

Введение

Перекрытие - неотъемлемая часть здания. С появлением такого материала как бетон появились более широкие возможности в возведении зданий вообще и перекрытий в частности. Сочетание бетона и стальной арматуры позволило перекрытиям из железобетона занять прочную позицию в строительной области. Особую роль в возведении зданий играют монолитные железобетонные перекрытия. Однако помимо преимуществ у железобетона есть существенный недостаток - большой собственный вес. Что и накладывает основное ограничение на область его применения.

В данной работе рассмотрено одно из решений, позволяющее снизить влияние данного недостатка, а следовательно и расширить область применения монолитных железобетонных перекрытий в строительстве зданий.

В работе приводится описание конструктивного решения по снижению веса железобетонных перекрытий. Дается определение принятым обозначениям. Кратко приводится история развития и область применения данных решений.

Отдельная глава посвящена вопросам проектирования. Описывается методика определения основных геометрических размеров конструкций в зависимости от пролетов, нагрузки и режима. Подробно рассмотрены вопросы расчетного обоснования принятых решений. Так же уделено внимание конструктивным особенностям данных перекрытий с примерами различных узлов.

Подробно рассмотрены технологические особенности возведения предложенных перекрытий. Рассматриваются различные опалубочные системы, дается оценка преимуществам и недостаткам этих систем.

Данная работа будет интересна как для студентов строительных ВУЗов так и для инженеров-практиков.

1. Описание, история развития и применения.

С изобретением железобетона в строительстве началась новая эпоха. Эффективность железобетона и его свойства, сразу же, привлекли внимание строителей. В России уже в 1861 году в Петербурге было построено первое здание Госбанка из монолитного железобетона. К началу XX века был уже накоплен значительный опыт строительства из монолитного железобетона во всем мире. Для гражданских и общественных зданий железобетон в основном использовался в колоннах и перекрытиях.

Железобетонные плоские перекрытия – наиболее распространенные конструкции, применяемые в строительстве зданий. По конструктивной схеме перекрытия подразделяют на две основные группы: балочные и безбалочные. В балочных перекрытиях балки расположены в одном или двух направлениях, работают совместно с опирающимися на них плитами перекрытий. В безбалочных перекрытиях плита опирается непосредственно на колонны.

Преимущество балочных перекрытий заключается в относительной простоте и ясности расчетной схемы. Однако, балочные перекрытия для жилых и общественных зданий создают целый ряд неудобств, связанных с прокладкой инженерных сетей, неровными потолками, санитарными требованиями и т.д.

В безбалочных перекрытиях данные неудобства отсутствуют. Однако при сохранении сетки вертикальных несущих конструкций как для балочной схемы собственный вес безбалочных перекрытий на много (иногда в несколько раз) больше балочных.

Несмотря на утяжеление конструкций в результате применения сплошных перекрытий строительство зданий со сплошными перекрытиями получило широкое распространение в нашей стране и в мире в связи с технологической простотой возведения таких перекрытий.

Основной вес монолитных конструкций приходится на бетон. Следовательно, чтобы облегчить перекрытие нужно удалить из него лишний бетон без потери несущей способности и жесткости при сохранении адекватного армирования.

Рассмотрев распределение нормальных напряжений фрагмента перекрытия в середине пролета можно заключить, что лишний бетон расположен в нейтральной зоне и зоне растягивающих напряжений. Однако для передачи напряжений из сжатой зоны в растянутую нужен бетон. Так же бетон нужен в растянутой зоне для обеспечения защитного слоя арматуры.

Принимая во внимание вышеизложенные выводы можно видоизменить плоское безбалочное перекрытие как это показано на рисунке 1.

При удалении бетона из растянутой зоны сохраняют лишь ребра шириной, необходимой для размещения арматуры растянутой зоны и обеспечения прочности панелей по наклонному сечению. При этом плиты в пролете между ребрами работают на изгиб как балки таврового сечения. Верхняя полка плиты также работает на местный изгиб между ребрами.



Рис.1.1 Внешний вид облегченного безбалочного перекрытия.

Такие плиты называются кессонными или кассетными. Термин «кессон» (по-французски «caisson», по-немецки «Kassette») в различных энциклопедиях объясняется по-разному, но везде можно четко отметить один общий признак, а именно: кессоном называется ящикообразное углубление в своде или балочном покрытии (рис. 2).

Большая немецкая энциклопедия Брокгауза (1931) добавляет: «он должен облегчать покрытие и членить его на несущие ребра».

