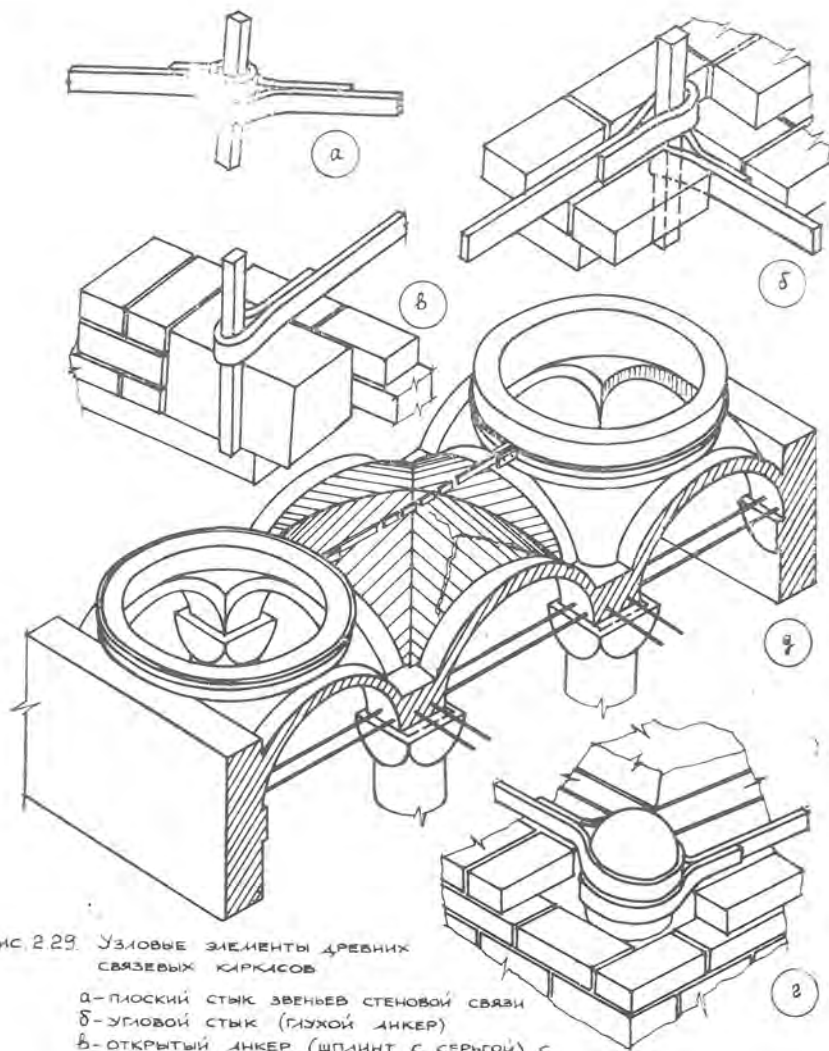


Рис. 229. Узловые элементы древних
связевых кирпичей

- а — плоский стык звеньев стеновой связи
- б — угловой стык (глухой анкер)
- в — открытый анкер (шплинт с серьгой) с прокладкой из белого камня
- г — анкер в качестве углового анкера и подкладки стеновой связи
- д — использование световых барабанов для анкеровки связи (противопавильонное крепление XVIII в. в Успенском соборе Московского Кремля)

Шарнирный тип соединения и малая жесткость металлических связей исключали возможность их работы в качестве распорок или изгибаемых распределительных элементов. Однако как строительный каркас (см. выше) металлические связи использовались; причем в XVIII—XIX вв. стены зданий часто имели двухветвевой каркас с симметричным расположением поясов вблизи внутренней и наружной поверхности на глубине 14—15 см. Стеновые связи закладывались в расширенные вертикальные швы, образуемые сколом или раздвижкой кирпичей.

2.8.3. О работе воздушных связей

Как отмечалось выше, роль воздушных связей в работе древних распорных конструкций не является определяющей. Действительно, трудно привести пример обрушения или резкой деформации под действием распора системы, вдруг лишившейся воздушной связи. С другой стороны, известно множество примеров длительного безаварийного существования памятников с изогнутыми, оборванными или срезанными связями. Причем речь идет не о массивных или обстроенных зданиях с заведомо погашенным распором, а о вполне серьезных большепролетных сооружениях крестово-купольной, палатной и других систем.

Податливость анкеров, температурные деформации металла при морозах и пожарах, коррозия затяжек и шплинтов, наконец, гниение деревянного связевого каркаса, — все это не позволяет считать воздушные связи долговременным и равнопрочным звеном древних распорных систем и, тем более, ставить самую возможность существования памятников в зависимость от их наличия.

Воздушные связи активно работают как арочные затяжки при возведении здания и в течение всего периода твердения кладочного раствора. На этой стадии стены, столбы и диафрагмы еще не создают устойчивого опорного контура для сводов. Распор же сводов или, например, подпружников арок, несущих полный вес незатвердевшей кладки стен и световых барабанов, значительно выше их действительного распора от фактической длительной нагрузки.

В дальнейшем, при спокойной статике сооружения, функция воздушных связей может быть пассивной, профилактической. Контрольные измерения напряжений в связях показывают в таких памятниках минимальные или нулевые усилия. Исключения составляют большепролетные здания XIX—XX столетий с заведомо напряженным связевым каркасом.

В случае деформации вертикальных несущих конструкций воздушные связи могут препятствовать взаимному горя-

зонтальному смещению пят сводов и арок. Связи включаются в работу и при увеличении нагрузки на своды, а также при изменении общей рабочей схемы здания в связи с перестройками объема или разрушением отдельных элементов. Наблюдаемые на некоторых внешних благополучных памятниках большие усилия в связях как растягивающие, так и сжимающие, свидетельствуют о нарушении начального равновесия системы и нерациональной ее работе. Связи, снабженные датчиками, могут служить индикаторами состояния объемной конструкции. Например, выполненные в 1970 году специалистами лаборатории ВПНРК* исследования напряжений в связях новгородского Знаменского собора позволили представить не только общую картину деформаций объема, но и вызвавшую их причину.

2.8.4. Некоторые рекомендации по расчету воздушных связей

Проверка существующих воздушных связей архитектурных памятников должна проводиться на действительную нагрузку, то есть на реальный распор, температурную деформацию металла и др. Усилия в связях, возникающие при просадках опор, могут быть учтены только при достаточно определенном характере пространственной деформации объема.

Здесь следует отметить, что незначительная просадка опор арочно-стоечных систем практически не влияет на рабочую схему арок и усилия в связях. Обычная плавная осадка на 10—15 см более нагруженных центральных столбов церковных зданий и палат, вызывающая заметный наклон связей, хотя и снижает высоту сжатой зоны и увеличивает напряжения в сечениях деформированных подпружных арок, но величину их опорных реакций — давления и распора — не меняет; следовательно не изменяются и усилия в затяжках.

Невертикальность стен и столбов, различные их наклоны, допущенные при строительстве, способны создать некоторое предварительное напряжение связей, которое может быть вычислено из условия равновесия более наклоненного в системе элемента. Аналогичным образом может быть подсчитана нагрузка на связь, вызванная поворотом какого-либо несущего элемента при его сильной просадке или скольжении фундамента. Ясно, что независимые наклоны опорных конструкций с распоранием пят сводов при отсутствии силь-

ных просядок свидетельствуют о разрушении анкера или скрытом обрыве целых на вид связей.

Расчет воздушных связей вновь возводимых или реставрируемых сооружений в системах «арка с затяжкой» производится в соответствии с рекомендациями п. 2.6 по расчету арок. Связи должны быть рассчитаны на максимальную нагрузку строительного периода и на невыгодное сочетание длительных эксплуатационных нагрузок. Доля каждого вида нагрузки зависит от конкретных конструктивных особенностей памятника и может быть преобладающей. Например, тяжелый груз, подвешенный к связи, как к балке, может полностью исчерпать ее возможности как затяжки. Преобладающим видом нагрузки во многих случаях может быть температурная деформация, вызванная колебаниями температуры. Как известно, температурное напряжение в металлической связи определяется формулой

$$\sigma^t = E \alpha \Delta t^\circ$$

где Δt° — интервал температур (в материале связи);

α — коэффициент линейного расширения железа 0,000012;

E — модуль деформации железа 200000 МПа.

Если, к примеру, затяжка установлена и закреплена в теплое время года, то к зимним месяцам реальный перепад температур 40°C (от +20°C до -20°C) может вызвать растягивающее напряжение в связи около 100 МПа, что является пределом для старого кованого металла. Расчеты показывают, что в неотапливаемых помещениях воздушные связи умеренного пролета (до 6—7 м), не используемые для подвески люстр или грузов, способны работать как чистые затяжки, в среднем, не более, чем на 30% возможностей материала; до 70% несущей способности связей расходуется на сопротивление температурным деформациям. Другими словами, напряжения, вызываемые полезными нагрузками — распором или смещением опор, не должны превышать 30—35 МПа для связей, работающих на стадии упругой деформации, если расчетное сопротивление металла составляет 100 МПа. При резком возрастании нагрузок на систему затяжки способны временно существовать за счет пластической деформации металла или податливости анкерных частей. Дальнейшее увеличение нагрузок приводит к разрушению более слабого звена конструкции — выдергиванию (подвижке) анкера или обрыву связи.

* ВПНРК — Всесоюзный производственный научно-реставрационный комбинат в 1981 г. был преобразован в В/О «Союзреставрация».

3. РАБОТА СВОДОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ РАЗРУШАЮЩИХ ФАКТОРОВ

3.1. Резервы пространственных распорных систем и кладочной структуры

Исследования древних распорных систем выявляют многочисленные примеры деформированных конструкций, утративших часть вертикальных опор, подпружных арок, связей или других элементов, являющихся принципиальными в начальной теоретической рабочей схеме. Другими словами, имеется множество сооружений, в том числе и выдающихся памятников архитектуры, факт существования которых не вписывается в нормальную расчетную схему с начальным распределением нагрузок. Следовательно, древние арочные системы, подобно другим пространственным конструкциям, способны к частичным изменениям или полной перестройке начальной рабочей схемы за счет своих скрытых резервов.

К таким резервам относятся: пространственная жесткость криволинейных форм, нерациональная толщина сводов со значительным запасом сжатой зоны сечений, монолитность кладки, а также фактор снижения действительной нагрузки на некоторые основные распорные элементы в связи с твердением кладки нагрузок и переносом давления на более жесткие вертикальные опорные конструкции. Возможность перераспределения нагрузок с образованием пространственных, расчлененных, часто безраспорных блоков внутри объемной конструкции также является резервом сооружения, позволяющим сохранить форму, однако общий распорный принцип системы при этом может не сохраниться.

Ниже рассматриваются: механизм изменения начальной рабочей схемы основных типов сводов при их деформации, влияние жесткости кладки на величину действительного распора расчетных элементов, а также особенности так называемых дискретных систем.

3.1.1. Основные и дублирующие рабочие схемы

Каждому состоянию свода — начальному, промежуточному или критическому (близкому к обрушению) соответ-

ствует своя конструкция (рабочая) схема — основная или одна из дублирующих. Дублирующая схема может в некоторых случаях существовать параллельно с основной, будучи заложена в самом характере конструкции. Например, крестовый или впаушенный свод, имеющий сплошной опорный контур, потенциально способен работать и вдоль оси распалубок, передавая давление и распор на середину контура, а сомкнутый свод, сложенный «в елку» — частично передавать давление на углы подобно крестовому своду. Однако в силу различия начальных несущих способностей арочных элементов основного и дублирующего направления, их участие в совместной работе очень неравнозначно. Роль дублирующей схемы может в этом случае возрасти постепенно, по мере деформации (выхода из работы) элементов основного направления. Подробный расчет крестового впаушенного свода центрального нефа Успенского собора Московского Кремля показал, например, что при имеющихся критических деформациях распалубок их устойчивость в значительной степени объясняется дублирующей работой в продольном направлении.

Приведенный пример показывает возможность весьма контрастной перестройки рабочей схемы, не противоречащей теории идеального свода, по которой давление передается нормально к швам кладки, продольным или поперечным. Во многих же случаях изменение основной схемы, даже незначительное, происходит за счет косой, ступенчатой передачи усилий на смежную зону, то есть под некоторым углом к швам любого направления, что возможно лишь в перевязанной кладке, воспринимающей усилия сдвига вдоль швов. Перевязка кладки существенно влияет на распределение усилий и независимость работы отдельных элементов при изменениях внешних нагрузок или иных воздействиях на свод, деформирующих или просто перенапрягающих отдельные зоны конструкции. Причем влияние перевязки тем сильнее, чем выше прочность и монолитность кладочного материала; напротив, разрозненная слабоперевязанная кладка не способствует перераспределению нагрузок и совместной работе смежных элементов.

Сцепление раствора, даже невысокой марки, в сочетании с силами трения по шву позволяет безболезненно разносить давление вокруг участков, где сплошность кладки свода или несущих его стен нарушена проемами, растесками и т. п. Характер дублирующей и основной схем при этом примерно одинаков; наблюдается лишь концентрация напряжений (усилий в зонах, соседствующих с перерезанными или потерявшими опору элементами арок).

Менее всего чувствительны не только к местным повреждениям, но зачастую и к обрушениям крупных блоков лотков, просадкам несущих стен и столбов лотковые, коробовые и сомкнутые своды, не создающие точечных концентраций давления и распора. Способность сомкнутых сводов к перераспределению усилий использовалась при устройстве распалубок, люкарн, проемов, отверстий световых барабанов, а также для переноса давления и распора с центральной части опорных конструкций на углы.

Ниже представлены для сравнения дублирующие схемы сомкнутого свода при обрушениях угла, лотка и центральной замковой части. В первом случае отделение углового блока, являющегося наименее работающей частью свода, не оказывает заметного влияния на устойчивость всей конструкции и характер рабочей схемы (рис. 3.1.а). При обрушении центральной части лотка участки смежных лотков, лишенные верхней опоры, то есть встречного уравнивающего распора, способны, не участвуя в работе свода, удерживать равновесие за счет: 1) противодействия распору не обрушенной части лотка, примыкающего к ребру (рис. 3.1.б); 2) сцепления (перевязки) с кладкой работающей зоны; 3) работы небольшим пролетом по консольной схеме.

Аналогичным образом может сохраняться равновесие свода при обрушении замковой части (или зеркала), однако наиболее неустойчивые центральные части лотков, примыкающие к отверстию (вывалу), поддерживаются в данном случае и за счет продольного обжатия составляющими диагонального распора, не встречающегося противодействия встречного ребра (рис. 3.1.в). Последний пример иллюстрирует состояние конструкции не только при обрушении замковой части, но и при возведении ее без опалубки в незаконченном состоянии. Равновесие систем во 2 и 3 случае возможно, главным образом, для подъемистых сводов небольшого пролета, если при этом монолитность (жесткость) кладки позволяет работать элементам сводов как безраспорным конструкциям, в том числе и по консольной схеме. Растягивающие усилия в кладке от изгиба тогда могут гаситься сцеплением раствора. При снижении прочности раствора — выветривании, размораживании — будет происходить постепенное обрушение консольных участков до уровня следующего временного равновесия (без изменения принципа дублирующей схемы).

При очень высокой прочности раствора и монолитности кладки дублирующие схемы способны формироваться в конструкциях, теоретически не допускающих никаких отступлений от основной схемы, например, в крестовых и парусных

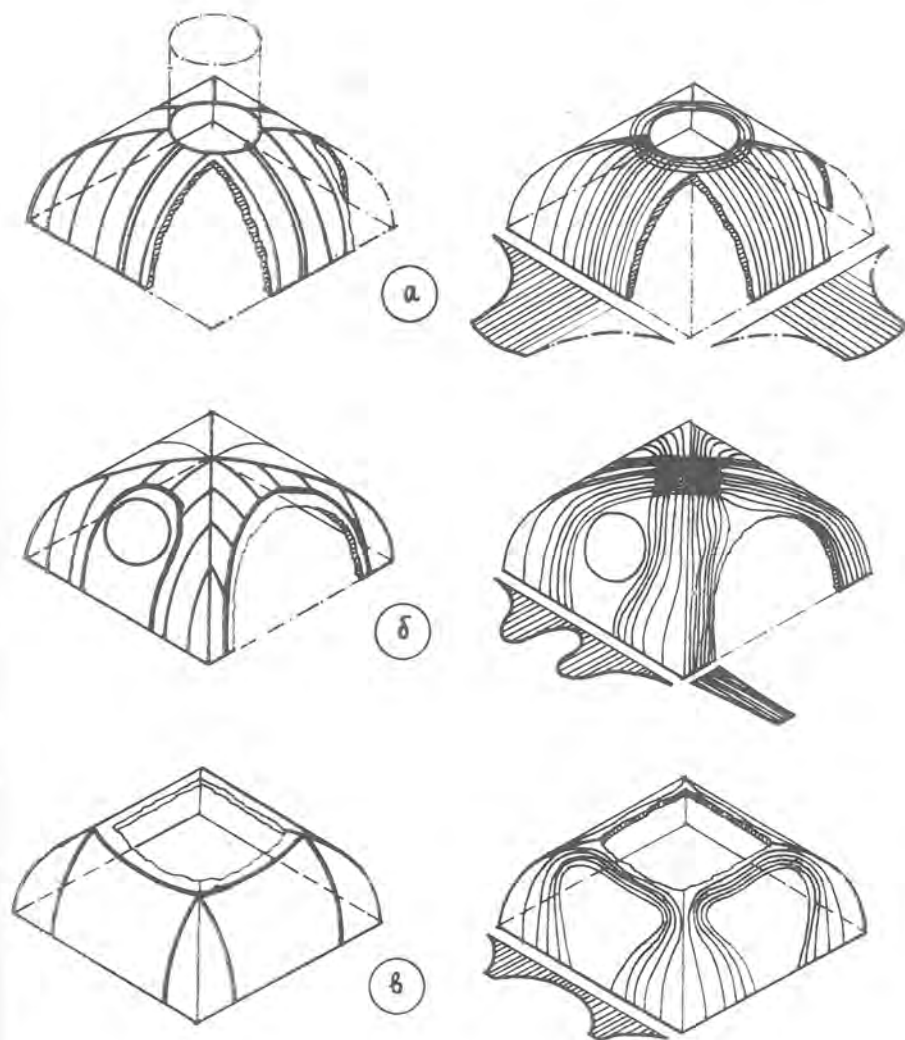


рис. 3.1. Дублирующие схемы, модели напряженного состояния и эпюры распора сомкнутого свода

а — при обрушении угла

б — при обрушении лотка

в — при обрушении центральной лотковой части

сводах со столбчатыми опорами. На рис. 3.2 показаны возможные стадии разрушения крестового свода при просадке или сдвиге опоры вплоть до образования устойчивой, приблизительно треугольной в плане формы, где изгибающему действию распоров H_d сопротивляется, подобно балке, крайевой элемент «ас». Равновесие такой системы сохранится, видимо, до тех пор, пока внутренние возможности кладки (R_p), то есть силы сцепления раствора по швам в сочетании с небольшим продольным обжатием от распора H_d целой диагонали, способны гасить растягивающие и сдвигающие напряжения в кладке от изгиба.

Случай сохранения формы крестовых сводов при обрушении распалубки, диагонального ребра (!) или половины свода имелись, например, на Преображенском соборе в Холмогорах и Благовещенском соборе в Горьком (рис. 3.3.1). Есть примеры существования систем крестовых или коробовых сводов с центральной опорой, оторвавшейся от сводов в результате деформации основания.

Перечисленные примеры показывают, что жесткая кладка позволяет и значительно поврежденным арочным системам в течение определенного времени сохранять начальную форму при отсутствии своего, образно выражаясь, распорного содержания. Слабоперевязанная пластичная кладка, напротив, не терпит резких разрушающих повреждений главных элементов распорных систем — опор, диагональных ребер и др. Но при постепенных деформациях практически сохраняет основную рабочую схему даже при сильном искажении начальных форм. Например, при просадке центрального столба Большой трапезной палаты Троицкого собора астраханского кремля, составляющей приблизительно 40 см, опирающиеся на него подпружные арки приняли вид скорее ползучих арок и местами отделились от сводов, получивших, в свою очередь, также одностороннюю деформацию, но несколько меньшую в силу пространственной жесткости сводов (рис. 3.3).