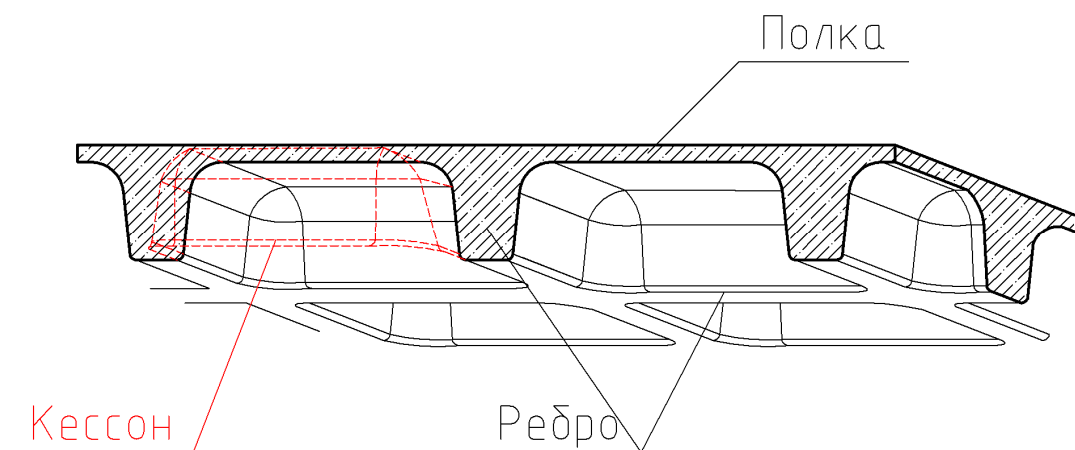


Рис. 1.2 Фрагмент кессонного перекрытия.

Эта архитектурная форма получила свое начало в древнегреческом и римском искусстве, а именно от пустых пространств, являвшихся следствием взаимного пересечения продольных и поперечных балок, прикрывавшихся сверху настилкой, части которой, видимые между балками, скрашивались живописной или скульптурной орнаментацией.

Это определение можно уточнить дополнением: кессонами являются только те ритмические углубления, которые входят в систему перекрестных балок или другого сложного несущего каркаса.

Версия о происхождении кессона из деревянной конструкции имеет много сторонников и серьезно обоснована. Более раннее применение деревянных перекрытий с пересечением деревянных балок, конечно, предопределяло форму кессона. Другое доказательство находят в деревянных потолочных решетках, изображенных на египетских мозаиках и фресках. Отражение конструкции деревянного переплета можно указать в мраморных потолочных плитах Тезейона со сквозными квадратными отверстиями, закрытыми особыми пластинками, а также в безбалочных решетчатых кессонных плитах портика Кариатид в Эрехтейоне. Но, как указывает проф. Рончевский, углубления в потолочных плитах могли возникнуть и в каменотесном деле, в процессе работы над облегчением плит и оживлением их гладкой поверхности. Отметим, однако, что уменьшение веса получается здесь небольшое— на 10—15%, а высекание углублений требует значительного труда. По-видимому, декоративное значение углублений кессона в большинстве случаев играло первенствующую роль.

Примеры использования кессонов в архитектуре приведены на рис. 1.3-1.4.

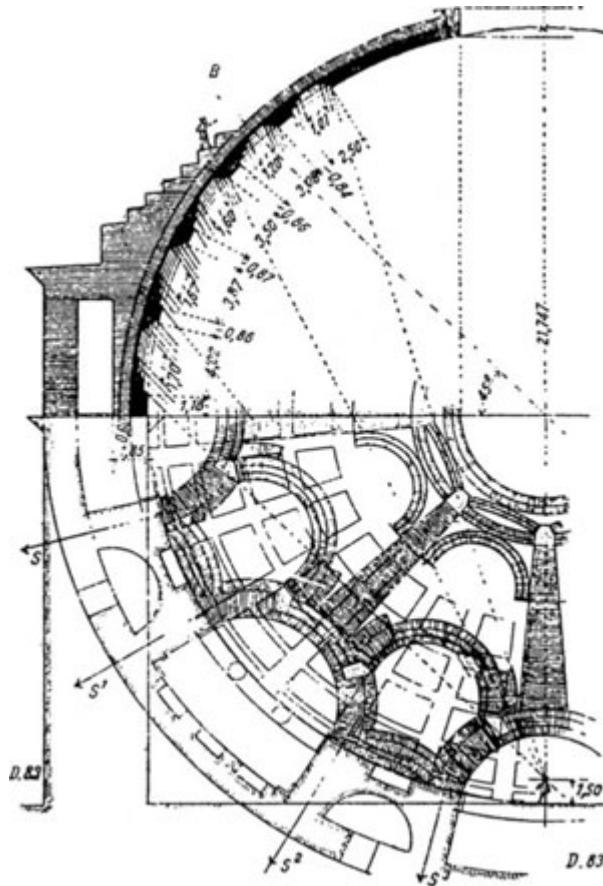


Рис. 1.3. Конструкция купола Пантеона (по Дурму)

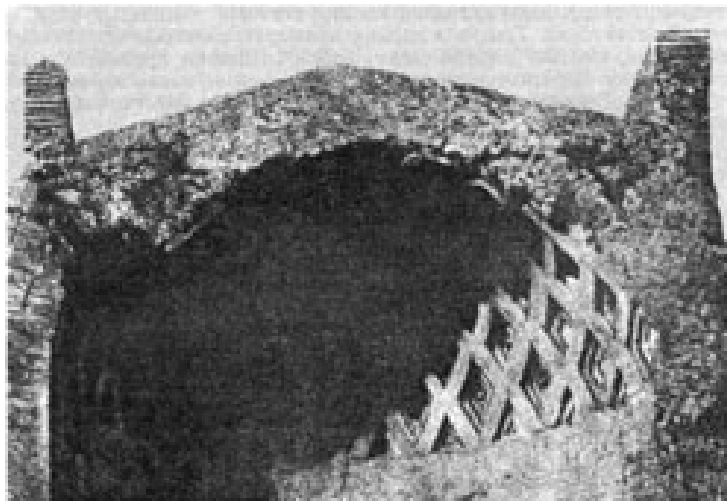


Рис. 1.4. Кессонный свод абсиды храма Венеры и Рому в Риме

В конструкции монолитного перекрытия кессонного типа бетон удален из растянутой зоны сечения, в которой сохранены лишь ребра, в которых расположена растянутая арматура. Т.е. кессонное перекрытие представляет собой ребристую

конструкцию с взаимно – перпендикулярно расположенными ребрами одинаковой высоты в нижней зоне (рис.1, 2).

В результате этого удастся получить значительную экономию в весе по сравнению с перекрытиями сплошного сечения, либо существенно увеличить перекрываемые пролеты.

Идея строительства монолитных железобетонных кессонных перекрытий при новом строительстве не нова. В ряде учебников и пособий по железобетонным конструкциям, например [1], описана, по сути, полная программа изготовления кессонных перекрытий с использованием монолитной технологии на строительной площадке. Отметим, что в современной нормативной литературе существуют рекомендации об устройстве подобных перекрытий [2] и [3].

В практике монолитного строительства зданий и сооружений в России, относящиеся к периоду до 1934 г. известны случаи возведения кессонных перекрытий, например, в зданиях Центросоюза (1928-1934 гг., Москва, пр. Сахарова, 39, архитектор Ле Корбюзье, перекрытия ребрами вверх), в которых вся несущая конструкция выполнена с использованием монолитной технологии.

К сожалению, в последнее время о возведении монолитных кессонных перекрытий при новом строительстве, имеющих очевидные достоинства по сравнению с плоскими перекрытиями, в практическом строительстве известны лишь единичные упоминания.

В то же время кессонные перекрытия нашли широкое применение в практике строительства ряда европейских стран, в частности, в Испании, Великобритании, Германии, Италии и других странах. Здесь при строительстве административных зданий наиболее часто применяются каркасные конструктивные системы с устройством кессонных перекрытий.

Открытие в последнее десятилетие новых технологических приемов и механизмов, необходимость учета не только экономических требований, но и социальных, архитектурных, градостроительных и др. привело к повышению роли монолитного строительства. В настоящее время применение монолитного многоэтажного безригельного каркаса является одним из самых перспективных направлений в строительстве жилья, административных зданий и других сооружений, как в России, так и за рубежом. Кроме того, развитие вычислительной техники значительно упростило расчет сложных статически неопределимых систем. Это снизило материалоемкость и повлекло за собой увеличение объемов строительства зданий и сооружений с применением монолитных каркасов с облегченными безбалочными перекрытиями.

2. Проектирование кессонных перекрытий.

2.1 Определение конструктивной схемы. (Назначение размеров кессонных перекрытий). (Принципы определения геометрических размеров кессонных перекрытий).