3.1.2. Действительный распор кирпичных и каменных арок

Способность кладки воспринимать растягивающие усилия за счет сцепления раствора дает возможность кладочным конструкциям оказывать внутреннее сопротивление действию изгибающего момента, то есть работать в большей или меньшей степени по балочной схеме. Другими словами, кирпичная арка способна воспринимать определенную вертикальную нагрузку, не оказывая горизонтального давления на опоры как простая балка криволинейной формы. В общем случае распор, создаваемый кирпичной аркой, сложенной на

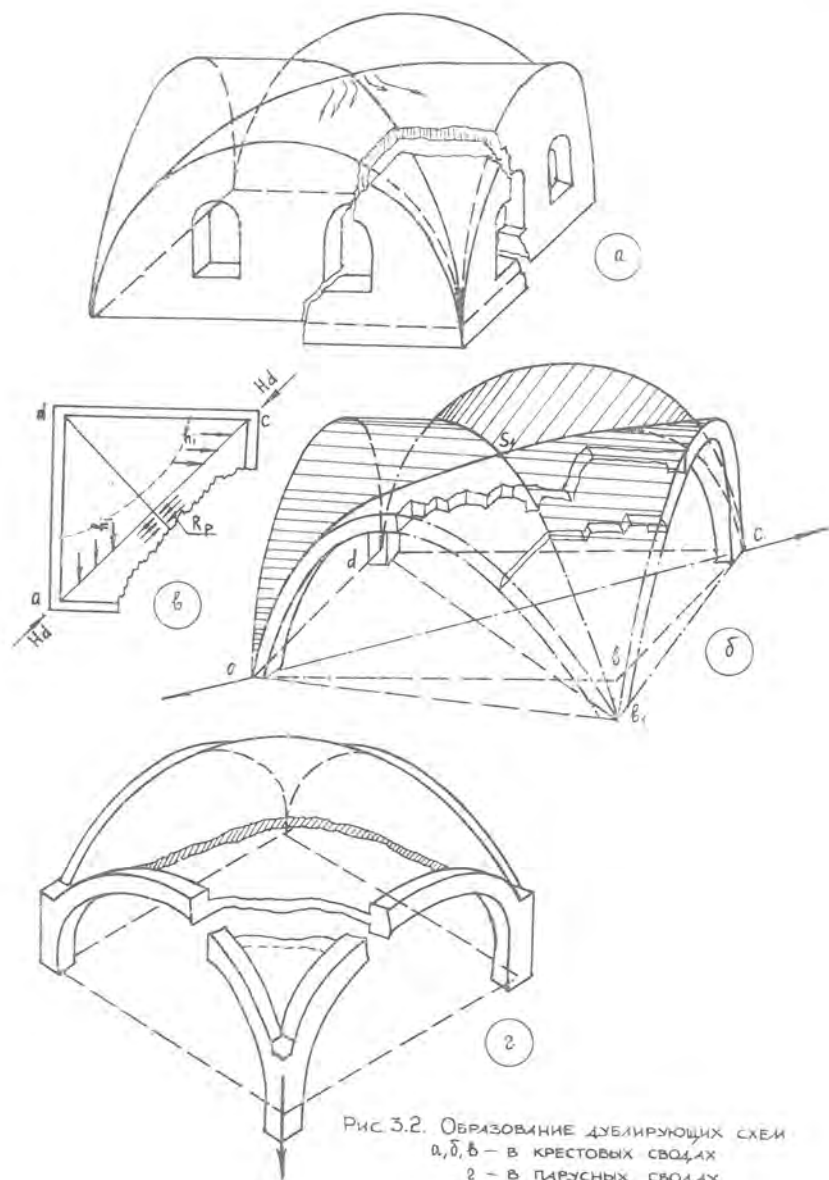


Рис. 3.2. ОБРАЗОВАНИЕ ДУБЛИРУЮЩИХ СХЕМ
а, б, в — в КРЕСТОВЫХ СВОДАХ
г — в ПАРУСНЫХ СВОДАХ
 R_p — СОПРОТИВЛЕНИЕ РАСТВОРА
В РАСТЯНУТОЙ ЗОНЕ
КЛАДКИ

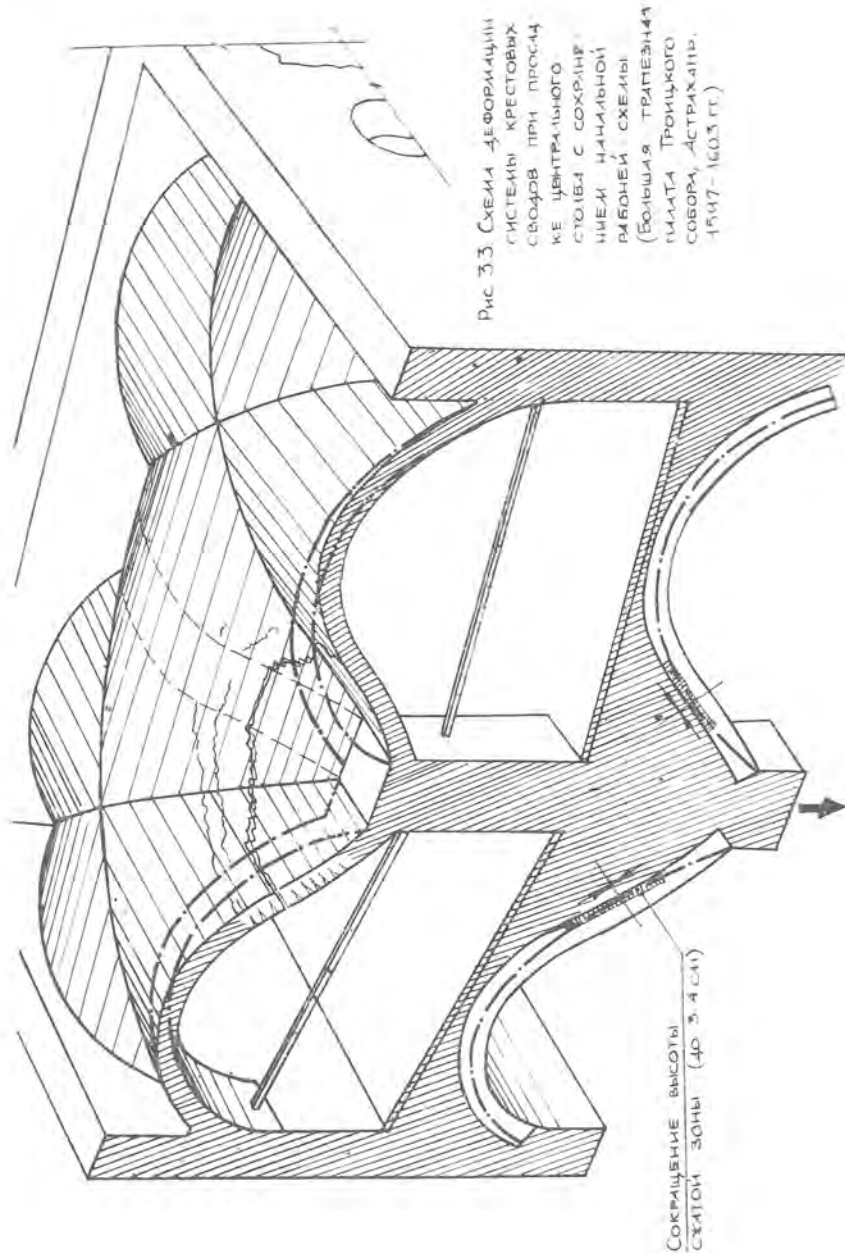


Рис 3.3 Схема деформации системы крестовых сводов при просадке центрального столба с сохранением начальной рабоней схемы (Большая трапезная палата Троицкого собора, Астрахань, 1947-1953 гг.)

растворе, может быть меньше теоретического распора за счет погашения части балочного момента действием внутренней пары $M' = R_p \times h_p \times z$, где h_p — высота условной растянутой зоны сечения, R_p — расчетное сопротивление растяжению раствора при изгибе по перевязанному сечению, z — плечо внутренней пары (рис. 3.4).

Действительный распор кирпичной арки может быть представлен формулой

$$H' = \frac{M_B - M'}{f} \quad (3.1)$$

где M_B — балочный момент от нагрузки,
 f — расчетная стрела арки.

Следовательно, действительный распор тем меньше теоретического, чем выше значения внутренней пары M' . Расчеты и практика показывают, что при небольших пролетах (до 2,5—3,0 м) и нагрузках сцепление раствора высоких марок (М10 и выше) способно не только погасить распор кирпичной арки, но допускает существование и арочных консолей. Сравнительные значения теоретических и действительных распоров центральных подпружных арок крестово-купольных систем см. в табл. 1.1.

3.1.3. Дискретные системы

Большинство деформированных и разрушенных конструкций образует так называемые дискретные, т. е. расчлененные, раздробленные системы, часто имитирующие внешне целые конструкции, но на деле являющиеся независимо работающими блоками или даже отдельными плоскими элементами.

В качестве примера можно привести характерную деформацию памятников крестово-купольной системы — разновидности арочно-стоечной базилики. Начальные температурные трещины, постепенно раскрываясь под действием внешних факторов, расчленяют объем памятника на четыре (иногда больше) пространственных блока. Трещины при этом обычно развиваются по осям наружных стен — через порталы и окна, далее по шельгам сводов креста и подпружных арок, по оконным проемам центрального светового барабана и далее на его куполе. Расчленение объема и расползание пят подпружных арок может сопровождаться либо их выполаживанием и самозаклиниванием (т. е. начальная схема, в принципе, сохраняется), либо при жесткой кладке или небольших размерах памятника образованием консольных полуарок и парусов, несущих части барабана.

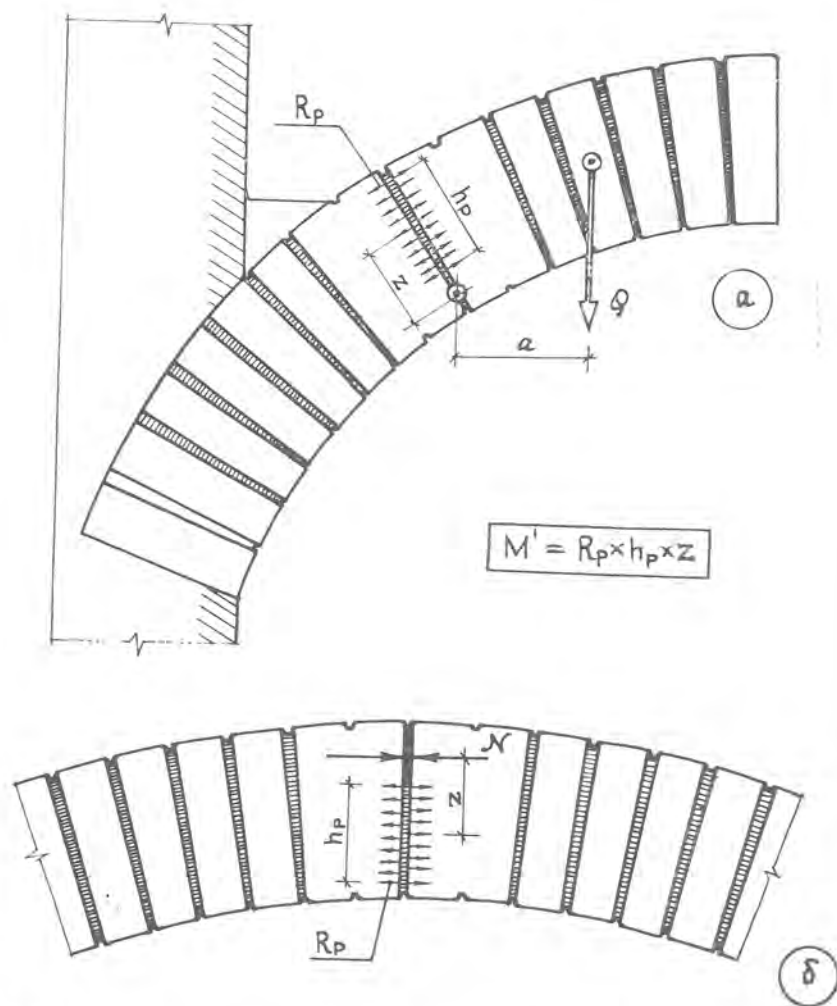


Рис. 3.4. Действие внутренней пары

а — при удержании арочной консоли

б — при снижении момента в заливочном сечении

h_p — высота растянутой зоны

R_p — сопротивление раствора растяжению

z — плечо внутренней пары

По мере расползания деформационных блоков точка их контакта (т. е. уровень передачи распора) поднимается от замка подпружных арок все выше, достигая шельги купола. Наконец, контакты блоков становятся не принципиальными или нарушаются вообще, и блоки существуют самостоятельно.

Такая расчлененная система может существовать и при утрате одного, двух, даже трех блоков. Примером длительного существования дискретной крестово-купольной системы может служить Спасо-Преображенский собор Хутынского монастыря под Новгородом (1515 г.) разрушенный в последнюю войну, с утраченными двумя центральными столбами и консольными подпружными арками; новгородская церковь Николы на Липне (1292 г.) с обрушенным столбом, двумя арками и половиной барабана и др. Бесстолпные распорные системы, менее деформативные, чем базилики, разрушаясь, образуют набор блоков, являющихся часто подобием начальной системы.

Укрепление дискретных систем может происходить либо полной реконструкцией начальной схемы и ее последующего усиления, либо консервацией существующего состояния и усилением элементов внутри блоков. Каждое из направлений требует серьезной аргументации. Следует заметить, что восстановление контакта между деформационными блоками и вживание утраченных реконструированных элементов в систему происходит сложно, с довольно выборочным самораспределением нагрузок по мере накопления тех или иных деформаций системы. Восстановленные элементы и конструкции усиления могут остаться чужеродными.

Примером не совсем удачного опыта восстановления начальной системы является укрепление Спасо-Преображенского собора в Холмогорах, выполненное в 1979—1981 гг. Объем здания в результате неравномерных осадок был разорван по диагонали на два блока, с раскрытием деформационной трещины до 15—20 см и выпадением частей сводов перекрытия. Несмотря на подведение ленточного железобетонного фундамента и устройство связевого стального корсета, заделанные трещины вновь ожили, т. е. система осталась дискретной. Причина — недостаточная жесткость фундаментных лент, нарушение технологии производства работ.

При этом, возможность существования блоков дискретных систем может обеспечиваться лишь при достаточной совместимости свойств конструкций, предназначенных в свое время для работы в системе, со своими новыми функциями в отдельном блоке. Однотипные модули балочно-стоечных систем, создающие под действием нагрузки лишь вертикальные опорные реакции, могут функционировать и

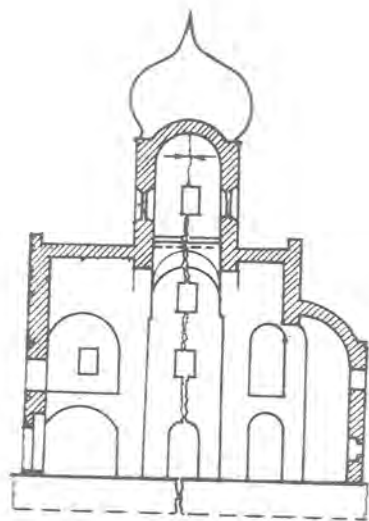


Рис. 3.5. Расчет объема собора осевыми температурно-деформационными трещинами с образованием дискретной системы

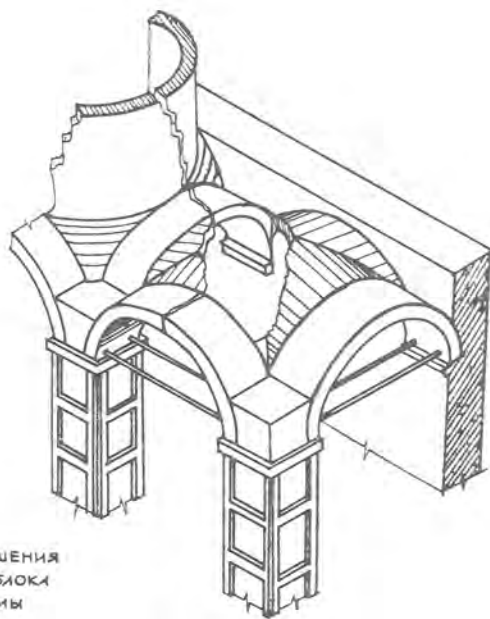


Рис. 3.6. Внутренние разрушения деформационного блока дискретной системы

самостоятельно, т. к. разрушение связей, существующих между ними в системе, не влияет на принцип работы конструкции. Например, фрагмент, состоящий из двух колонн и ригеля, является устойчивым замкнутым звеном или модулем начальной системы — колоннады. Утрата связей, в данном случае обрушение ригелей смежных пролетов, не меняет принципа работы целого модуля. Его конструктивное укрепление скорее всего может быть связано с обеспечением устойчивости несимметрично обжатых колонн.

Напротив, сводчатые и арочно-стоечные системы, создающие горизонтальные реакции, определяют активное взаимодействие модулей. Многопролетная распорная система, как правило, гасит суммарный распор. Утрата модуля или иногда даже одной связи вызывает образование неустойчивых фрагментов с неуровновешенным распором. Равновесие таких блоков может какое-то время поддерживаться за счет внутренних резервов конструкции — например, сопротивления кладки изгибным деформациям. В принципе же, арочные сооружения и их фрагменты с незамкнутой рабочей схемой требуют наложения связи, т. е. устройства либо затяжки, либо распорки контрфорса. Иногда части арочных систем могут быть сохранены за счет изменения самого принципа их работы — преобразования распорных конструкций в безраспорные. В этих случаях арки или своды фиксируются анкерными шпонками к плоским распределительным элементам — балкам и плитам.

3.2. Напряженное состояние сводов

3.2.1. Графическое изображение напряженного состояния

Если общее количество сжимающего напряжения в кладке, приходящееся на единицу длины сечения, нормального к направлению действия внутренних сил, представить в виде определенного числа силовых линий, проходящих через данное сечение, то общий характер распределения усилий в своде может быть отражен на модели напряженного состояния различной плотностью силовых линий, совпадающих с направлением внутренних сил. Следует иметь в виду, что та или иная концентрация силовых линий, характеризуя количество сжимающего усилия в сечениях, может не отражать величину сжимающих напряжений в них, что объясняется различной высотой сжатой зоны в различных сечениях. Действительно, при сильных деформациях или заведомо нерациональной начальной форме свода, когда эксцентриситет приложения нормальной силы велик ($\frac{M}{N} \rightarrow \frac{h}{2}$),

сжимающие напряжения достигают больших значений и при небольшой нормальной силе.

Построение модели напряженного состояния, учитывающей распределение сжимающей силы не только по ширине, но и по толщине сечений, представляет весьма трудоемкую задачу, т. к. требует расчета каждой элементарной арки. Наибольшую сложность представляют, в этом смысле, деформированные несимметричные в плане крестовые и сомкнутые своды, где неравные встречные распоры, сходясь и уравниваясь на диагоналях, существенно корректируют значения моментов и нормальных сил, вычисленных независимо. На вклейках 2 и 3 представлены в качестве примера картограммы изгибающих моментов в элементарных арках деформированного крестового свода, вычисленные отдельно для каждой распалубки и в системе.

Упрощенные модели напряженного состояния основных типов сводов при действии различных нагрузок даны на рис. 2.9, 3.2, 3.7.