В предыдущей главе мы дали определение кессонным перекрытиям. Кессонное перекрытие как несущая конструкция представляет собой ребристую конструкцию с взаимно – перпендикулярно расположенными ребрами одной высоты в нижней зоне и сплошной тонкой плитой по верху, монолитно соединенной с ребрами.

Тут следует сделать уточнение. Тонкая верхняя плита - полка должна быть максимально тонкой. Однако это тот элемент конструкции, который непосредственно воспринимает все нагрузки и передает их на ребра. Следовательно помимо экономичности он должен обладать достаточной для этого прочностью.

Т.е. полка выполняет по сути две основные функции. Обеспечивает сплошность всего перекрытия и передает нагрузки на основной несущий элемент кессонного перекрытия - ребра. Следовательно логика конструирования кессонного перекрытия сводится к максимальному облегчению полки и взаимосвязанным с этим подбором шага, высоты, ширины и взаимного расположения ребер, обеспечивающим необходимую прочность и жесткость перекрытия при минимальной материалоемкости.

Проектирование кессонных перекрытий начинается как и для всех перекрытий с анализа расположения вертикальных несущих конструкций (стены, колонны, пилоны) и со сбора нагрузок. Сбор нагрузок стандартная процедура, поэтому не будем на этом заострять внимание.

Кессонные перекрытия представляет собой монолитную структуру, формируемую при помощи специальной опалубки – корытообразных форм¹. Формы образуют сетку ребер в двух взаимно перпендикулярных направлениях одинаковой высоты и как правило с регулярным шагом (рис. 2.0).

¹ Корытообразные формы. Встречаются так же определения: Вкладыши, Пустотообразователи,



Рис. 2.0. Раскладка корытообразных форм.

В зависимости от нагрузок и от назначения здания толщина перекрытия с учетом толщины полки принимается в диапазоне $1/20$ - $1/27$ минимального расстояния между вертикальными несущими конструкциями. Чем больше нагрузки и чем жестче различные требования по величине защитных слоев арматуры тем больше высота перекрытия и наоборот.

Определение конкретных геометрических характеристик отдельных элементов кессонных перекрытий начинают с толщины полки.

Толщина полки определяется из нескольких условий. Одно из таких условий это обеспечение прочности самой полки при минимальных затратах. В зависимости от назначения помещений зависит характер нагрузок, воспринимаемых перекрытием. Чем больше вероятность наличия больших сосредоточенных нагрузок тем большей принимается толщина полки.

Второе условие это обеспечение защитных слоев бетона для арматуры полки. Одновременно с этим толщину полки следует минимизировать для максимального облегчения конструкции. Принимая во внимание оба этих утверждения можно прийти к выводу, что толщина полки должна быть такой, чтобы арматура лежала в один слой в двух направлениях, т.е. армировалась одной сеткой.

Современные нормативные документы определяют минимальную толщину защитного слоя железобетонных конструкций 20мм. Минимально возможный диаметр арматуры периодического профиля 6мм. Следовательно минимальная толщина полки возможна 52мм (рис. 2.1)

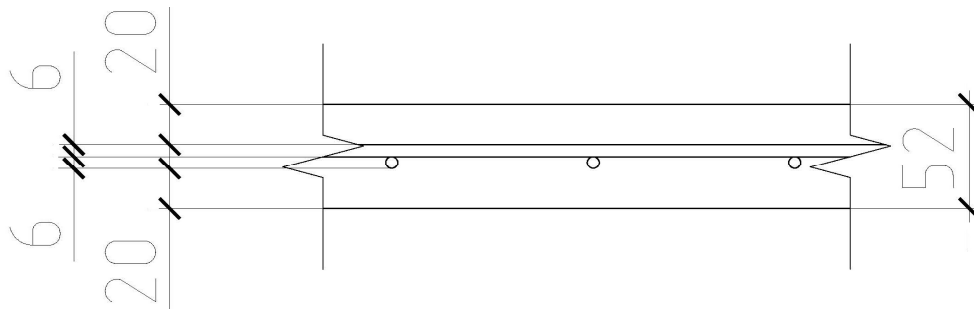


Рис. 2.1. К определению минимальной толщины полки.

Такая толщина полки может приниматься для перекрытий с небольшими равномерно распределенными нагрузками. Например жилые и офисные помещения.

Дополнительным требованием к таким конструкциям может служить и обеспечение определенной степени огнестойкости. В таких ситуациях защитные слои могут быть увеличены, а так же увеличен и диаметр арматуры полки.

Так же стоит отметить, что арматура расположенная в полке в середине пролета и в районе опор на вертикальные несущие элементы может существенно отличаться. Т.к. в середине пролета полка находится в сжатой зоне и в этом месте арматура как правило назначается из локального расчета полки на сосредоточенную и/или распределенную нагрузку непосредственно действующую на нее. В районе вертикальных опор полка находится уже в растянутой зоне и может быть использована в качестве объема бетона, в котором будет расположена арматура, вычисляемая из расчета на прочность общего сечения(совместно с ребром). Это так же нужно учитывать при назначении толщины полки.

В случае когда заранее не известно какая арматура будет назначена в растянутой зоне полки в районе вертикальных опор следует выполнить расчет несколько раз. В первом приближении назначить толщину полки из условия прочности на местные нагрузки в пролете с минимально возможными защитными слоями. В дальнейшем подобрать толщину в зависимости от всех выше изложенных факторов.

Так же толщина полки может быть увеличена и по технологическим причинам, связанным с ограничением опалубочных систем для каждого конкретного случая.

Следующим шагом в определении конструктивной схемы идет определение геометрических размеров ребер.

Если следовать рекомендациям современных нормативных документов, то для полки толщиной в 5см, соотношение толщины к пролету $1/30$ и, следовательно шаг

ребер составляет 1,5м. Однако такое соотношение справедливое для плит, армированных двумя сетками в нашем случае не подходит.

Для полки кессонного перекрытия, армированной одной сеткой справедливо соотношение толщины к пролету $1/20$. В таком случае шаг ребер получается 1м. из опыта проектирования в различных ситуациях для полки толщиной 5-6см оптимальный шаг ребер находится в пределах 0,8-1,2м.

Для оптимального использования армирования полки шаг ребер в разных направлениях принимают как правило одинаковым. В этом случае действуют такие же правила как для обычных плит опертых по контуру. При новом строительстве и инвентарной опалубке шаг принимается одинаковым в обоих направлениях. При реконструкции существующих зданий с неравномерным шагом колонн возможны случаи с неравномерным распределением ребер по площади (рис. 2.3).

На рисунке 2.2 представлен опалубочный чертеж фрагмента перекрытия при шаге колонн 12х12м и нагрузке 1,0 т/м.кв.