3.2.2. Рабочие, инертные и мертвые зоны кладки

Сравнивая плотность силовых линий геометрически подобных сводов с различными видами нагрузок, нетрудно заметить, что напряженная зона перемещается в каждом случае в район приложения сосредоточенной нагрузки, накладываясь на зону больших или меньших постоянных напряжений, вызванных собственным весом кладки свода. При рациональном размещении сосредоточенных нагрузок плотность силовых линий может быть достаточно ровной, то есть все элементы свода работают в приблизительно равном режиме сжатия кладки. Случайное, нерациональное размещение нагрузки (например, при перестройке объема и приспособлении помещения) приводит к большой концентрации напряжения в какой-то одной зоне, в то время как соседние зоны практически не работают. Это обстоятельство весьма характерно и для сомкнутых, лотковых и крещатых сводов завершений бесстолпных одноглавых систем, где тяжелая конструкция центральной главы в сочетании с собственным весом высокой центральной части свода создает большие напряжения, в основном, в средней части лотка (см. раздел 2.4). Ненагруженные зоны, слабо участвующие в работе свода при каком-либо одном (данном) приложении нагрузки, но способные включиться в активную работу при изменении нагрузки или рабочей схемы, могут именоваться инертными зонами, в отличие от нагруженных рабочих зон, не участвующих в работе распорных конструкций висячих или мертвых зон.

Следует заметить, что висячей зоной свода не обязательно является консольная кладка вокруг вывала или пространство под разгрузочным проемом (или люкарной). Такой зоной следует считать, в первую очередь, участок кладки, не испытывающий нормального обжатия, что, собственно говоря, является основным условием существования кладочных распорных конструкций.

Висячие зоны удерживаются в системе свода только за счет сцепления раствора в швах, как в случаях, разобранных выше; часто, не выделяясь среди других разрозненных трещинами или пустыми швами, но обжатых (!) блоков кладки, они являются исключительно опасными элементами, грозящими падением в любую минуту. Такие зоны площадью до 2 м² были выявлены расчетом в 3-х распалубках центрального свода московского Успенского собора вблизи примыкания к подпружным аркам (рис. 3.7), в сводах подклета новгородского Знаменского собора и на других объектах.

Висячие зоны образуются при деформациях свода, связанных как с повреждением его главных элементов и нарушениями начальной статики, так и с действием нагрузки, приводящей к выполаживанию или, при несимметричном приложении, к волнообразному искривлению поверхности свода с образованием местной кривизны обратного знака. В любом случае образование висячих или очень слабо обжатых зон отражает нерациональное соотношение данной арочной формы и нагрузки, при которых часть свода испытывает преимущественно растягивающие усилия, что недопустимо для конструкций из кладочного материала. Естественно, что существование необжатых висячих зон возможно только лишь в пространственных арочных конструкциях, где имеется возможность перестройки начальной рабочей схемы и переориентации внутренних усилий в обход данного участка.

3.3. Деформативность распорных конструкций

Деформативность и жесткость, являясь противоположными конструктивными понятиями, отражают различную степень сопротивляемости строительных конструкций и составляющих их элементов деформирующему действию нагрузки. Каждому типу конструкции свойственны определенные виды деформаций, заложенные в характере рабочей схемы. С изменением рабочей схемы или состояния строительного материала вид деформаций и деформативность меняются.

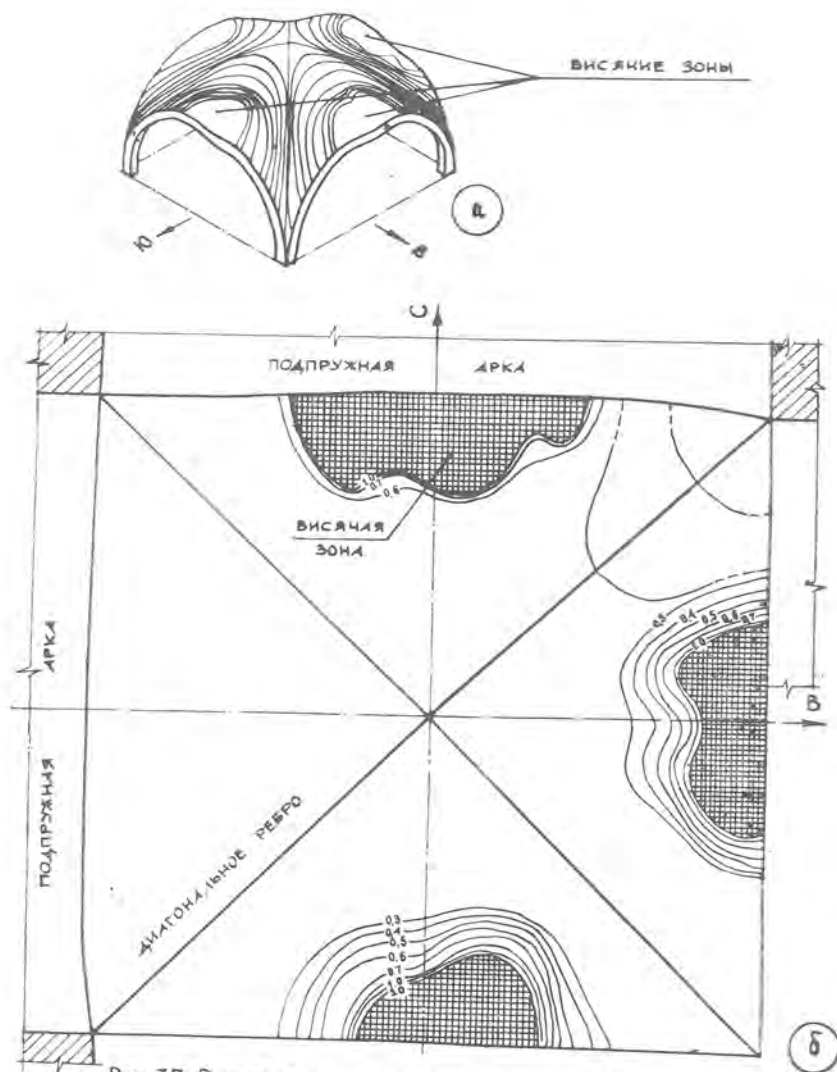


Рис. 3.7. Распределение сжимающих усилий и напряжений в деформированной крестовой впаушенном своде (Успенский собор Московского Кремля)

а — модель напряженного состояния
б — картограмма напряжений (МПа)

В общем случае деформативность распорных систем из кладочного материала зависит от их конструктивных особенностей, величины и характера нагрузки и свойств строительного материала. Под конструктивными особенностями подразумевается:

- 1) деформативность или жесткость опор (опорного контура);
- 2) геометрические характеристики — кривизна, пролет и толщина свода;
- 3) наличие параллельной рабочей схемы, например, для сводов двойной кривизны;
- 4) наличие местных ужесточающих элементов — воздушных связей, нервюр, подпружных арок и т. п.;
- 5) характер кладки.

Деформативность опорного контура означает степень его податливости действию распора в горизонтальном направлении и опорному давлению по вертикали. В главе 1, при изложении принципа работы крестово-купольных и других распорных систем, функции опорного контура и отдельных опор как элементов жесткости, обеспечивающих устойчивость системы, уже частично рассматривались.

Действительно, жесткость опорного контура является основным условием существования распорных конструкций, причем в большей степени это требование относится к горизонтальной жесткости. Однако, влияние деформативности опор на рабочие и инертные части сводов различно. Так, например, основные рабочие элементы крестового свода — диагональные ребра — нагружают распором и давлением угловые части стен или пилоны. Поэтому деформативность крестовых сводов связана, в основном, с устойчивостью угловых несущих конструкций или с состоянием соединяющих их связей. Роль ограждающих стен и подпружных арок в качестве действительных опор крестовых сводов, в целом, незначительна и наблюдается лишь в случаях, когда распалубки способны создавать и воспринимать торцевое давление, то есть в системах впаушенных крестовых сводов.

Сомкнутые и крещатые своды для своей нормальной работы требуют повышенной устойчивости средней части несущих стен, под наиболее нагруженными зонами лотков, а цилиндрические — всей протяженности стен или простенков между распалубками.

При стабильной жесткости опор деформативность сводов зависит только от действия внутренних факторов — нагрузки, формы и других в их различных сочетаниях.

Геометрические параметры сводов имеют большое влияние на устойчивость формы, что особенно заметно при действии несимметричных нагрузок. Образованная односторонним нагружением волна весьма чувствительна для тонких (относительно пролета) конструкций, где не исключается возможность выхода кривой давления за пределы сечений свода, то есть образования необжатого участка. Относительно толстые своды способны гасить значительные колебания нагрузки.

Одним из способов снижения деформативности сводов является их нагружение тяжелым равномерно распределенным балластом, намного превосходящим по весу временные эксплуатационные и постоянные несимметричные нагрузки. Известно, что при раскрытии пазух сводов в процессе реставрации их деформативность (зыбкость) резко увеличивается. Забутка глубоких пазух подъемистых сводов препятствует возможным деформациям опорных участков наружу, то есть действует подобно связи. Деформативность цилиндрических, лотковых и сомкнутых сводов обычно снижалась устройством частых распалубок с одновременной забуткой или закладкой пространств между ними.

В тех случаях, когда пазухи отсутствовали, например, в высоких сомкнутых сводах верхнего яруса, снижение деформативности осуществлялось частично глубокой заделкой опорных частей свода в кладку стен (что несколько снижает свободную длину расчетной кривой) и устройством воздушных связей (см. п. 2.8). Под тяжелую центральную нагрузку иногда устраивались местные утолщения кладки — в виде нервюр или гуртов с наружной поверхности лотков и ребер, то есть со стороны наибольшей потенциальной деформации. При опирании на своды междуэтажных перекрытий поперечных стен и других конструкций своды укреплялись снизу подпружnymi арками.

3.4. Систематизация характерных видов деформаций сводов

Характерные для любого типа сводов деформационные трещины или раскрытия швов располагаются в зонах с максимальными растягивающими или сдвигающими напряжениями. Первый тип трещин ориентируется (в плане) приблизительно перпендикулярно плоскости деформаций, второй — вдоль контактов между различными деформационными блоками, по технологическим швам или слабым перевязкам. Применительно к основным типам сводов и основным видам деформаций можно выделить следующие характерные расположения трещин:

1) в цилиндрических сводах и их системах — вдоль шельги на нижней поверхности, по линии контакта с распалубками; в системах — по линии смыкания в угловых частях и вокруг центральных столбов при их просадках;

2) в крестовых сводах и системах — вдоль оси распалубок, вокруг замковой части при ее провисании; перпендикулярно к диагональному ребру (вблизи опор), поперек подпружных арок, вдоль ребра (с последующим выпадением части распалубки) — при просадке и сдвиге опор;

3) в сомкнутых сводах — вдоль образующих на внешней поверхности логков на уровне $\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} (f)$ от пяты свода; по линии смыкания в угловых слабообжатых частях; по контактам с распалубками, как в цилиндрических и лотковых сводах;

4) в крещатых сводах — на внешней поверхности центральных арок (на расстоянии $\frac{2}{5} \div \frac{1}{2} (f)$ от уровня опоры) при отсутствии воздушных связей; по линии сопряжения между центральными арками и угловыми сомкнутыми частями свода.

Хрупкие деформации, свойственные сухой кладке на обычных известковых и сложных растворах марки 10÷25, сопровождаются образованием хорошо выраженных классических трещин или раскрытых швов. Эпругие деформации жесткой кладки на высокопрочных растворах могут не проявляться длительное время, но с наступлением усталости перенапряженного материала возрастать скачкообразно. Влажная, пластичная кладка может деформироваться без образования трещин с постепенным раскрытием швов в растянутой зоне. В этом случае расклинка отдельных камней или блоков кладки, обеспечивающая существование свода, будет и при очень сильном выполаживании, вплоть до предельного сокращения сжатой зоны сечений, потери устойчивости и обрушения.

3.5. О диагностике причин деформаций и разрушений памятников архитектуры

Любому виду разрушения и деформации конструктивных элементов обычно предшествует целая цепь взаимосвязанных причин, действующих в определенной последовательности и затрагивающих, по мере приближения к непосредственной причине и следствию, многие промежуточные связи. Одна и та же причина может являться началом нескольких связанных или независимо действующих разрушающих процессов с собственными максимальными проявлениями на

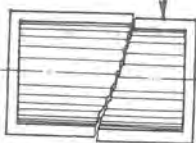
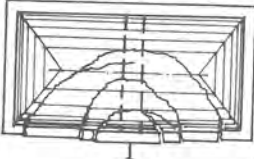
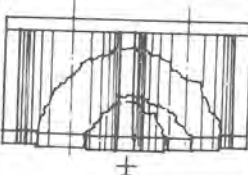
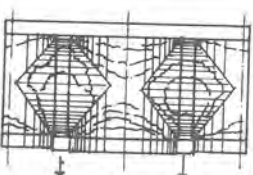
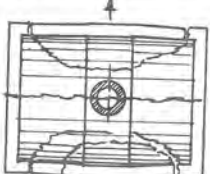
Таблица 3.1

Тип свода или системы сводов	Направление и внешний признак деформации	Возможные причины деформации
Цилиндрический (коробовый) свод, "чистый" или с лотком		Усадка пластичного раствора, перегрузка свода, равномерная подвижка опор (раскрытие трещины на нижней поверхности)
Цилиндрический свод		1-стадии просадки или просадки с подвижкой угловой части опорного контура, 2-местная просадка (с подвижкой)
Цилиндрический свод с распалубками		1, 1a-стадии просадки (с подвижкой) угловой части опорного контура, 2, 2a-последовательная просадка или подвижка простенков между распалубками
Цилиндрический свод с распалубками		Стадии просадки с (с наклонной) торцевой части опорного контура
Цилиндрический свод		Просадки (с поворотом) торцевых частей, просадки, подвижка (при перегрузке) центральной части опорного контура

Таблица 3.1. (Продолжение)

Тип свода или системы сводов	Направление и внешний признак деформации	Возможные причины деформации
Плоский крестовый свод на столбчатых опорах		Просадка опоры
Крестовый вогнутый свод с эллиптическими опорными контурами		Последовательная подвижка угла опорного контура
Крестовый вогнутый свод на подпружных арках		Подвижка смежных столбчатых опор
Крестовый свод с жесткими эллиптическими опорными контурами		Сдвиг части объема
Система двух крестовых вогнутых сводов с общей подпружной аркой		Подвижка "слабой" опоры центральной подпружной арки

Таблица 3.1 (продолжение)

Тип свода или системы сводов	Направление и внешний признак деформации	Возможные причины деформации
цилиндрический свод		ПОПЕРЕЧНЫЙ СДВИГ ЧАСТИ ОБЪЕМА (СВОДА) ПРИ ЖЕСТКОЙ КЛАДКЕ
лутковый свод с раздельной подвижной аркой		ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНАЯ ПОДВИЖКА СЛАБЫХ ОПОРЫ ПОДПРУЖНОЙ АРКИ
система параллельных цилиндрических сводов с общими опорами		ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНАЯ ПРОСАДКА СТЕН — ОПОРЫ СНЕЖНЫХ СВОДОВ
система цилиндрических сводов с расшивками на подвижных арках		ПОДВИЖКА ДВУХ СОСЕДНИХ СТОЕННЫХ ОПОР НАРУЖНОГО РЯДА
цилиндрический свод с гуртом под центральной нагрузкой (световым фонарем)		СИММЕТРИЧНАЯ ПОДВИЖКА ПРИ ПЕРЕГРУЗКЕ ЦЕНТРАЛЬНОЙ ЗОНЫ, ОБЩАЯ СЕДЛООБРАЗНАЯ ДЕФОРМАЦИЯ

различных временных отрезках. Так, например, подъем уровня грунтовых вод на участке памятника может вызвать высокое капиллярное поднятие (подсос) влаги, сопровождаемое солевым и морозным разрушением кладки, коррозией заложеного в кладку металла, в том числе анкеров воздушных связей, последующим выходом из строя связевого каркаса и повышением деформативности пространственной распорной конструкции (4). Одновременно может происходить:

1. активизация температурно-деформационного процесса, расчленяющего объемную конструкцию на отдельные блоки;
2. разуплотнение или разрушение материала затопленных фундаментов (сложенных, к примеру, из ожеженного известняка или низкомарочного кирпича) с постепенной потерей устойчивости несущих конструкций, особенно столбов (1);
3. снижение несущей способности основания и в связи с этим повышение неравномерности осадок отдельных конструкций (1);
4. изменение температурно-влажностного режима здания, намокание и отслоение штукатурно-красочного слоя (1) и т. д.

Цифрами обозначено количество промежуточных ступеней — причин, отделяющих исходную причину от конечного результата каждого выделенного процесса. Исходная причина может быть, таким образом, не только первой ступенью длительного многоходового процесса, но и почти непосредственной причиной разрушений, деформаций и других дефектов.

Состояние арок и сводов, являющихся элементами перекрытий, находится в прямой зависимости от состояния вертикальных несущих конструкций — стен, столбов, пилонов, а следовательно, от состояния их строительного материала, фундаментов и основания. С другой стороны, как распорные системы, своды зависят от состояния конструкций, удерживающих распор, т. е. от связевого каркаса, контрфорсов, смежных перекрытий и т. п. Сложная взаимосвязь перечисленных конструкций в сочетании с природными и иными факторами требует четкого представления о функциях каждого элемента или явления в начальной, промежуточной и современной стадии работы распорной системы. Неполным, а потому неверным, будет, например, утверждение, что некие своды находятся в аварийном состоянии по причине неравномерности нагрузки на фундаменты несущих их стен и столбов, или из-за подъема уровня грунтовых вод, или из-за протечек кровли. Названные важные причины не являются

в данном случае главными и актуальными, так как, будучи устранены, не решают сами по себе существующей проблемы аварийности сводов, хотя на соответствующей стадии их устранение могло бы предотвратить или замедлить возникновение актуальных причин. Поэтому для правильной оценки технического состояния и назначения того или иного способа укрепления древних распорных систем необходимо выявление и построение всей цепи разрушающих причин и факторов.

Не занимаясь глубоким анализом причинно-следственных связей в процессах разрушения памятников, ограничимся рассмотрением случаев непосредственного влияния тех или иных факторов на техническое состояние распорных конструкций и их систем.

3.6. Виды и причины разрушения распорных систем

Практически все виды разрушений и деформаций сводов являются следствием невыполнения одного или нескольких условий существования распорных конструкций, представленных выше. Речь не идет, естественно, о преднамеренном повреждении конструкций, последствиях войн и стихийных бедствий.

Своды и их системы разрушаются при потере устойчивости арочных форм, причиной чего может явиться:

1. Горизонтальная подвижка опор (опорного контура), как следствие:

а) недостаточной начальной жесткости стен, столбов, диафрагм и других вертикальных конструкций, несущих своды, — их податливости действию распора;

б) снижения общей начальной жесткости при расчленении единой объемной конструкции на отдельные деформационные блоки;

в) подвижки (с просадкой) вертикальных несущих конструкций при смещении, наклоне или местном разрушении фундаментов;

г) разрушения или перестройки конструкций смежного объема, ранее уравнивающего распор рассматриваемого свода, например замены арочного перекрытия плоским;

д) разрушения или подвижки контрфорсов;

е) частичного или полного разрушения связевого каркаса, разрыва воздушных связей, выхода из строя их анкерных частей.

2. Вертикальное перемещение пяты свода, что возможно при просадке или разрушении опоры (центрального столба,

стены), а также при растеске большого дополнительного проема под пятой свода, например при уничтожении про-стенка между распалубками.

3. Нерациональная форма применительно к данной нагрузке.

4. Недостаточная толщина и зыбкость свода.

5. Превышение допустимой нагрузки на свод или неправильное размещение нагрузки.

6. Разрушение или старение строительного материала — камня, кирпича, раствора, металла связей.

Ниже приведено несколько примеров разрушений и деформаций распорных систем, объединенных тематически по характеру главной причины (или причин) разрушения.

3.6.1. Горизонтальная подвижка опор при перегрузке сводов

ОБРУШЕНИЕ СВОДА РИЗНИЦЫ НИКОЛЬСКОЙ ЦЕРКВИ СОЛОВЕЦКОГО МОНАСТЫРЯ

Лотковый свод, перекрывающий ризничную палату Никольской церкви, имеет пролет от 9,0 до 10,2 м, отношение f/l приблизительно 0,3, и выполнен в 1,5 кирпича (45 см). Общая длина его составляет 28 м; поперечные подпружные арки разрезают цилиндр свода на три независимо работающих блока, отличающихся характером нагрузки и деформативностью опорного контура. Несущие лишь вес подпольной засыпки или небольшую симметричную нагрузку восточный и средний блоки благополучно сохранились до наших дней, несмотря на длительное бесхозное состояние памятника. Западный участок свода длиной около 14 м, на который опиралась в продольном направлении (приблизительно в четверти пролета) наружная стена библиотеки и деревянные строительные конструкции покрытия, обрушился в 1929 году. Основным недостатком упавшего свода, помимо тяжелой несимметричной нагрузки, являлось отсутствие воздушных связей при явно недостаточной жесткости опорного контура. Простенки южной стены свода, не пригруженные весом вышележащих конструкций (в отличие от других участков несущих стен), работали практически по консольной схеме. Участие стеновой связи в обеспечении устойчивости опорного контура как изгибаемой распором кирпичной балки не могло быть существенным.