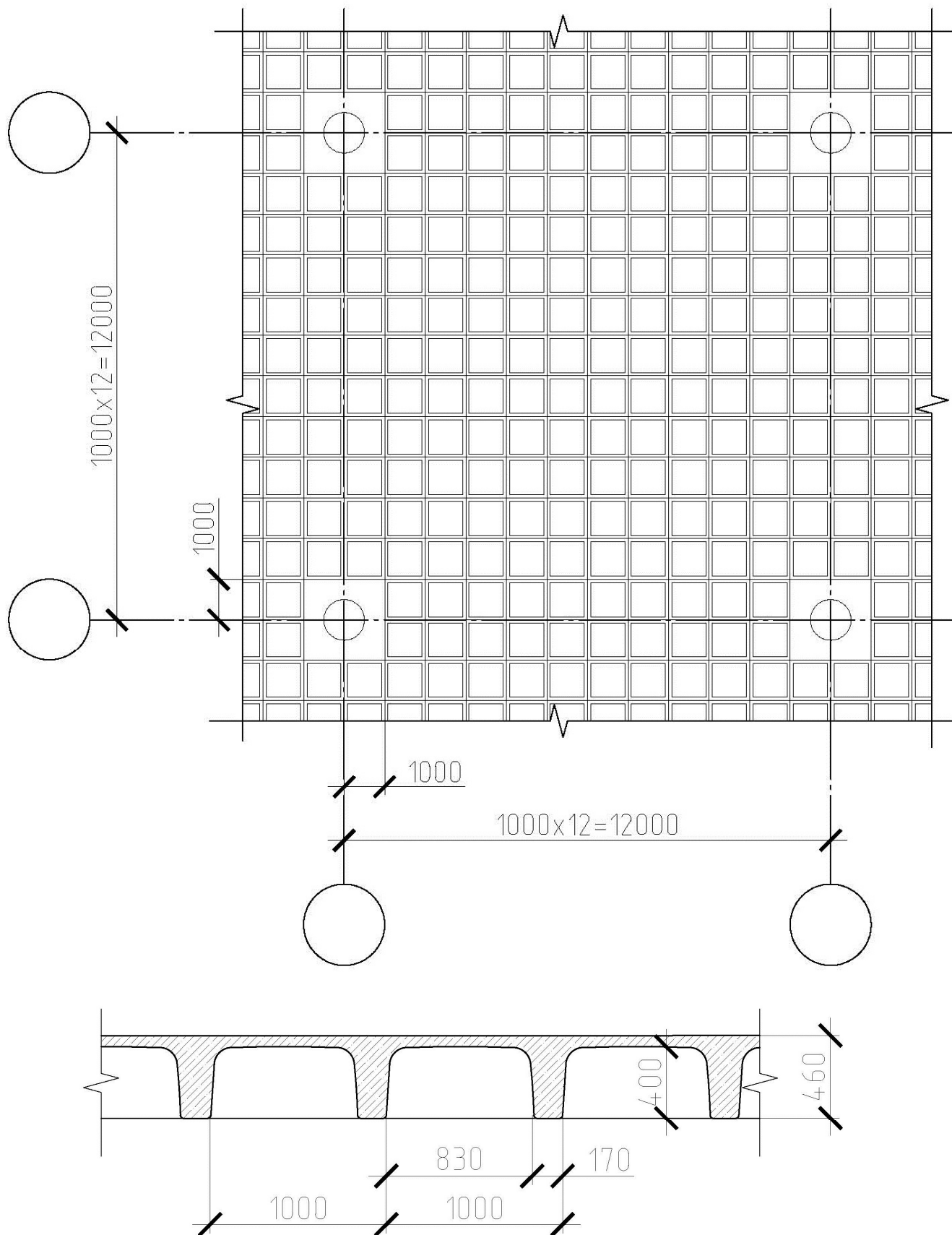


Рис. 2.2. Расположение ребер кессонного перекрытия при шаге колонн 12х12м и нагрузке 1,0т/м.кв.

При наличии четко зафиксированных сосредоточенных нагрузок шаг ребер может быть локально скорректирован в меньшую сторону. Так же шаг ребер может отличаться от оптимального при реконструкции зданий (рис. 2.3).

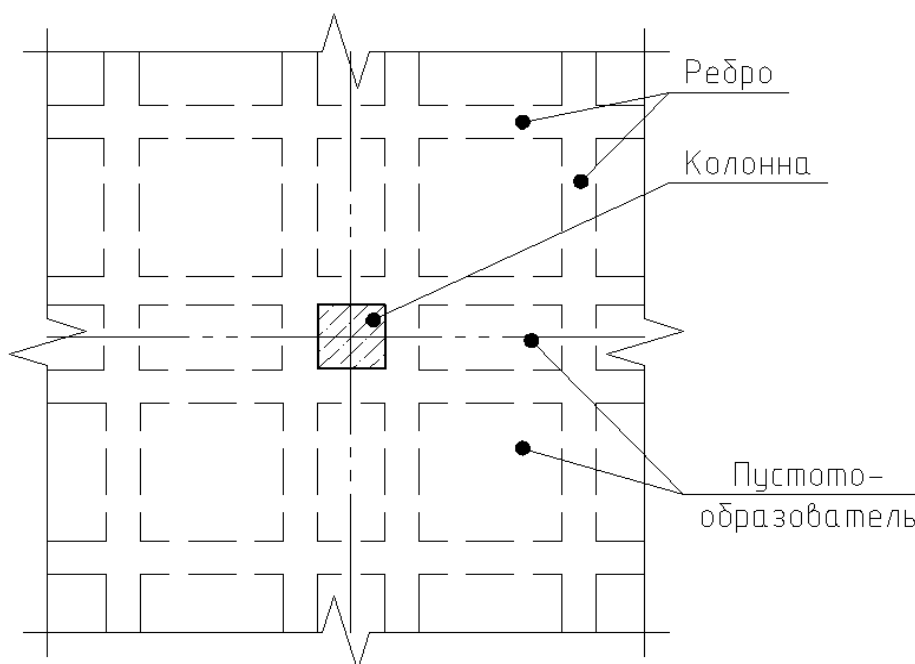


Рис. 2.3. Расположение ребер кессонного перекрытия в районе колонны при реконструкции.

Ширина ребер принимается в пределах $1/2$ - $1/5$ их высоты. Форма поперечного сечения ребер во многом определяется технологическими особенностями возведения данных перекрытий.