Расчет показал, что при погонном распоре 62 кН приведенный распор, конструктивно приложенный в центре простенков, составлял 200 кН, а момент в заделке условной консоли 400 кН (рис. 3.8). Высота сжатой части сечения составляла приблизительно 16 см (т. е. 12% полной высоты),

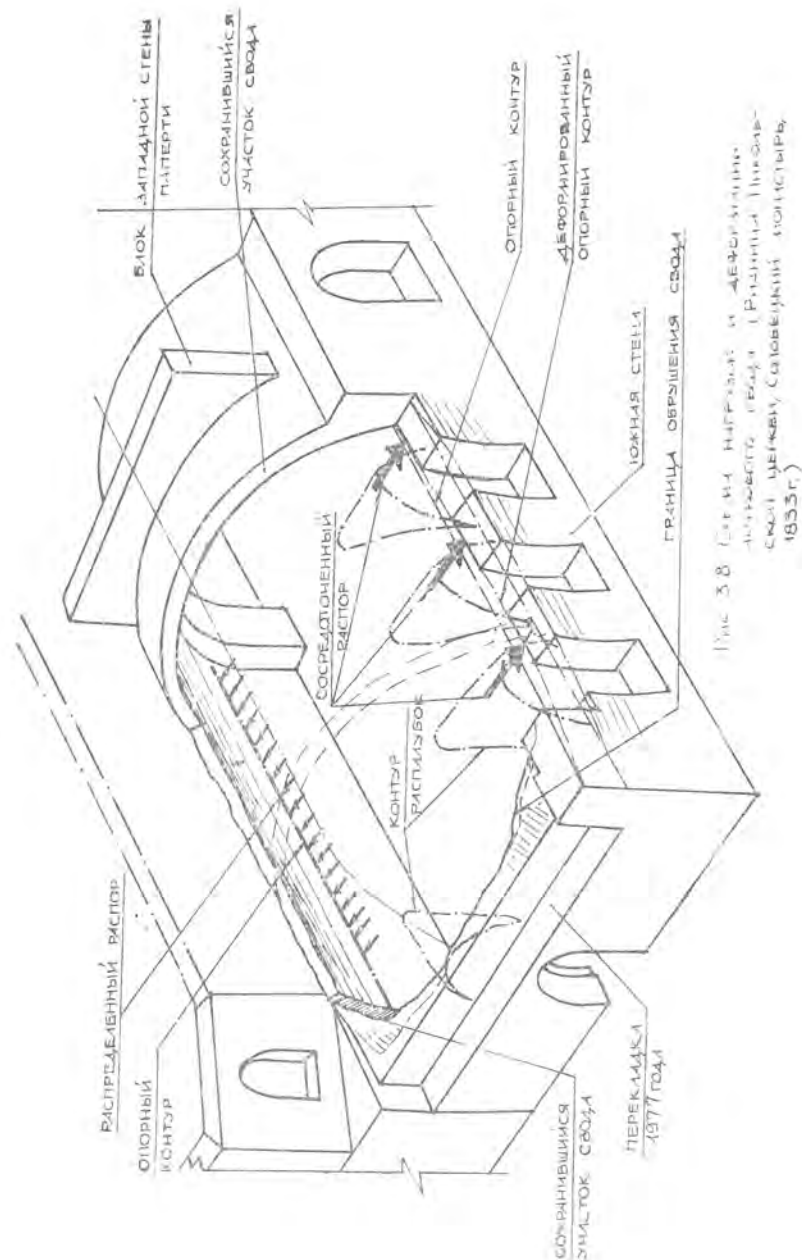


Рис. 3.8 Сравнение нагрузки и деформации деформированного блока (Реставрация Иосифа-Спасителя, Соколовский контур, 1833 г.)

напряжение в сжатой зоне — 1,8 МПа, что в три раза выше нормы для данной кладки.

При постоянном снижении прочности кладки, особенно поверхностной зоны, равновесие рассматриваемого участка не могло поддерживаться только за счет внутреннего перераспределения сил. Оно обеспечивалось, главным образом, включением в работу соседних участков стены, имеющих более жесткую рабочую схему.

Начальная горизонтальная деформация гибких простенков в уровне приложения распора могла составлять 18 мм (при марке кирпича 50, раствора 10 и модуле деформации $E_0 = 10500 \text{ кг/см}^2 = 1050 \text{ МПа}$). В дальнейшем, по мере раскрытия швов в растянутой зоне кладки и уменьшения рабочего сечения, наклоны простенков и, соответственно, горизонтальные смещения пят увеличивались, вплоть до потери устойчивости свода и его обрушения. Податливость угловых опорных участков относительно невелика, чем и объясняется сохранение концевых частей свода при полном разрушении его середины (см. рис. 3.8).

Следует заметить, что, деформируясь и выдавливая наружу слабое (южное) звено опорного контура, свод простоял с момента возведения около 100 лет (с 1833 по 1929 г.), причем деформация его носила плавный характер, без образования трещин, что свойственно для пластичной влажной кладки. Остаток свода, примыкающий к подпружной арке, свидетельствовал о несимметричном, волнообразном искривлении формы поперечного сечения свода под действием тяжелой нерациональной нагрузки. При реставрации Никольской церкви над сводом, выложенным заново в 1980 г., во избежание повторения деформации была проложена железобетонная балка, снимающая с него сосредоточенную нагрузку от конструкций библиотеки; сам свод укреплен постановкой воздушных связей и армированием кладки по периметру стен в уровне бывших стеновых связей.

ДЕФОРМАЦИЯ СИСТЕМЫ СВОДОВ ПЕРЕКРЫТИЯ НАД ЗОЛОТОЙ ЦАРИЦЫНОЙ ПАЛАТОЙ БОЛЬШОГО КРЕМЛЕВСКОГО ДВОРЦА

Расположенная под Верхоспаским собором Золотая царицына палата представляет собой бесстолпное помещение размером $9,7 \times 10,3 \text{ м}$, перекрытое сомкнутым сводом, выложенным в 1 кирпич. Выше первоначально существовал второй, видимо, кровельный свод, разобранный в середине XVII в. в процессе надстройки третьего яруса собора — церкви Спаса «За золотой решеткой» с приделом Иоанна Белгородского.

Для восприятия давления от внутренних стен церкви Спаса над основным тонким сводом палаты был возведен пологий цилиндрический свод пролетом 10,7 м, толщиной 0,45 м, ориентированный по оси восток-запад. При этом восточная стена церкви была выложена непосредственно по своду, усиленному поперечным гуртом высотой 15 см, а стена, разделяющая церковь и придел (ориентированная вдоль оси свода) — по прослойке строительного мусора с известью. Сосредоточенная полосовая нагрузка на свод от веса стен и вышележащих конструкций составляла соответственно 108 и 138 кН/м. Пол церкви Спаса устроен по засыпке из строительного мусора толщиной от 0,7 м до 2,0 м (в пазухах). Свод был выложен по земляной «опалубке» с минимальным зазором от основного нижнего свода около 0,5 м в шельге. Деформируясь под нагрузкой и сжимая слой земляной засыпки — «опалубки», он частично включал в работу нижний свод. Причем степень включения в работу нижнего свода зависела от равномерности заполнения зазора между сводами и сжимаемости материала засыпки как упругого основания верхнего свода. Зондаж, выполненный в 1978 году, показал, что материал засыпки — черная земля с большим количеством органики, а заполнение междусводового пространства весьма неплотное. Материал заполнения, следовательно, не мог постоянно являться упругой прослойкой, равномерно воспринимающей деформацию и включающей в совместную работу верхний и нижний своды; но в первое время после возведения дублирующего свода и обжатия земляной формы такое явление могло быть, особенно в центральной части сводов.

В период совместной работы основного и дублирующего сводов подъемистый сомкнутый свод, как более жесткий, воспринимал большую часть нагрузки. Именно к этому периоду относится устройство перекрестных арок в Царицыной палате, подведенных под свод (приблизительно под проекцию внутренних стен церкви Спаса, т. е. в зоны максимально возможной деформации свода). К числу конструктивных усилений объема, выполненных в конце XVII века, относится и сооружение мощного портала, приложенного к восточному фасаду Царицыной палаты и выполнявшего, до известной степени, функции контрфорса, противодействующего возросшему распору нижнего свода.

Введение дополнительных элементов не обеспечило, однако, эффективной совместной работы конструкций. Перекрестные арки, не прилегающие, а выложенные с зазором и расклиненные в свод палаты снизу, постепенно выключались из работы из-за разрушения, усушки или выпадения клиньев. По мере гниения органики и уплотнения засыпки

между сводами, снижалось участие в работе нижнего свода и, напротив, возрастала нагрузка на верхний свод.

Перераспределение нагрузок сопровождалось увеличением распора верхнего свода, который при восприятии свода полной нагрузки (около 2000 кН, не считая собственного веса) мог составить не менее 250—280 кН/м. Под действием распора произошло смещение опорных конструкций свода — северной и южной стены, а в торцевых растянутых стенах образовались вертикальные трещины — разрывы по ослабленным сечениям. Подвижка опор свода, судя по ширине раскрытия этих трещин, составила 6—8 см в угловых частях, а в средней, особо нагруженной, части была еще больше. При подвижке опор были разорваны или выдернуты из кладки слабые угловые связи, заложенные над углом свода. Обычных воздушных связей в силу специфики возведения свод не имел. Следует заметить, что при подвижке опор дублирующего свода выключились из работы воздушные связи основного свода, анкера которых попали в зону трещин разрыва торцевых восточной и западной стен.

Неравномерная седлообразная деформация свода сопровождалась просадкой опирающихся на него стен с образованием нескольких уровней характерных просадочных трещин (вклейка 4); основные просадки и деформации произошли, видимо, уже в первые десятилетия существования свода и надстроек, о чем свидетельствуют выполненные в VIII в. укрепительные работы в интерьере Спасской церкви — вычинка и перекладка разорванных трещинами простенков.

Приведенный пример иллюстрирует сложный случай деформации двухслойной системы сводов, вызванной горизонтальным смещением общих опор под действием нагрузки на верхний свод.

РАЗРУШЕНИЕ АРОК И СВОДОВ ПЕРЕКРЫТИЯ ГАЛЕРЕИ ЦЕРКВИ РОЖДЕСТВА БОГОРОДИЦЫ В с. ПОДМОКЛОВО

Церковь Рождества Богородицы начала XVIII века, бесстолпная, круглая в плане, обстроена кольцевой галереей-гульбищем. Несущая конструкция галереи арочно-стойечной системы состоит из 16 равных модулей, включающих колонны наружного ряда и опирающиеся в них подпружные арки радиального и периметрального направления. Каждый модуль перекрыт цилиндрическим (а точнее коническим) сводом, примыкающим узким торцом к стене основного объема, а широким — к подпружной арке наружного ряда. Распалубки свода упираются в радиальные подпружные арки. Согласно исследованиям архитектора В. Я. Кузнецова, над основными сводами первоначально располагался общий

кольцевой торовой свод, разобранный, видимо, в XIX веке, в связи с устройством кровли над галубищем. Связевой каркас галереи состоит из соединенных между собой мощной кольцевой и радиальных связей, проложенных над подпружными арками.

К моменту начала современной реставрации (1983 г.) конструкции и архитектурные элементы галерей пришли в тяжелое аварийное состояние. Деформированы и расслоены стойки, частично или полностью разрушены радиальные подпружные арки и опирающиеся на них своды, обрушены или близки к обрушению многочисленные белокаменные элементы карниза и наружной облицовки. Кладочный раствор полностью деструктирован. Можно однозначно утверждать, что стойки и арки наружного ряда, а также сохранившиеся радиальные арки удерживаются от падения только за счет связевого каркаса (рис. 3.9).

Не рассматривая здесь причины разрушения белокаменного декора, достаточно характерные для подобных комбинированных структур и способов крепления, проанализируем механизм деформации арок и сводов. На фотографиях начала века уже заметен перелом стоек в уровне капители, т. е. в уровне приложения распора радиальных и периметральных арок и диагоналей сводов. Этот суммарный распор, не компенсированный затяжками (радиальными связями), длительное время гасился за счет внутренних возможностей жесткой кладки. По мере намокания кладки и снижения прочности раствора, действительное значение распора росло, что привело к подвижке наружных пят всех арок и зрительному перелому слабых составных колонн, несущих эти арки. Вслед за подвижкой пят произошло выполаживание радиальных арок и сводов с образованием системы характерных трещин висячих зон (см. п. 3.22). В дальнейшем, при интенсивном намокании раскрытых сводов и размораживании кладки началось выпадение разрушенных кирпичей из растянутой зоны, «истощение» сжатой зоны сечений и, наконец, обрушение аварийных конструкций.

Причиной разрушения арок и сводов галерей явился, таким образом, серьезный конструктивный дефект — нерациональное расположение связевого каркаса и наличие постоянного неуравновешенного распора арок в сочетании с несовершенной системой водоотвода, не защищающей кладку от намокания и деструкции.

При реставрации галерей предполагается помимо восстановления утраченных арок и сводов ввести дополнительные радиальные связи в уровне их пят, а также обеспечить надежный водоотвод с помощью наклонной металлической кровли и системы водосточных труб. Восстановление перво-

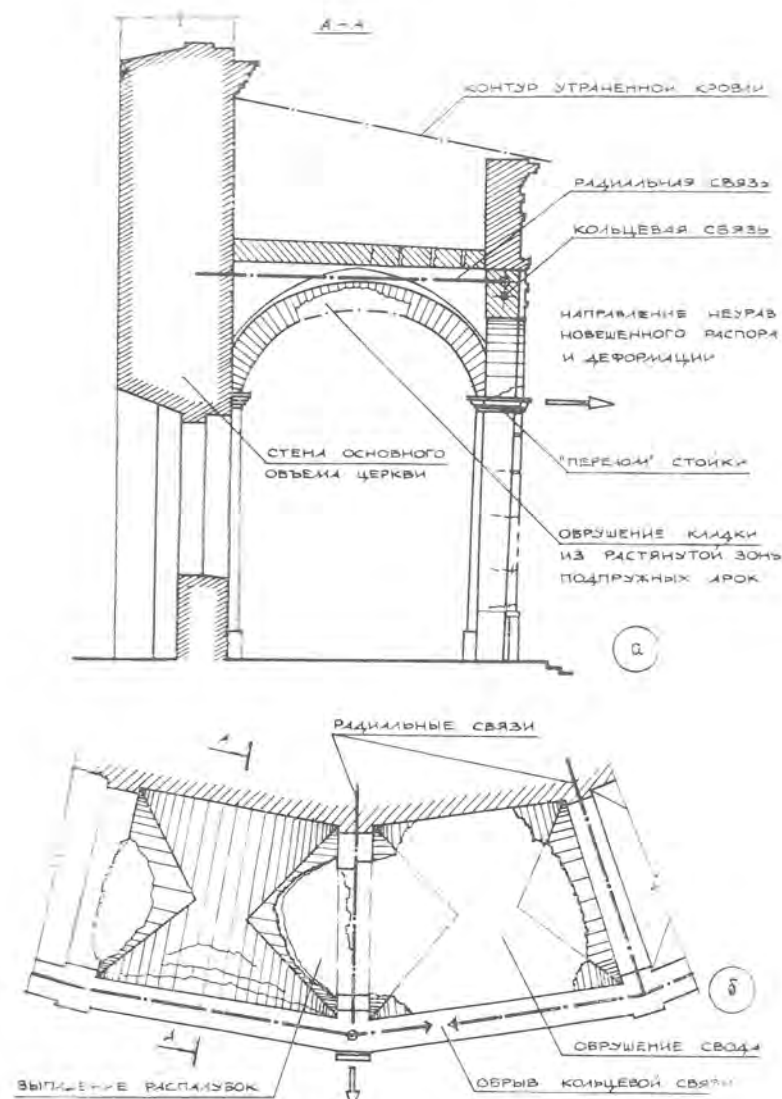


Рис. 3.9. Схема разрушения конструкций галерей церкви Рождества Богородицы в с. Подмоклово
а — разрез
б — план сводов

начального открытого гульбища представляется нерациональным, так как требует введения горизонтальной гидроизоляции, сложной в производстве и неконтролируемой в эксплуатации.

3.6.2. Деформации арочно-стоечных систем при просадках опор

Деформации крестово-купольной и других систем при вертикальных подвижках опор чаще всего связаны с естественной разностью осадок ленточных и столбчатых фундаментов несущих конструкций, развивающих неодинаковые напряжения в основании. Как отмечалось в 1 главе, фундаментные подушки более нагруженных центральных столбов не всегда могли быть выполнены с развитием, обеспечивающим равное удельное давление с фундаментами стен: обычно напряжения в основаниях стен и центральных столбов и соответствующие осадки фундаментов отличаются в 1,3—2,0 раза. Абсолютная разность осадок тем выше, чем больше центральная нагрузка, или чем ниже несущая способность основания. Следовательно, разность осадок растет, например, при замачивании грунта или при равномерном разрушении органических частиц основания. Просадки столбов происходят и при местном разрушении материала фундаментов под действием агрессивных грунтовых вод, и при суффозии частиц основания, и по ряду других причин.

Характерным внешним признаком просадки центральных столбов являются косые падающие трещины в боковых подпружниках арках и наклоненные к середине воздушные связи. При пластичной кладке трещины могут не раскрываться; при жесткой кладке просадка столбов происходит со ступенчатым смещением или двойным переломом боковых подпружников арок. Раскрытия трещин и даже вывалы наблюдаются в сводах боковых нефов, большей частью это относится к крестовым сводам.

Влияние неравномерности осадок на работоспособность арочных систем зависит от типа конструкций и их жесткости. Небольшие осадки центральных столбов, наблюдаемые почти на всех памятниках, в принципе не меняют их рабочую схему даже в случае формального расчленения трещинами трехпролетной системы на центральный и боковые блоки, т. е. вслед за просадкой одной из опор следует наклон или сдвиг под нагрузкой арочных «консолей» до их плотного смыкания и обжатия сечения арки.

В 1979 году при подводке фундамента под северо-западный столб рязанского Архангельского собора произошла его просадка на 10—11 см с наклоном до 9 см, вызванная про-

рывом водяной линзы в суглинистом основании на площади раскрываемого шурфа. Просадка сопровождалась разрывом и смещением всех опирающихся на столб подпружников арок и примыкающих крестовых сводов. Воздушные связи получили наклон, а в уровне заделки их общего анкера в кладку столба образовалась трещина отрыва. В световом барабане над просевшим столбом раскрылась замкнутая сквозная трещина вывала, обозначающая блок просадки. До проведения укрепительных мероприятий барабан фактически поддерживался на 3-х столбах. В этот период давление на просевший столб и распор системы уменьшились, так как сломанные подпружники арки несколько разгрузились за счет переноса давления барабана ближе к опорам на смежные столбы (рис. 3.10). Самозаклинивание разорванных арок произошло со смещением блоков по вертикали на 5—7 см, что, конечно, снизило несущую способность арок, но не настолько, чтобы исключить их из работы системы. Поэтому в процессе укрепления арки были вновь нагружены с помощью расклинки и зачеканки трещин отрыва барабана; соответственно выровнялась нагрузка на столбы.

В некоторых случаях просадки центральных столбов могут существенно влиять на статику сооружений, перераспределяя нагрузки между элементами системы или даже исключая их из работы.

Например, в новгородской церкви Прокопия к середине XIX столетия произошла просадка всей центральной части объема, включая центральные столбы и пилоны апсид, с отрывом от конструкций перекрытия, причем один из столбов (северо-западный) рухнул, повредив своды подклета. В связи с потерей центральных опор в массиве кладки перекрытия произошло формирование обжатых арочных зон (рис. 3.11), перераспределяющих давление и распор системы на наружные стены.