Для более удобного извлечения многоразовой опалубки толщина ребра не равномерна по высоте. Внизу как правило имеет меньший размер, вверху (на стыке с полкой) больший. Так же при использовании многоразовой инвентарной опалубки грани ребер выполняют округлыми (рис. 2.4.а). Стоит отметить, что данные округлые формы опалубки образуют в основании полки вуты, которые увеличивают несущую способность самой полки.

При использовании в качестве опалубки фанеры и любых других листовых материалов грани получают без округлостей (рис. 2.4.б).

При использовании одноразовой не извлекаемой или извлекаемой опалубки поперечное сечение ребра может быть постоянного размера по высоте (рис. 2.4.в). Этот вариант более экономичен с точки зрения материалов конструкции. Однако с точки зрения опалубочных работ такой вариант более трудоемкий и больше подходит для возведения перекрытий в небольших объемах.

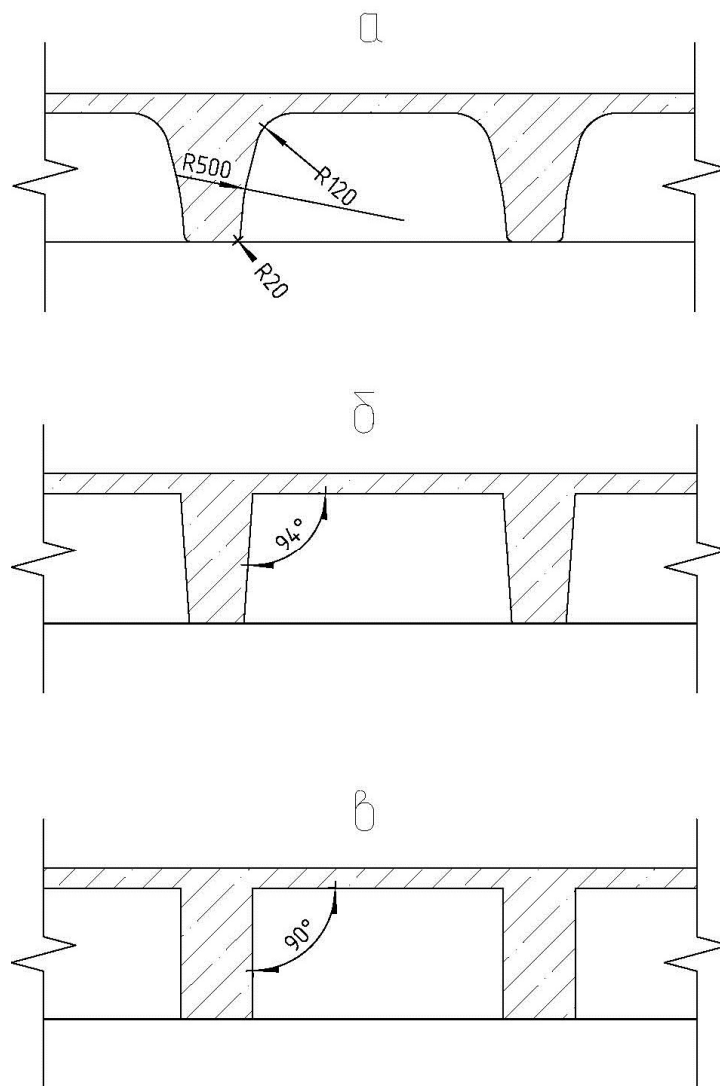
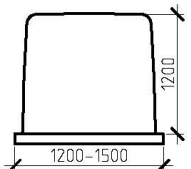
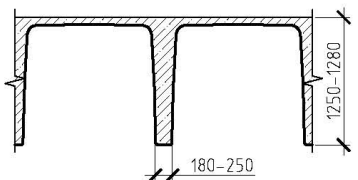
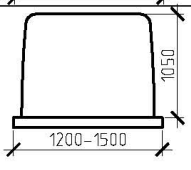
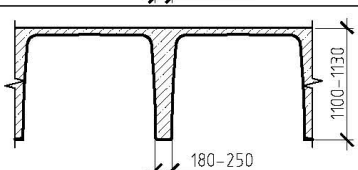
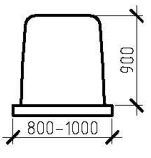
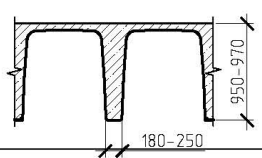
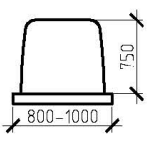
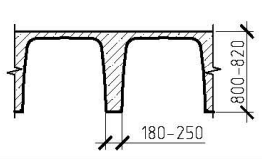
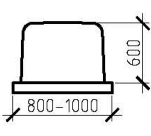
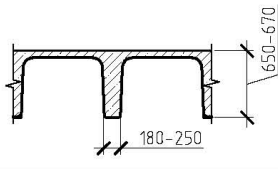
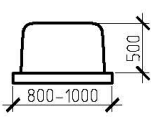
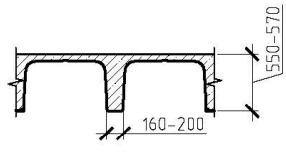
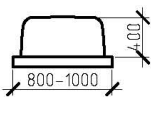
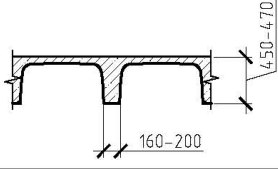
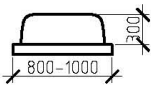
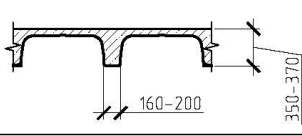