В 1882 г. был произведен ремонт здания с расклинкой трещин отрыва, причем на месте упавшего столба устроена арка, соединяющая юго-западный столб с северной стеной и несущая нагрузку от подпружников арок и части барабана. Эти мероприятия не изменили характер деформации. Столбы продолжали садиться, и система работала (да и продолжает работать) фактически как бесстолпная. При этом раскрытие трещин отрыва в столбах и пилонах достигло 2—5 см.

До исследований 1981 года, проведенных объединением «Союзреставрация», существовало мнение, что просадка центральных столбов происходит из-за дефекта конструкции фундаментов или разрушения их материала. Однако, выяснилось, что фундаменты находятся в удовлетворительном со-

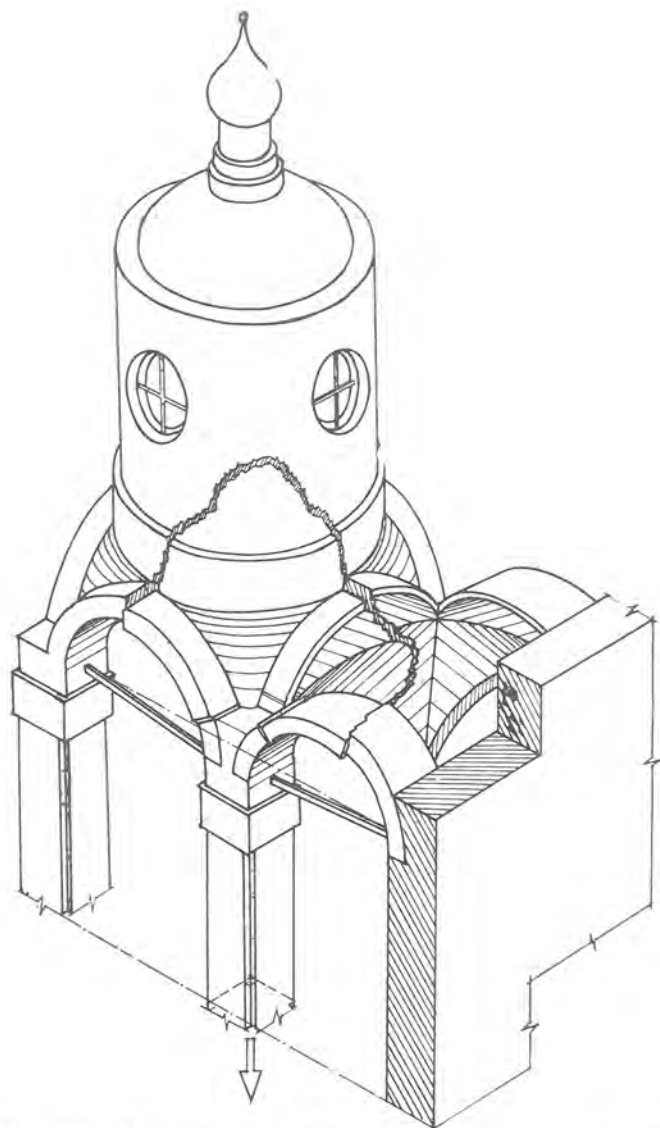


Рис. 3.10. Деформация подпружных арок, сводов и светового барабана крестовокупольной системы при резкой просадке центрального столба (Архангельский собор, Рязань, кон. XV-XVII вв.)

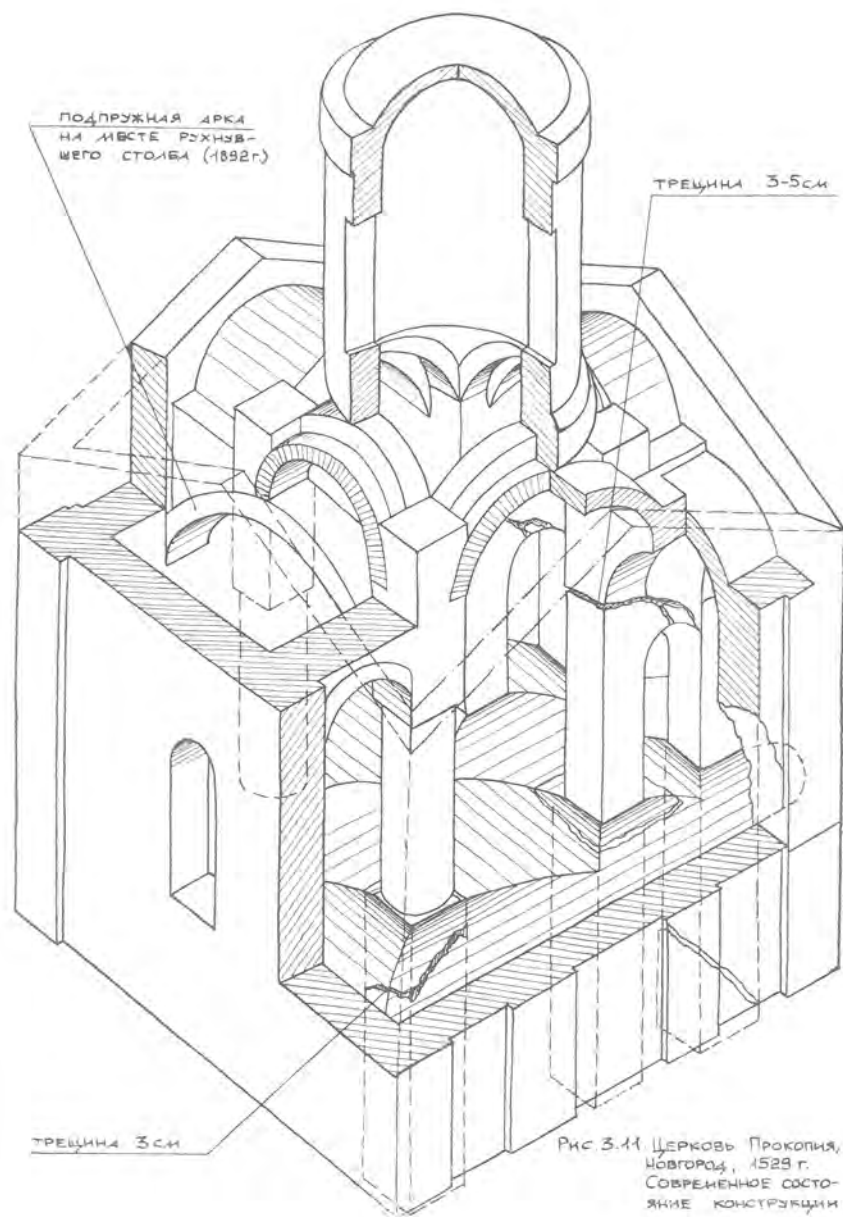


Рис. 3.11. Церковь Прокопия, Новгород, 1529 г. Современное состояние конструкции

стоянии, но стоят на культурном слое и непосредственно под ними в продольном и поперечном направлении проложены бревна, которые к настоящему времени сгнили.

3.6.3. Деформации распорных систем при одновременном действии нескольких факторов

Сложная деформация объемной двухъярусной системы при одновременном действии нескольких разрушающих факторов имеется на Благовещенском соборе в г. Горьком.

Благовещенский собор был построен в 1649 г. вместо первоначальной каменной Благовещенской церкви (1370 г.), которая к 1622 г. пришла в ветхость и была разобрана. Ее точное местоположение неизвестно. Можно предположить, что современный Благовещенский собор частично размещается на фундаментах церкви.

Собор является центральным зданием Благовещенского монастыря, расположенного на оползневой террасе на правом берегу реки Оки.

Оползневая терраса образовалась в XIII веке (тогда и был заложен монастырь). С тех пор оползневые явления наблюдались на нижнем склоне неоднократно. Северная часть откоса и кельи укреплялись контрфорсами не один раз.

Южная стена монастыря, а также церковь Сергия, расположенная выше собора в створе с монастырской стеной, также подвержена действиям сползающего верхнего склона и фактически является подпорной стеной, укрепленной контрфорсами.

Оползанию склона способствуют многочисленные источники, пронизывающие его. Кроме того, существующий искусственный водосток на склоне напротив собора не обеспечивает организованного отвода воды от подпорной стены, а наоборот, способствует размыванию основания склона (рис. 3.12).

Нагрузка, создаваемая наплывами грунта на подпорную стену, превосходит ее несущую способность. Стена (прясло) свеженереложная уже треснула, наклонилась.

Церковь Сергия, небольшая в плане, укрепленная мощными контрфорсами и имеющая значительно большую жесткость (по сравнению со стеной) в направлении действия оползня, передает сдвигающие усилия оползающего склона на рядом стоящую стену подклета Благовещенского собора. Давление, передаваемое на стену подклета, граничащую с церковью Сергия, составляет по обрезу фундамента 380 кН/м.

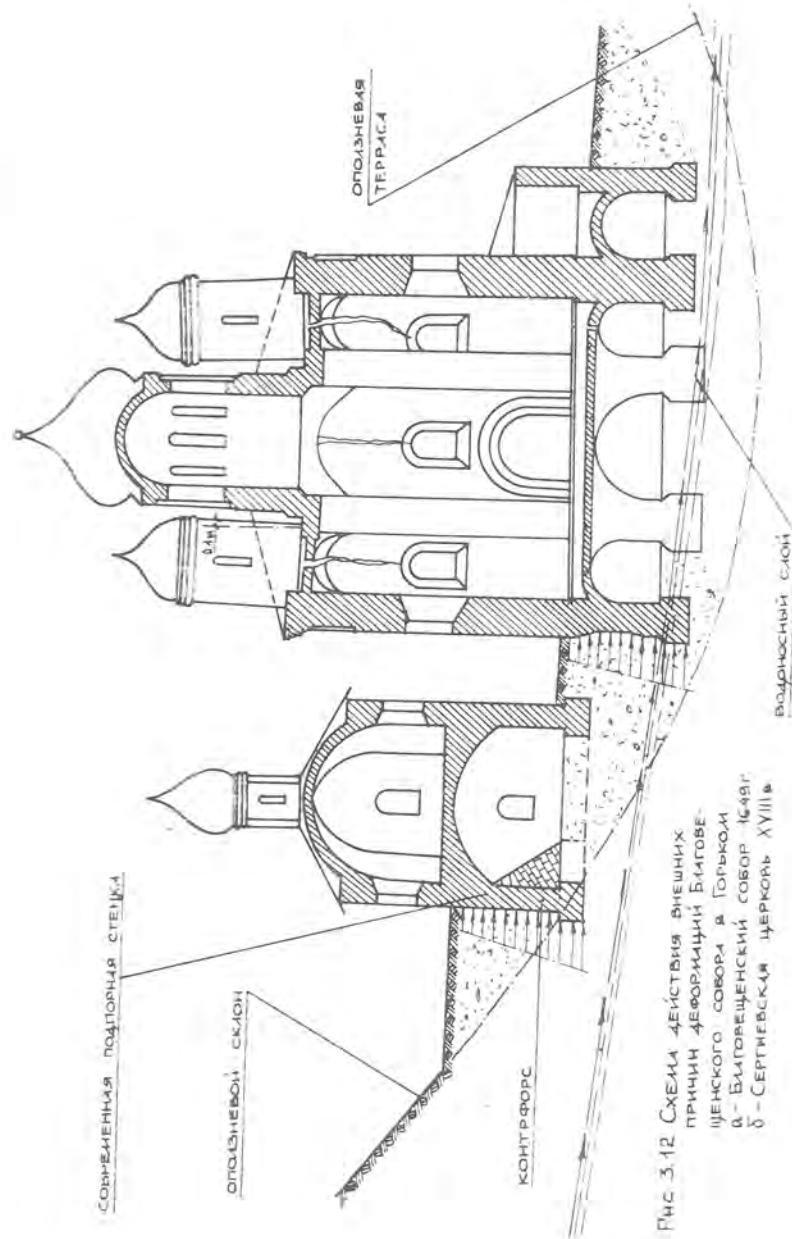


Рис. 3.12 Схема действия внешних причин деформаций Благовещенского собора в Горьком
а - Благовещенский собор 1649 г.
б - Церковь Сергия XVIII в.

Фундаменты собора подстилают насыщенные водой рыхлые отложения. В помещениях подклета периодически стоит грунтовая и талая вода, которая стекает туда в проемы в стенах собора. Таковы внешние факторы существования Благовещенского собора.

В конструктивном отношении собор также имеет ряд особенностей, влияющих на его техническое состояние, особенно при действии внешних разрушающих факторов. Так, западная пара угловых барабанов опирается не на стену, а на пологий лотковый свод со световыми вырезами в углах, не имеющий никаких дополнительных усилений в местах опирания барабанов. Восточные барабаны опираются на стену, не доходящую до фундаментов и поддерживаемую системой арок в 1 ярусе поперек собора в плоскости восточных столбов устроена силовая стена алтарной преграды. Нагрузка на основание под восточными столбами достигает 0,6 МПа, под западными — 0,9 МПа, под стенами — 0,4 МПа при несущей способности подстилающих грунтов — не более 0,2 МПа. Главными направлениями деформации собора являются:

1) просадка (по отношению к стенам перегруженных центральных столбов — 22 см, с соответствующей деформацией всех опирающихся на столбы или примыкающих к ним конструкций — разрывом подпружных арок, разрывом и даже вывалом блоков кладки в сводах, встречным наклоном (на 70 см!) западных барабанов, просадкой и разрывом стены алтарной преграды;

2) сдвиг части объема собора по направлению юг-север под действием бокового давления вышерасположенного оползающего склона; при этом поперечная стена между восточными столбами, будучи наиболее жестким внутренним элементом, сопротивляющимся сдвигу, режет собор на две части с образованием характерной трещины на фасаде.

Чрезмерные просадки фундаментов и сдвиги объема привели к обрыву большинства связей и образованию многочисленных трещин в сводах и стенах, выделяющих различные деформационные блоки (вклейка 5). В настоящее время на соборе производятся укрепительные работы 1 очереди по устройству связевого «корсета» в уровне перекрытия, разгрузке центральных столбов, восстановлению связей, вычинке сводов, выпрямлению барабанов.

СЛОЖНАЯ ДЕФОРМАЦИЯ КОМПЛЕКСА ЗДАНИЙ ЦЕРКВИ МИХАИЛА АРХАНГЕЛА АНДРОНИКОВА МОНАСТЫРЯ В МОСКВЕ

Комплекс церкви расположен в западной части монастыря над высоким береговым откосом Яузы. Комплекс

включает трапезную палату (1504—1506 гг.), церковь Михаила Архангела (1691—1739 гг.) и северную палату (кон. XVII — нач. XVIII вв.). Его протяженность с востока на запад составляет 38 м, с юга на север — 26 м, площадь застройки 750 м².

Трапезная представляет собой массивное квадратное трехъярусное здание с глубоким подвалом. Ее площадь по наружному контуру 17×17 м, высота стен около 12 м, глубина подвала от современной планировочной отметки 3,6—4,1 м. Верхний ярус — одностолпная палата, перекрытая впадушенными крестовыми сводами пролетом 6,0—6,1 м, толщиной в 1 кирпич. Внутренний размер помещения 13,5×13,5 м, сечение центрального столба 1,4×1,4 м. Центральный столб проходит через первый ярус и подклет, ступенчато расширяясь к фундаменту, однако симметричная система крестовых сводов в нижних ярусах не повторяется. К центральному столбу здесь примыкают продольные и поперечные стены, образуя помещения, перекрытые сводами различных типов. Впадушенным крестовым сводом перекрыта лишь юго-западная четверть 1 яруса. В соседней северо-западной четверти — цилиндрический свод с распалубкой, из трех восточных помещений 1 яруса два перекрыты цилиндрическими сводами разной высоты и пролета, одно — вытянутым крестовым сводом. Следует отметить явную деформированность сводов закладной половины, некачественное сопряжение элементов, наличие заложённых ниш и проемов. Очевидно, что внутренние стены и большая часть сводов 1 яруса имеют более позднее происхождение, чем наружные стены и центральный столб. Подклет трапезной палаты делится продольной стеной на два вытянутых помещения с цилиндрическими сводами. В конце XVII — начале XVIII веков к трапезной пристроена северная палата и с востока — церковь Михаила Архангела. Архитектура церкви — восьмерик на высоком трехъярусном четверике с прямоугольной двухэтажной апсидой. Размер церкви в плане 21×12 м, общая высота с крестом более 40 м. Северная палата представляет двухэтажный объем площадью 6,0×17,0 м с пристройкой в северо-западном углу. Трапезная и северная палаты имеют общий западный фасад одинаковой высоты, с небольшим изломом в плане по линии примыкания объемов. Помещения 1 яруса северной палаты перекрыты цилиндрическими сводами различного пролета и ориентации. Первоначальные конструкции перекрытия 2 яруса не сохранились. В настоящее время одно из помещений перекрыто железобетонной оболочкой, имитирующей крестовый свод, два других — малоразмерными бетонными плитами по металлическим балкам. Постройки XVII и XVIII веков не имеют подвалов,

их фундаменты заложены на 2,0—2,5 м и выше подошвы фундаментов трапезной палаты.

Ко времени последних реставрационных работ (1950-е годы) все здания комплекса получили те или иные разрушения и деформации, выраженные в виде просадок и поворотов отдельных блоков кладки, местных провисов кладочных рядов, обрывов связей, обрушений перекрытий и т. п. Обследованиями 1948—1950 гг. был определен характер основных (последних!) деформаций, что позволило в процессе реставрационных работ провести специальные инженерные укрепления, замедлившие деформационные процессы. Полной стабильности, однако, добиться не удалось, — в последние 20 лет имело место раскрытие старых и появление новых трещин, сопровождающих различные виды деформаций (вклейка 6).

В наиболее неблагоприятном состоянии находятся здания трапезной и северной палат. Как видно из приведенных схем, их общий западный фасад расчленен системой косых трещин, переходящих на торцевые стены и конструкции перекрытия. В целом, объем трапезной делится трещинами на три основных деформационных блока, имеющих разную кинематику. Косые наклонные трещины в центральной части западного фасада, имеющие отчетливое продолжение на сводах 2-го яруса и подклета и далее на южной стене, выделяют 1-й (по времени) блок. Характер деформации — просадка с поворотом к юго-западу.

Группа косых трещин на западном фасаде вблизи примыкания северной палаты, пересекающих затем по диагонали перекрытие 2-го яруса и переходящих на южный фасад, выделяют 2-й блок деформации более позднего происхождения, чем первый. Различия в конструкциях перекрытий и в пластичности материала кладки сообщают границам деформационных блоков довольно сложные очертания. Кроме того, на сводах имеются трещины вторичного образования, т. е. образовавшиеся уже в деформированных и переложённых конструкциях, работающих по измененной схеме.

Деформация объема северной палаты выразилась в значительном наклоне западной и северной стен (с обрушением верхней части последней) и просадке с наклоном северо-восточного угла. Наклоны и просадки стен сопровождались нарушением устойчивости сводчатых перекрытий, расхождением их пят с образованием трещин по шельгам или по диагоналям сводов и даже с обрушением сводов 2-го яруса.

Деформации последних лет, повторяя характер предыдущих, сопровождаются раскрытием трещин по контакту первоначальных деформационных блоков, по периметру поздних переключков.

Исследования показывают, что причинами произошедших деформаций зданий комплекса служили, в основном, различные просадочные процессы, действующие одновременно или в различные периоды.

К числу естественных причин следует отнести.

1) неравномерное давление на основание при значительном превышении нормативного сопротивления грунта;

2) близость подошвы части фундаментов комплекса к поверхности откоса, что могло способствовать боковому выдавливанию грунта под нагрузкой, особенно при его намокании;

3) неравное заглубление фундаментов разновременных примыкающих объемов и отдельных стен. Данное обстоятельство более всего касается деформаций северной палаты с ее мелкими фундаментами, «висящими» выше смежных фундаментов трапезной на 2,5—3,0 м и передающими давление на разрыхленный материал их засыпки.

Фундаменты церкви Михаила Архангела, заглубленные на 1,8—2,0 м, частично также опираются на материал засыпки глубоких фундаментов трапезной. Сооружение церкви не могло не сказаться на состоянии конструкций трапезной, получившей боковую пригрузку восточной (подпорной) стены в несколько десятков тонн. Кроме общей тенденции к сдвигу всего объема палаты, наибольшие местные деформации должна была получить при этом восточная стена, своды перекрытия I яруса и особенно подклета и центральный столб в уровне этих перекрытий.

Совместное действие причин, указанных в пунктах 1), 2), 3), уже в начале XVIII столетия привели к серьезным просадкам западной стены трапезной и северной палат, что и вызвало необходимость установок контрфорсов со стороны откоса. Тогда же, видимо, произведена перестройка деформированных сводов I яруса и подклета трапезной с устройством вместо одностолпной палаты системы помещений, перекрытых самостоятельными цилиндрическими сводами. Ориентация переложённых сводов и стен весьма логична: цилиндрические своды подвала снимают сдвигающие усилия (от подпора восточной стены) с центрального столба и равномерно передают их на западную стену, заглубленную в откос. В I ярусе устройством цилиндрических сводов вместо крестовых снят концентрированный распор с наиболее опасного по тому времени северо-западного угла трапезной, подпертого контрфорсом.

В годы Великой Отечественной войны произошла наиболее значительная искусственная деформация объема трапезной (с образованием блоков I, II и т. п.), вызванная резким

разуплотнением основания и просадками конструкций в связи с устройством под западной стеной палаты бомбоубежища объемом до 200 м³. Нет сомнения, что разрыхление основания произошло уже в момент выработки грунта. В последующем, обрушение деревянных конструкций бомбоубежища и заполнение его объема осыпавшимся грунтом привело к еще большему разрыхлению основания и увеличению площади просадки.

Меры по устранению просадок проводились в первые же послевоенные годы, а в конце 50-х годов инженером Вологодским произведено заполнение полостей в основании закачиванием в скважины цементно-глинистого раствора. Тогда же выполнено усиление надземных конструкций — зачеканка трещин, перекладка обрушенных фрагментов сводов, восстановление воздушных связей и др. Принятые меры по укреплению основания и конструкций были своевременными и эффективными, поскольку устранили возможность дальнейших катастрофических деформаций.

Причиной последующих, ныне наблюдаемых деформаций, происходящих по старой канве (хотя и медленно), является действие следующих факторов нарушения основания:

- 1) естественное разрушение (гниение) остатков деревянных конструкций бомбоубежища с образованием пустот;
- 2) суффозионный процесс при дренировании грунтового потока сквозь массив участка и откоса в период дождей и таяния снега;
- 3) постоянная вибрация откоса при интенсивном движении тяжелого грузового транспорта по набережной Яузы.

4. МЕТОДЫ УКРЕПЛЕНИЯ РАСПОРНЫХ СИСТЕМ

4.1. Общие принципы конструктивного укрепления памятников

4.1.1. Выбор элемента укрепления

Конструктивное укрепление при реставрации подразумевает, главным образом, восстановление, поддержание или усиление функций конструктивных элементов древних зданий. Если сооружение к моменту реставрации утратило некоторые свои элементы, то они могут быть либо реконструированы и включены в работу — в целях воссоздания начальной или близкой к ней рабочей схемы, — либо заменены современными конструкциями как инертными к сложившейся системе, так и активно на нее влияющими.

Некоторые архитектурные памятники представляют лишь фрагменты сооружений, случайные и разрозненные, с измененными функциями. Сохраняя в той или иной степени архитектурную форму, они могут полностью потерять свое начальное конструктивное содержание. Поэтому их укреплению должно предшествовать выявление сложившихся конструктивных схем и современных функций каждого элемента. Эффективность укрепления зависит во многом от того, насколько выбранные для укрепления элементы действительно являются на данной стадии основными, стержневыми, несущими.

Приведем пример подобного выбора. Перекрытие одного из помещений I этажа Московской консерватории представляет систему двух центральных перекрестных арок, на которые опираются угловые распалубки. Одна из арок выполнена в регулярной радиальной кладке, другая образуется из двух полуарок, упирающихся в центральный участок первой арки, то есть имеет горизонтальную вставку длиной $\frac{1}{3}L$. Вторая составная арка с нерациональной формой оси способна нести приблизительно в 3,5 раза меньшую нагрузку, чем первая, и по своей функции является вспомогательной.

К настоящему времени главная арка деформировалась настолько, что ее несущая способность снизилась в 7,5—8 раз, и большая часть нагрузки перераспределилась на вспомогательную арку, явившуюся основным дублирующим элементом. Поскольку восстановление функций главной арки в силу необратимости деформаций оказалось невыполнимо, общее укрепление конструкции заключалось в снятии избыточной нагрузки именно с дублирующего элемента, то есть со вспомогательной арки (рис. 4.1).

Интересным примером является церковь Прокопия в Новгороде (см. п. 3.6.2), где в связи с просадкой центральных столбов и потерей промежуточных опор четырехстолпной системы в массиве кладки перекрытия и боковых диафрагм произошло формирование дублирующей схемы в виде обжатых однопролетных арочных зон, перераспределяющих давление и распор системы на наружные стены (рис. 4.2).

Проект укрепления памятника выполнен в двух вариантах, один из которых предусматривает полную реконструкцию и восстановление первоначальных функций всех элементов, а другой — усиление дублирующей бесстолпной схемы.

Особой аргументации требуют проекты укрепления дискретных систем, тем более включающих фрагменты распорных конструкций. Например, попытка восстановления функции связевого каркаса, расчлененного трещинами, но стабильно существующего в виде независимых блоков объема крестово-купольной системы, может оказаться совершенно лишним мероприятием, не способным каким-либо образом улучшить сложившуюся статику сооружения. Те же воздушные и стенные связи, установленные в потенциально неустойчивой дискретной системе, будут полезным профилактическим элементом, препятствующим дальнейшему разложению деформационных блоков.

Реконструкция утраченных элементов с использованием современных материалов, например восстановление обрушенных кирпичных столбов арочно-стоечной базилики из железобетона, способна активно воздействовать на сложившееся равновесие системы, вызвав перераспределение внутренних сил и их концентрацию на границе нового, более жесткого элемента.

4.1.2. Скрытые и открытые конструкции усиления

Дополнительно вводимые конструкции могут быть скрытыми, т. е. расположенными внутри укрепляемого элемента или объема, или открытыми. Возможны также комбинации скрытых и открытых конструкций или их сочетания с техно-

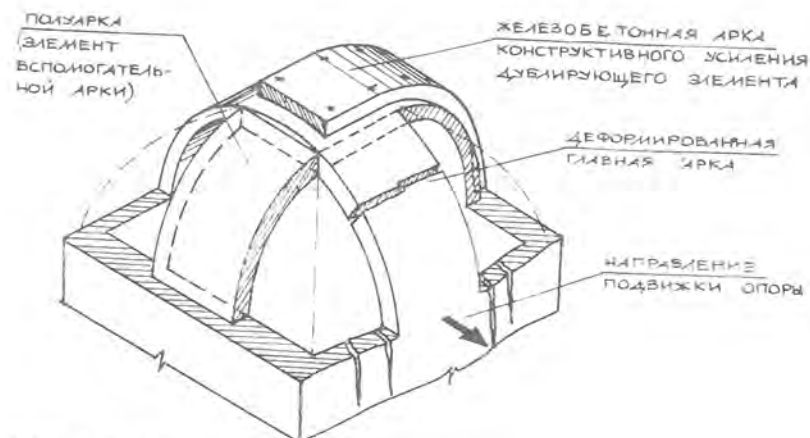


Рис. 4.1. Выбор элемента усиления в системе пересекающихся деформированных арок

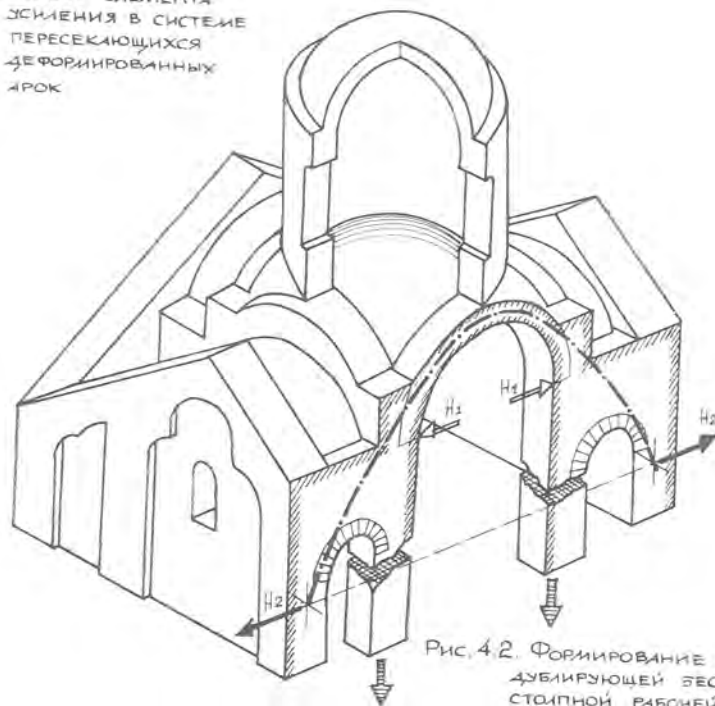


Рис. 4.2. Формирование дублирующей бесстолпной рабочей схемы в связи с потерей центральных опор

логическими видами укрепления — цементацией, силикатизацией и др. Выбор того или иного способа укрепления диктуется рядом конкретных условий, в первую очередь, техническим состоянием памятника и требованиями инженерной эстетики. Любой способ, приемлемый сам по себе и даже успешно апробированный на нескольких памятниках, может быть скомпрометирован при его механическом перенесении на другие подобные объекты или при низком качестве работ.

Примером крайне неудачного использования открытых конструкций может служить выполненное в 1980 году противаварийное укрепление церкви Андрея Стратилата в Новгородском кремле. Вытянутый низкий объем одноглавой церкви XVII века своей западной половиной опирается на остатки стен лестничной башни Борисоглебской церкви XII века, раскрытой как археологический объект. Вследствие неоднородности основания и повышения уровня грунтовых вод здание опасно деформировалось с образованием многочисленных трещин, воздушные связи вышли из работы (вклейка 7). Конструкция укрепления состоит из открытого наружного бандажа и соединяющих его 4-х воздушных связей. Примыкание бандажа к стенам очень неплотное: фактически он висит на наружных концах связей, две из которых заанкерены в трещины. Конструкция не препятствует какой бы то ни было деформации объема, кроме того, крайне неэстетична.

Новый проект укрепления, разработанный объединением «Союзреставрация», предусматривает обеспечение жесткости объема за счет введения в интерьер замкнутой железобетонной рамы (открытая конструкция), соединенной радиальными анкерами с кладкой свода и внутрстенными железобетонными подхватами (скрытая конструкция). Трещины инъектируются. Одновременно предлагается устройство тонких бетонных арочных перемычек для поддержания нависающих над лестницей участков стен церкви и экспонирования древней кладки в нишах.

Скрытые конструкции укрепления, обычно предпочитаемые реставраторами, могут во многих случаях оказаться менее удачными, чем открытые, или даже непригодными, например, из-за несовместимости свойств древних и новых материалов, особой сложности и неоправданно высокой стоимости работ. Всем известны примеры разрушения кирпичной и особенно белокаменной кладки коррозией скрытых металлических балок и связей или повреждения фресок при бетонировании внутрстенных поясов и инъектировании пустот.

Как ни парадоксально, но иногда скрытые конструкции оказываются непригодными именно с точки зрения инженер-

ной эстетики. Здесь идет речь о попытках укрепления скрытыми конструкциями (различными каркасами и сердечниками) наклонных стен, столбов, арочных консолей и т. п. Такие сооружения с явно незамкнутой рабочей схемой, требующие логического, открытого подтверждения устойчивости, будучи укреплены неявно, останутся зрительно неустойчивыми и аварийными.

4.2. Укрепление элементов распорных систем

Как отмечалось выше, почти любой вид деформации арок и сводов есть заключительный или промежуточный этап длительного многоходового процесса общей деформации здания или системы «памятник-среда». Поэтому полный комплекс укрепления распорных конструкций часто включает мероприятия по укреплению не только (и не столько!) самих сводов, но и стен, столбов, контрфорсов и других конструкций, несущих эти своды или воспринимающих их распор.

4.2.1. Укрепление опорного контура сводов

Очевидно, что наибольшую опасность для распорных конструкций представляет горизонтальная подвижка опор, при которой снижается подъем, высота сжатой зоны сечений и, соответственно, несущая способность арочных элементов. Поэтому при укреплении распорных систем одной из важнейших задач является обеспечение несмещаемости опор арок и сводов.

Распространенным приемом является восстановление функций утраченного или поврежденного связевого каркаса системы. В расчищенные каналы древних деревянных стеновых связей устанавливаются металлические стержни из арматуры или проката, соединяемые в углах для образования замкнутого контура. В зонах приложения наибольшего или сосредоточенного распора, например в плоскости подпружных арок, между распалубками или в средней части лотков сомкнутых сводов, стеновой каркас соединяется с восстанавливаемыми элементами воздушных связей, что, с одной стороны, снижает его деформативность, с другой — увеличивает зону удержания воздушной связи.

Каналы бетонируются: при надлежащем армировании и сечении каналов стеновые связи могут работать как железобетонные пояса, способные воспринимать, кроме растяжения, изгибающие моменты от действия распределенного распора на участках между анкерами воздушных связей.

Иногда при отсутствии каналов древних связей или по иным причинам возникает необходимость устройства наружного бандажа, стягивающего опорный контур в уровне пят

сводов или выше. Например, завершающий свод Никольской церкви в Соловках укреплен постановкой наружного комбинированного металлического с железобетонными анкерными угловыми подушками пояса, скрытого под конструкцией кровли (рис. 4.3).

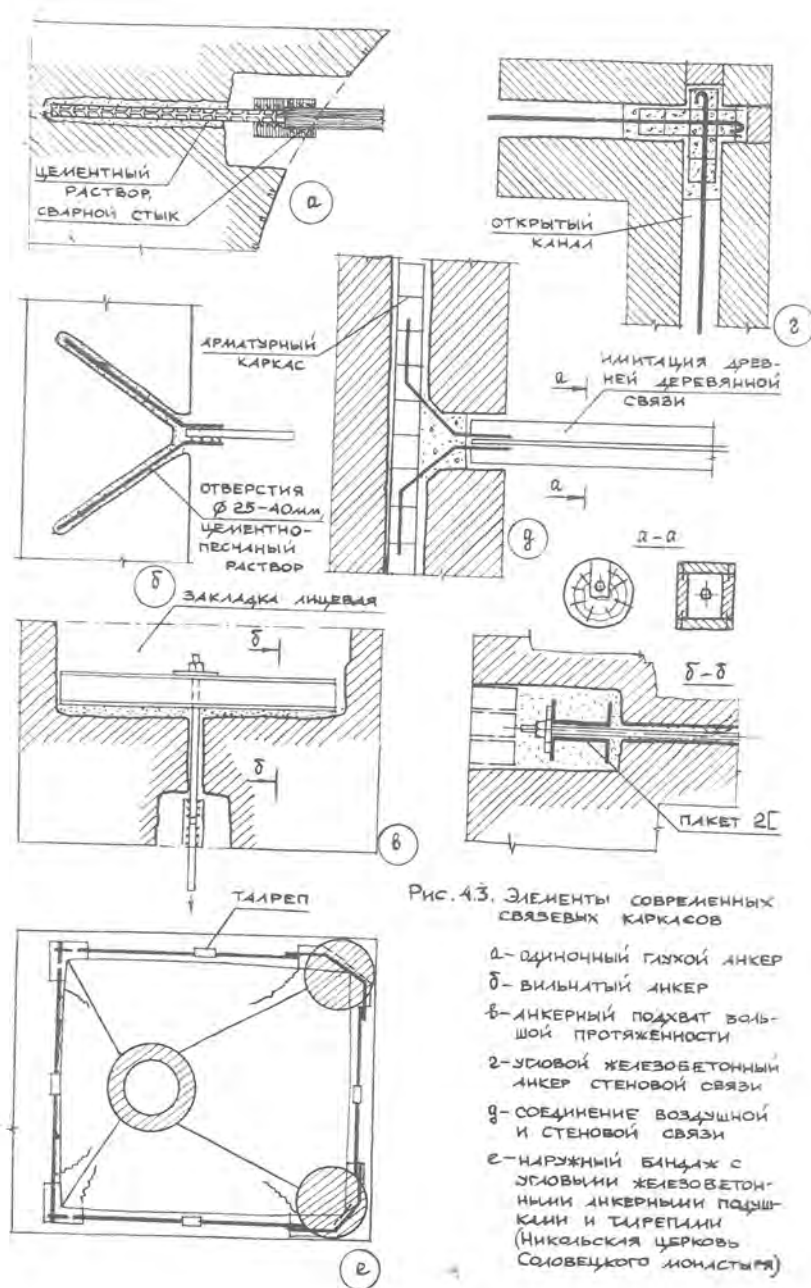
Для предотвращения развития деформаций, связанных с неравномерными осадками, подвижками или поворотами стен и столбов, применяются, как правило, жесткие конструкции усиления, способные воспринимать большие сжимающие и изгибающие усилия при подвижках. Иногда они сочетаются с гибкими связями, работающими только на растяжение.

Например, в новгородском Знаменском соборе независимые перемещения стен и центральных столбов, вызвавшие критические деформации сводов подклета, предполагается остановить устройством системы пересекающихся металлических обетонированных связей в уровне перекрытия (над сводами), а также установкой мощных железобетонных распорок между фундаментами. Все обоймы и распорки располагаются ниже уровня пола, но являются, тем не менее, открытыми конструкциями, так как между ними экспонируются фрагменты стен и столбов древней церкви Знамения (1353 г.).

В горьковском Благовещенском соборе (см. 3.6.3) укрепление опорного контура сводов верхнего яруса произведено с помощью системы монолитных железобетонных поясов, причем общий стягивающий пояс врезан и заанкерен по периметру в кладку стен с внутренней их стороны.

В Соловецком монастыре в 1983 году выполнено укрепление сползающей в ров восточной стены Новобратского корпуса с помощью системы перевернутых кирпичных полуарок, упирающихся верхним концом в низ цоколя здания, а нижним — в валунный фундамент крепостной стены XVI века (рис. 4.4). Перевернутые арки и полуарки могут, видимо, использоваться как скрытые контрфорсы для фиксации взаимного положения блоков здания, расположенных на разных уровнях и небольшом расстоянии друг от друга. Основным достоинством перевернутых полуарок является то обстоятельство, что обратный распор от потенциальной подвижки верхней пяты компенсируется пассивным отпором грунта (постели) под аркой.

Существуют и открытые неперевернутые арки-распорки, в которых противодействие сжатию и смещению пят достигается специальной пригрузкой арки, т. е. искусственным отпором. Применению арок-распорок, как и вообще открытых арочных конструкций, препятствует их архитектурная активность. Более нейтрально выглядят обычные контр-



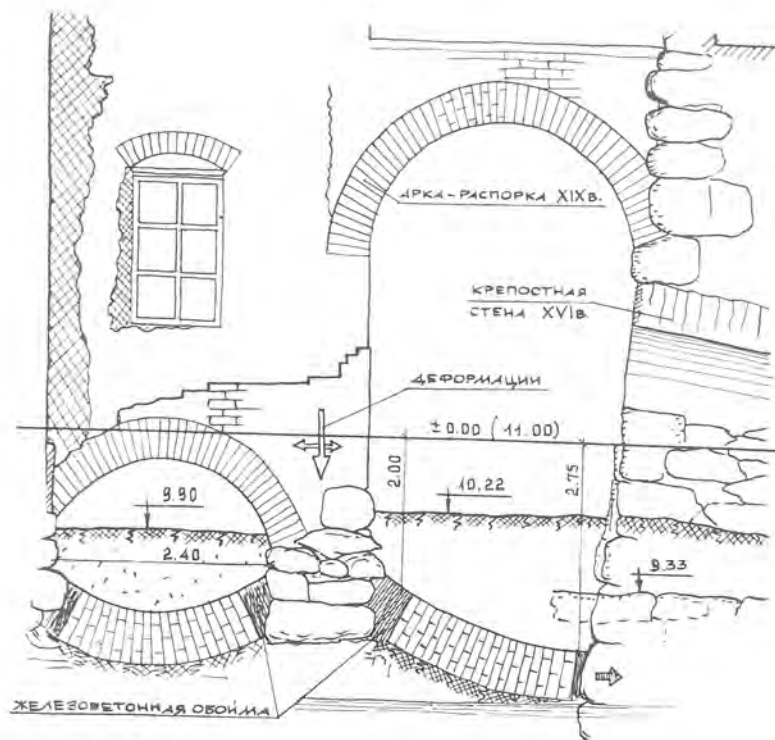


Рис. 4.4. Укрепление фундаментов скрытия перевернутыми арками-распорками Новобратского корпуса Соювецкого монастыря

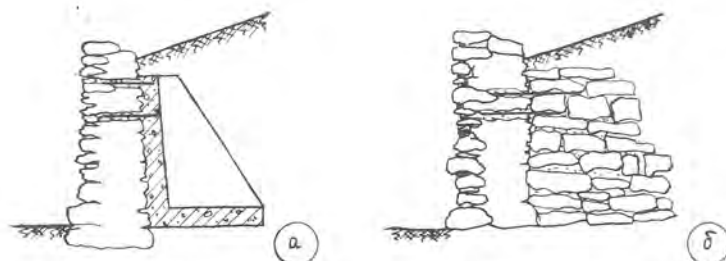


Рис. 4.5. Укрепление подпорных стен скрытия контрфорсов: а - железобетонный, б - вутовый

форсы, однако их эффективная работа возможна лишь при надлежащей устойчивости основания.

Как показывает практика, контрфорсы многих архитектурных памятников, возведенные одновременно со зданием или, главным образом, после начала деформаций, своих функций не выполняют, существуют независимо от укрепляемого объекта. Например, контрфорсы, пристроенные к Братскому корпусу Иверского монастыря, не только не препятствуют отрыву и сползанию в овраг торцевой части здания, но даже опережают ее в этом движении. Или, например, контрфорсы XVIII века трапезной палаты Андроникова монастыря (1504—1506 гг.), заглубленные в насыпной грунт на 2,5 метра выше подошвы фундаментов палаты (основанные на коренных грунтах), подпирают ее стену, конечно, чисто символически.

Контрфорсы являются достаточно распространенным способом укрепления в реставрации. В зависимости от архитектурных требований и характера нагрузок они выполняются либо из традиционных кладочных материалов, либо из железобетона и даже стальных профилей. В качестве местных жестких элементов длинных стен цилиндрических сводов могут использоваться развитые пилястры и части стен поперечного направления при соответствующей их обработке.

4.2.2. Укрепление сводов, деформированных при смещении опор и при перегрузках

Восстановление несущей способности деформированных сводов при выполаживании, провисании, волнообразной деформации и т. п. представляет сложную, порой трудно разрешимую задачу, т. к. снижение высоты сжатой зоны сечений при названных деформациях связано с необходимыми, в основном, изменениями геометрии сводов. Незначительное увеличение сжатой зоны происходит при расклинке раскрытых швов снизу, т. к. при этом несколько увеличивается нижняя поверхность, свод как бы поднимается вверх, а кривая давления опускается. Логически следует расклинивать одновременно обе поверхности. Естественно, что расклинка трещин и швов имеет смысл лишь при положительной кривизне поверхности свода, т. к. расклинка провисающих участков еще более увеличивает длину поверхности.

Эффективным, но редко осуществляемым способом изменения геометрии свода является его выдавливание вверх до проектного рабочего положения с помощью выдвигной опалубки, так называемого зонта. При достаточно равномерном

давлении снизу кладочные элементы раздвигаются, образуя временно совсем необжитые участки кладки, удерживающиеся в опалубке. Далее производится равномерная зачеканка раствором раскрытых швов и трещин, и опалубка убирается. Приведенный способ уместен для пластичной кладки (слабый раствор, пустошовка) и при отсутствии какой-либо нагрузки на свод.

Часто применяющаяся зачеканка трещин и пустых швов не изменяет геометрии свода и не увеличивает высоты сжатой части сечений. Положительное действие данного способа заключается в стабилизации существующей формы и в повышении сопротивляемости поперечным сдвигам (от действия местных нагрузок) за счет бокового сцепления раствора. Зачеканка или инъекция швов необжитых висячих зон (см. 3.2) не изменяет их характера, т. е. они остаются висячими, неработающими зонами свода и удерживаются от падения лишь сцеплением раствора.

Фиксация висячих зон возможна с помощью их подвески к распределительным элементам — аркам, балкам, плитам, проложенным над сводом и передающим нагрузки на здоровые участки кладки или на опоры. Подобные решения осуществлены при укреплении сводов перекрытия Московской консерватории и на других объектах. Следует помнить, что подвешивание рабочих зон сводов, как и подпираание снизу, недопустимо, т. к. нарушает принцип существования распорных конструкций.

В некоторых случаях увеличения высоты сжатой зоны сечения укрепляемого свода можно добиться и без изменения существующей геометрии за счет включения в совместную работу деформированной арки или полосы свода и дублирующего арочного элемента, который выкладывается или бетонируется поверху (вклейка 8). Совместная работа слоев составного сечения обеспечивается постановкой радиальных анкерных стержней-шпонок и инъекцией существующих зазоров между слоями. Шаг и диаметр анкерных стержней при этом определяется, исходя из величины сдвигающих усилий в составном сечении ($T = \frac{QS}{J} - a$). Такой

способ осуществлен в 1981 году в Астрахани при усилении деформированных крестовых сводов и подпружных арок Большой трапезной палаты Троицкого собора и в 1983 г. в Московской консерватории.

4.2.3. Разгрузка деформированных сводов

В тех случаях, когда нерационально приложенная нагрузка создает недопустимое напряжение в кладке и опасно

деформирует свод, или когда нет возможности погасить действие возросшего распора за счет увеличения жесткости опорного контура, целесообразна частичная или полная разгрузка свода с помощью распределительных элементов, передающих избыточные нагрузки на устойчивые зоны опорных конструкций. Разгрузка сводов с помощью одиночных или перекрестных балок, подведенных под стены, нагружающие свод, выполнена в трапезной палате Андроникова монастыря, в Верхоспаском соборе Большого Кремлевского дворца, в соловецкой Никольской церкви.

В трапезной палате Андроникова монастыря тонкие (24—25 см) своды III яруса, сложенные в 1504—1506 гг., неоднократно деформированные (см. 3.6.3), имеющие расчлененный опорный контур, не могли считаться надежным основанием для конструкций помещения, организуемого при приспособлении чердака над сводами. Поэтому стены и перекрытие нового помещения (облегченной фахверковой конструкции) выполнены с опиранием на монолитные железобетонные балки ($l=15,2$ м, $h=0,8$ м), забетонированные с соблюдением зазора 10 см от поверхности сводов. Балки опираются на угловые бетонные подушки, заанкеренные в кладку стен и, разгружая своды, работают одновременно, как связевые элементы, препятствующие горизонтальным деформациям стен, несущих эти своды. Работа выполнена в 1977 году.

Перекрестные железобетонные двухветвевые балки, разгружающие аварийный свод над Золотой царицыной палатой Большого Кремлевского дворца (см. п. 3.6.1), выполнены различной высоты в соответствии с величиной потенциальных нагрузок (вклейка 4). Их верхняя арматура соединена с анкерными шайбами в торцевых стенах с целью уменьшения пролетного момента. Ветви балок и соединяющие их диафрагмы врезаны в кладку нагружающих своды стен на 7—8 см с инъекцией усадочных швов. Зазор между низом балок и сводом составляет 5 см, воспринимаемая балками расчетная нагрузка 1300 кН. Работы выполнены в 1979 году.

В соловецкой Никольской церкви помимо железобетонной балки, снимающей тяжелую продольную нагрузку с восстановленного свода различной палаты, введены и две монолитные железобетонные арки с затяжками, усиливающие подпружные арки свода в местах приложения чрезмерной поперечной нагрузки (1980—1981 гг.).

Эффективным способом разгрузки неустойчивого опорного контура от распора восстанавливаемых сомкнутых сводов, шатров и куполов является их замкнутое поярусное армирование. Качественно выполненное армирование кладки

в средней трети высоты сводов способно также существенно компенсировать нерациональность формы, снизить значения изгибающих моментов в сечениях. Кольцевое армирование кладки заложено в проекте реконструкции купола мечети Рабля Султан в г. Туркестане. Поярусное армирование свода в сочетании с воздушными связями выполнено при восстановлении завершения церкви Симеона Столпника московского Даниловского монастыря (1984 г.).

Иногда представляется методически и логически оправданной замена восстанавливаемой распорной конструкции на ее безраспорную (или малораспорную) имитацию. Тонкостенные железобетонные оболочки, например, имитирующие своды трапезной Богоявленского собора в Иркутске и северной палаты московского Андроникова монастыря, способны гасить свой распор за счет жесткости армированных нервюр и опорных ребер.

Бетонные имитации небольших пологих сводов междуэтажных перекрытий могут выполняться с горизонтальной верхней поверхности и плоским плитным армированием.

В целях улучшения контакта с сохранившимися фрагментами старой кладки для изготовления бетонных сводов может быть применен кирпичный бетон с кирпичным боем вместо щебня с известково-цементно-цемяночным вяжущим.

Известная сухость, свойственная бетонным сводам, в значительной степени устраняется смягчением опалубки, т. е. устройством ее поверхности без острых углов и кромок, со сплошной прокладкой из толстого картона или строительного войлока, как это, например, успешно сделано в Иркутске на церкви Богоявления. При устройстве полных бетонных имитаций или при введении в кирпичные своды значительных по площади бетонных фрагментов и заплат, резко меняется акустика помещений, поэтому в их конструкциях должны быть предусмотрены отверстия-голосники, снижающие мембранный эффект, а по верхней поверхности устроена засыпка из керамзита или другого легкого звукопоглощающего материала.

4.2.4. Укрепления при структурном разрушении кладки

Под структурным разрушением здесь подразумевается, во-первых, деструкция строительного материала кладочных элементов, а во-вторых, нарушение монолитности кладочной структуры целой конструкции. Структурному разрушению подвергается мокрая кладка сводов и стен при протечках кровель и коммуникаций, капиллярном подсосе влаги из грунта, коррозии закладного металла, изменении температурно-влажностного режима и др. Структурное (обычно

морозное и солевое, реже биологическое) разрушение может быть выражено, например, в размягчении и высыпании раствора из швов в необжатой зоне, в отслоении и падении целых пластов кладки или отдельных камней, в образовании рыхлого, осыпающегося при высыхании раствора-щебеночного конгломерата. Перечисленные виды разрушения создают необходимость разработки технологических или комбинированных способов укрепления, например армирования и инъекции кладки.

Расслоившиеся кирпичные конструкции могут быть надежно укреплены системой анкерных стержней, установленных нормально или под некоторым углом к плоскости расслоения. На первой стадии стержни работают как противаварийные элементы, препятствующие дальнейшему расслоению и уменьшающие свободную длину каждого слоя, как самостоятельной сжимаемой конструкции. На второй стадии, при инъектировании зазоров между слоями, анкерные стержни воспринимают избыточное давление раствора, создаваемое насосом и способное вызвать обрушение наружного слоя. Далее, после твердения раствора и склеивания слоев, анкерные стержни служат страховочными элементами.

Часто расположенными пересекающимися стержнями, так называемым косвенным армированием, укрепляются перегруженные или аварийные конструкции небольшого сечения — столбы, контрфорсы, аркбутаны. Для массивных стен большого протяжения, имеющих одну или две открытые боковые поверхности, возможно только поперечное армирование. Поярусное расположение стержней, концы которых могут быть объединены арматурными сетками, удобно для создания опорных армированных рядов или железобетонных поясов при восстановлении утраченной лицевой кладки (рис. 4.6).

Особую сложность представляет укрепление кладки сводов при ее морозном слоистом разрушении и выпадении части камней и раствора. Сложное крепление подобных аварийных сводов было проведено на объектах Соловецкого монастыря в 1981—1983 гг. Исследования распадубок свода Трапезной палаты 1552—1557 гг., а также свода ризницы Никольской церкви (1833 г.) показало, что их кладка многослойно расчленена на ряд самостоятельно существующих сводчатых образований толщиной 3—6 см, пролетом 1,5—3,0 м с чрезвычайно малой собственной устойчивостью формы. Любое точечное давление на нижнюю поверхность свода вызывало падение слабоскрепленных висячих частей кладки, поэтому сверление отверстий под анкера или инъекционные трубки не представлялось возможным. Временно

подкрепленная нижняя поверхность свода была освобождена от заведомо висячих элементов. Затем в швы были аккуратно забиты металлические костыли длиной 15—20 см с целью некоторой расклинки кирпичей в нижних слоях кладки, а также для крепления штукатурной сетки, используемой для армирования толстого намета при восстановлении утраченных зон кладки. Шаг костылей определялся по месту. Далее выполнялся послойный намет специального штукатурного раствора, включающего известь, цемент, цемьянку и песок.

Перечисленные мероприятия позволили получить достаточно устойчивые участки, способные воспринимать давление электродрели при сверлении скважин, которые проходились практически на всю толщину свода (40—45 см) и пересекали большинство расчлененных слоев кладки. Далее, часть скважин была использована для установки радиальных анкерных стержней, а другая — для заделки инъекционных трубок, через которые производилось заполнение пустот и трещин (рис. 4.7).

Данный способ крепления и другие комбинированные способы, например косвенное армирование и силикатизация кладки, требуют высокой культуры производства, строгого выполнения последовательности операций. Для армирования рекомендуется применять нержавеющий металл. Количество черного металла должно быть минимальным даже при надлежавшем его антикоррозийном покрытии. Это, в первую очередь, касается элементов связевого каркаса, так как коррозия его анкерных частей способна привести к разрывам и расслоениям кладки, выдергиванию растянутого стержня, к сдвигу или обрушению блока кладки. Практика показывает, что в условиях некачественного или неконтролируемого производства работ анкерное крепление или армирование особо ответственных конструкций следует, видимо, рассматривать как временное противоаварийное мероприятие или как часть укрепительного комплекса, но не как основной или единственный вид укрепления.

Инъектирование цементным и сложным раствором представляет современный и весьма рациональный способ укрепления кирпичной, каменной и смешанной кладки, расчлененной трещинами на крупные и средние блоки или на щебечные фракции под действием нагрузок, размораживания или коррозии металла. Эффективность инъекционного укрепления зависит от структуры кладки, степени ее расслоения, влажности и химического состава материала, качества инъекционного раствора, частоты скважин и других факторов. Наилучшие результаты обычно достигаются при инъектировании сравнительно сухой, расслонившейся кладки из

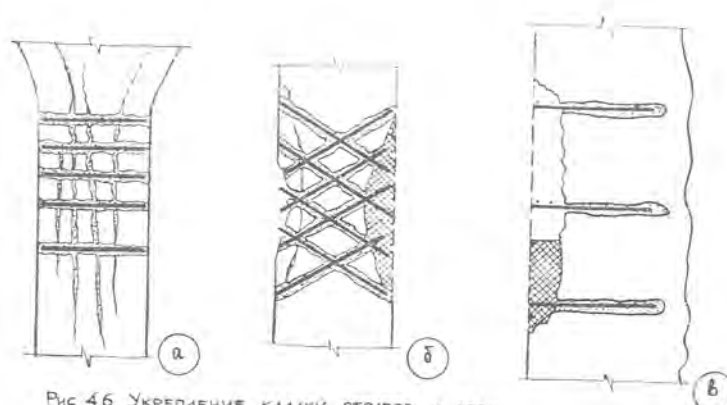


Рис 4.6 Укрепление кладки столбов и стен при различных видах разрушения

а, б — косвенное армирование
в — поясное армирование

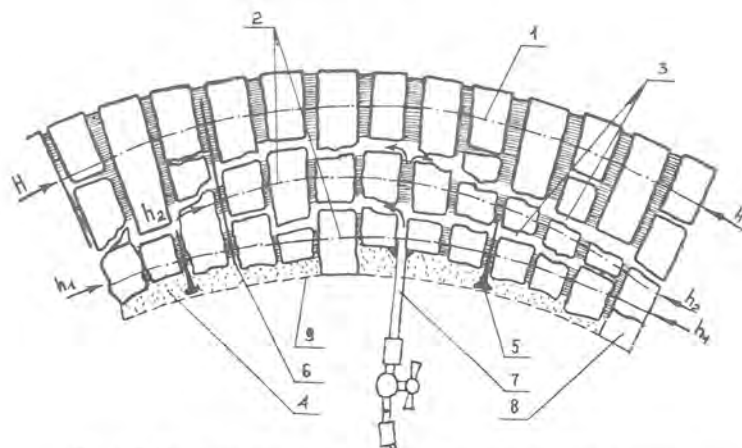


Рис 4.7 Комбинированное укрепление свода при слоевом разрушении кладки и утрате поверхностного слоя

- 1 — рабочая зона свода
- 2 — неустойчивые прочные образования
- 3 — трещины расслоения
- 4 — утраченная часть кладки
- 5 — металлические костыли
- 6 — анкер
- 7 — инъекционная трубка
- 8 — выпавшие элементы кладки
- 9 — восстановившаяся нижняя поверхность свода

кирпича, белого камня, песчаника и туфа при раскрытии трещин более 1 мм. Тесаная кладка из гранита, базальта и других тяжелых, непористых материалов укрепляется инъекцией плохо, т. к. не происходит отбора воды, и раствор, заполняющий швы, остается рыхлым, слабо сцепляющим разорванные трещинами блоки и отдельные камни. Вообще, затвердевший инъекционный раствор должен быть близок по своим физико-химическим свойствам к материалу кладки. Компонентами инъекционных растворов могут быть цемент, известь-тесто, просеянный мелкий песок, белокаменная мука, цемянка. Для нагнетания растворов используют насосы С-420 А и С-854, создающие давление до 6—8 атм (0,6—0,8 МПа).

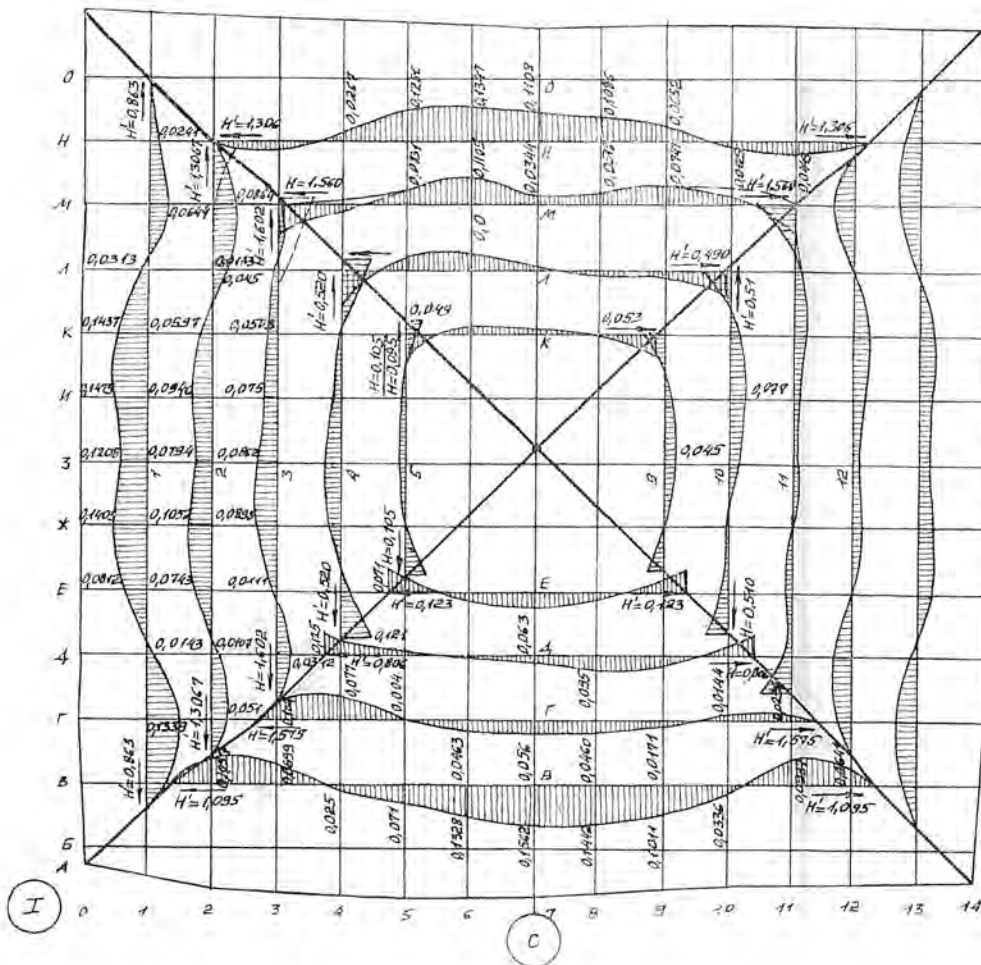
Наиболее удачные работы по инъекционному укреплению выполнены в 1976—82 гг. по проектам В/О «Союзреставрация» на церкви Рождества в Городне (полубутовая кладка стен, своды из пиленого камня, XV—XVIII вв.), трапезной Воскресенского собора Горицкого монастыря под Кирилловым (кирпичная кладка, XVII в.), церкви Преображения в с. Остров (белокаменные стены и своды, XVI в.).

Инъекция нежелательна для укрепления кладки сводов и стен, имеющих темперную или масляную живопись, т. к. отбор воды из раствора сопровождается движением солей, разрушающим грунтовку и минеральные краски живописного слоя.

Наименование памятника, место и год постройки		Церковь Прокопия, Новгород, 1529 г.	Церковь Рождества на Красном поле, Новгород, 1582 г.	Архангельский собор, Рязань, кон. XV-XVI вв.	Никола-Августинский собор, Новгород, 1113 г.	Троицкий собор Клоцкого монастыря, Новгород, 1568 г.	Знаменский собор, Новгород, 1682-1688 гг.	Успенский собор, Владимир, 1158-1160 гг.	Успенский собор, Тула, 1762-1764 гг.	Успенский собор, Астрахань, 1698-1740 гг.	
1	Условное обозначение сводов перекрытия и элементов жесткости условной плоской трехпролетной системы поперечного направления										
2	Площадь перекрываемого помещения (без апсид) (кв.м)	F	43	71	155	215	210	344	328	448	544
3	Ширина центрального нефа в свету (м)	A	2,13-2,35	2,8	4,14	4,20-3,60	5,0	5,8	5,85	5,88	6,30-6,70
4	Высота центральных столбов (м)	h _a	6,0	7,8	9,0	10,8	12,0	11,6	17,0	13,0	20,3
5	Высота центрального барабана (м)	B		4,4	6,4	7,5	6,1	7,0	8,9	9,8	14,2
6	Уровень распора системы относительно уровня заделки или промежуточной опоры элемента жесткости	h _c	4,6	6,0	9,0	10,0	10,7	9,5	13,3	13,0	20,3
7	Комплексная геометрическая характеристика $K=A \times B \times h_c$	K	39,4	4,5	240	353	327	386	660	742	1940
8	Параметры центральной подпружной арки: Расчетный пролет (м) Расчетная стрелка (м)	l_a f_a	2,60 1,30	3,40 1,70	4,58 1,62	4,40 2,02	5,50 2,75	6,40 3,00	7,15 3,50	6,50 3,20	7,50 3,70
9	Теоретический распор центральной арки (кН)	H _a	32	56	112	203	129	189	388	380	630
10	Действительный распор системы (кН)	H _c	21	48	96	190	120	180	360	350	610
11	Теоретический опрокидывающий момент центрального модуля $M_a = H_a \times f_a$ (кН.м)	M _a	192	409	1008	2192	1546	2200	6600	4900	12800
12	Опрокидывающий момент системы $M_c = H_c \times f_c$ (кН.м)	M _c	96	290	864	1900	1280	1720	4780	4550	
13	Восстанавливающий момент системы (кН.м)	M _b	210	800	1380	1500	1970	2450	4000*	3200	8460
14	Усилии в воздушных связях недеформированной системы (кН)	N	—	—	—	40	—	—	46	104	182
15	Напряжение в кладке а) центральных столбов (МПа) б) наружных стен (МПа)	σ_{σ} —	0,30 0,25		0,44 0,25	0,77 0,38	0,56 0,32	0,66 0,38	1,00 0,53	0,93	2,00 0,96

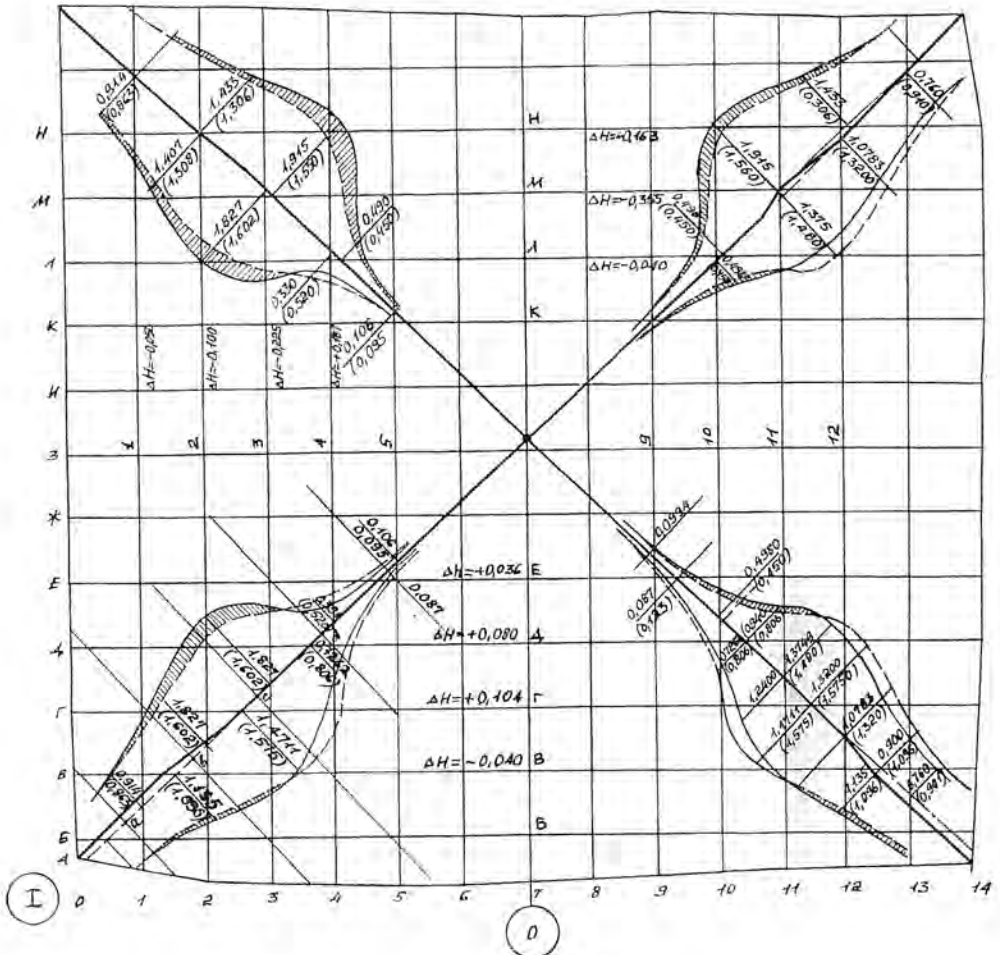
* до обстройки 1185 года

Картограммы изгибающих
моментов элементарных
троек (вспарушенный крес-
товый свод Успенского
собора Московского Кремля)



ВКЛЕЙКА 3

КАРТОГРАФИЯ РАСПОРОВ
ЭЛЕМЕНТАРНЫХ ДРОК
В РАСПЛУБКАХ (НЕУРАВНОВЕШЕННЫЕ)
В СИСТЕМЕ (УРАВНОВЕШЕННЫЕ)



КОНСТРУКЦИИ ЗАВЕРШЕНИЯ
ВЕРХОСПАССКОГО СОВОРА

УРОВНИ ПРОСЛОЧНЫХ БЛОКОВ

ПРИДЕЛ ИОАННА БЕЛГОРОДСКОГО

РАЗГРУЗОЧНЫЕ БАКИ ПРОТИВО-
АВАРИЙНОГО УКРЕПЛЕНИЯ 1979Г.

ПЕРЕКРЕСТНЫЕ АРКИ УКРЕПЛЕНИЯ СВОДА
ЗОЛОТОЙ ЦАРИЦЫНОЙ ПАЛАТЫ, 1682Г.

СОМКНУТЫЙ СВОД ЗОЛОТОЙ
ЦАРИЦЫНОЙ ПАЛАТЫ

ЦЕРКОВЬ СПИ-
СИ ЗА ЗОЛО-
ТОЙ РЕШЕТКОЙ

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ
ОВОЙМЫ
УКРЕПЛЕНИЯ
XVIII В.

"ДУБЛИРУЮЩИЙ"
СВОД, 1682Г.

ПРОВИС ~ 15 см

а

ЭПЮРА РАСПОРА ВЕРХНЕГО
"ДУБЛИРУЮЩЕГО" СВОДА

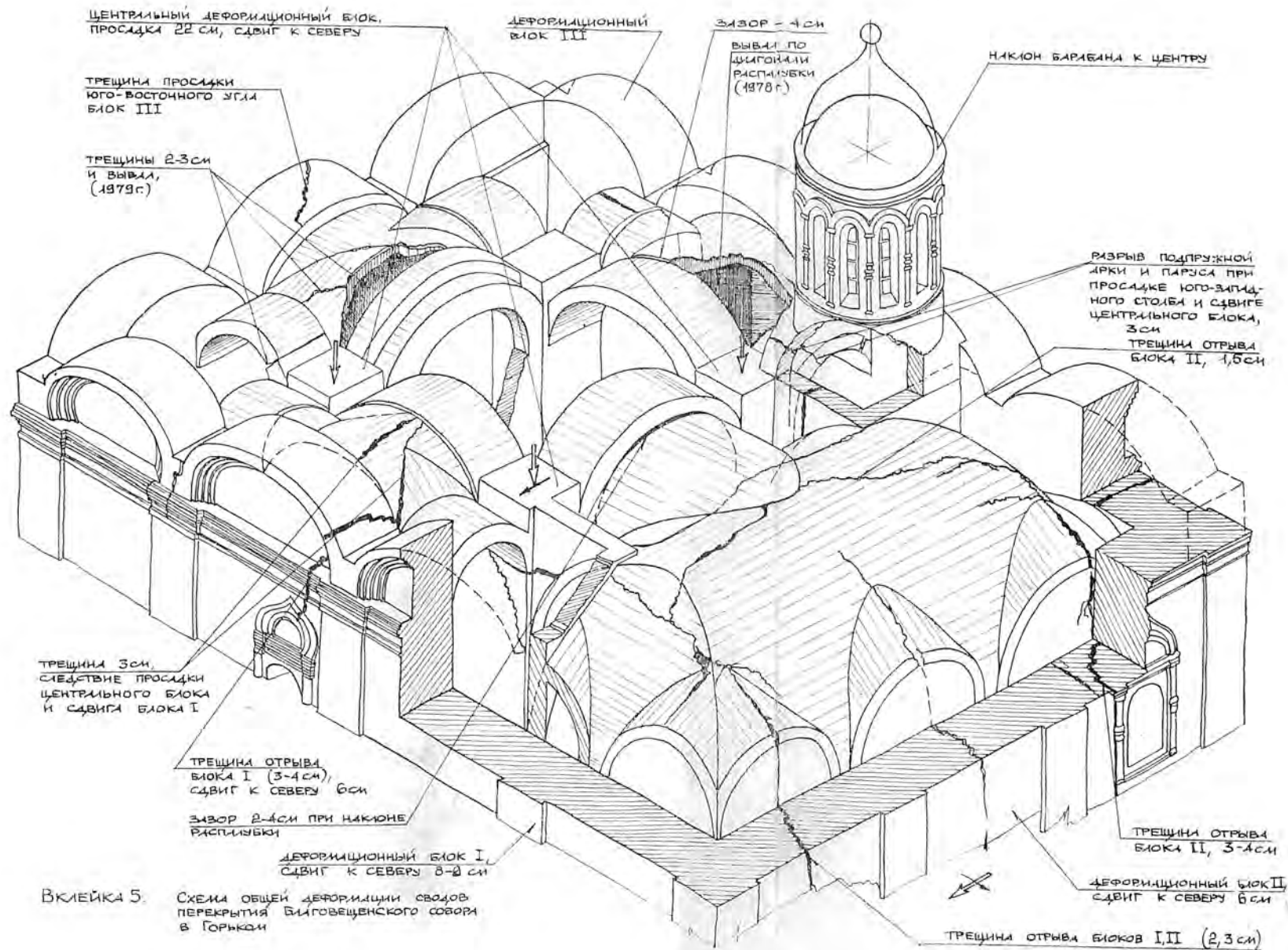
ВКЛЕЙКА 4

ДЕФОРМАЦИЯ ДВУ-
СЛОЙНОЙ СИСТЕМЫ
СВОДОВ НАД ЗОЛО-
ТОЙ ЦАРИЦЫНОЙ
ПАЛАТОЙ ВЕРХО-
СПАССКОГО СОВОРА
БОЛЬШОГО КРЕМЛЕВ-
СКОГО ДВОРЦА
а - РИЗРЕЗ
б - ПЛАН СВОДА

РАЗРЫВЫ УГЛО-
ВЫХ СВЯЗЕЙ
ВЕРХНЕГО СВОДА

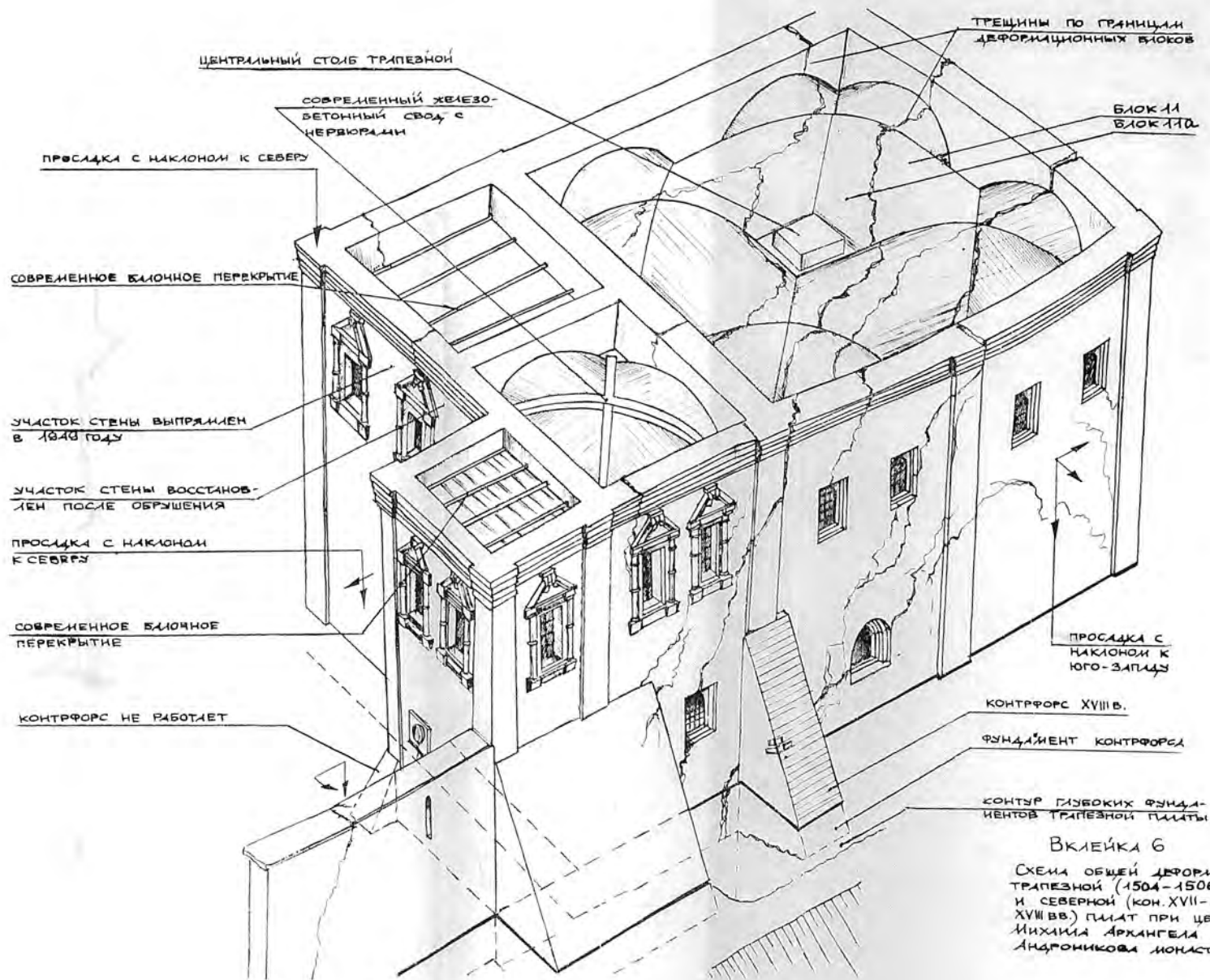
РАЗРЫВЫ ТОРЦЕВЫХ СТЕН

б



ВКЛЕЙКА 5.

СХЕМА ОБЩЕЙ ДЕФОРМАЦИИ СВОДОВ
ПЕРЕКРЫТИЯ БОГОРОДИЦКОГО СОВОРА
В ГОРЬКОМ



ВНУТРИСТЕННАЯ СВЯЗЬ
ПРОТИВОАВАРИЙНОГО
КРЕПЛЕНИЯ

МОНОЛИТНАЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ
РАМА Р-1

ТРЕЩИНЫ

НЕРАБОТАЮЩАЯ
СВЯЗЬ (ДЕМОНТИРОВАТЬ)

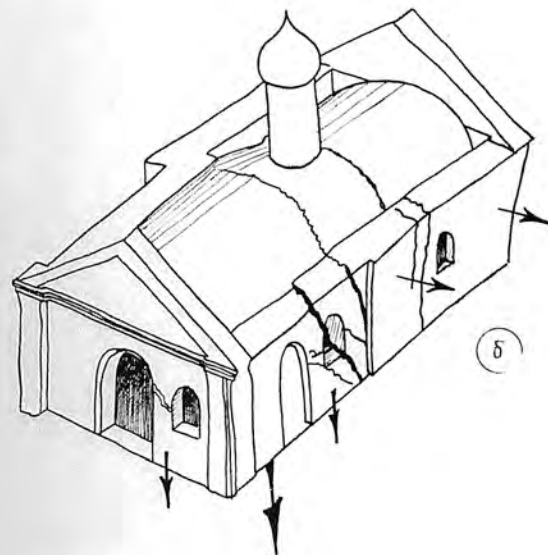
ЗАКЛАДКА ВЫВЛАД
НАД ДРКОЙ

ДРКА ПРОТИВОАВАРИЙНОГО
УКРЕПЛЕНИЯ №1

ЭКСПОНИРУЕМАЯ ДРЕВНЯЯ КЛАДКА
ОТЕН И СТОЙКИ ЛЕСТНИЧНОЙ
БАШНИ XII В

ГОРИЗОНТ
ГРУНТОВЫХ
ВОД

ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ ПЛИТА



ВКЛЕЙКА 7.

ЦЕРКОВЬ АНДРЕЯ СТРАТИГАТА В
НОВГОРОДСКОМ КРЕМЛЕ

А-СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ
УКРЕПЛЕНИЯ (ПРОЕКТ В/О "СОЮЗРЕС-
ТАВРАЦИЯ")

Б-СХЕМА ДЕФОРМАЦИЙ ОБЪЕМА