Рис. 2.4. Форма поперечного сечения ребра: а) с изменением толщины по высоте и округлыми гранями; б) с изменением толщины по высоте и гранями без округлостей; в) без изменения толщины по высоте.

Ориентировочные(рекомендуемые) размеры перекрытий указаны в таблице 1.

Таблица 1.

Рекомендуемые размеры кессонных перекрытий

Опалубка	Конструкция перекрытия	Шаг между колоннами, м	Полезная нагрузка, кг/м.кв.
		34x34	700
		30x30	1500
		25x25	2500
		30x30	700
		25x25	1500
		20x20	2500
		25x25	700
		20x20	1500
		15x15	2500
		21x21	700
		18x18	1500
		15x15	2500
		18x18	700
		15x15	1500
		12x12	2500
		15x15	700
		12x12	1500
		9x9	2500
		12x12	700
		9x9	1500
		6x6	2500
		9x9	700
		6x6	1500

Одним из самых ответственных участков кессонного перекрытия является место опирания на вертикальные конструкции. Т.к. кессонные перекрытия в основной своей массе используются как плоские безбалочные никаких выступающих частей за нижнюю

грань ребер типа балок и капителей нет. При новом строительстве в местах опирания на вертикальные конструкции перекрытия выполняются сплошными - без пустот. Если следовать рекомендациям из таблицы 1, то в районе опоры достаточно устраивать сплошной монолитный участок на расстояние не более 1 шага ребер (рис. 2.5, 2.6). В таком случае для восприятия поперечных сил как правило достаточно поперечной арматуры ребер, которые проходят в данном месте.



Рис. 2.5. Сплошной монолитный участок у стены.



Рис. 2.6. Сплошной монолитный участок у колонны.

При реконструкции зданий в роли опорных монолитных участков выступают сами ребра. В этом случае они располагаются чаще с учетом геометрических размеров существующих конструкций (рис. 2.3, 2.7).



Рис. 2.7. Расположение ребер на опоре в условиях реконструкции.

Из всего выше перечисленного можно дать уточненное определение кессонного перекрытия.

Кессонное перекрытие представляет собой часторебристую монолитную железобетонную конструкцию, отличительной особенностью которой является наличие взаимно перпендикулярных ребер одинаковой высоты, расположенных равномерно с одинаковым шагом в обоих направлениях и связанных между собой сплошной минимально возможной толщины полкой, армированной одной сеткой. При этом основную несущую способность обеспечивают ребра, а полка необходима в первую очередь для передачи распределенных нагрузок на ребра и уже во вторую очередь используется для увеличения прочности и жесткости перекрытия.

Описанные выше принципы выбора (предварительного назначения) геометрических размеров кессонных перекрытий и их элементов не являются безальтернативными. Возведение данных конструкций из монолитного бетона позволяет использовать все преимущества этой технологии в том числе и комбинирование различных конструктивных решений при сложных архитектурно-планировочных решениях.

Определив предварительные геометрические характеристики кессонного перекрытия можно их уточнить при помощи несложных формул.

Подбор сечения сводится к определению полезной высоты ребра h_0 и процента армирования при заданных размерах поперечного сечения балки, а также усилий в ребрах и характеристик бетона и арматуры.

Высота ребер зависит от двух характерных участков. Первый участок определяется в середине пролета самого нагруженного ребра. На данном участке высота ребра определяется моментом. Второй участок определяется в месте примыкания к вертикальной опоре (стена, колонна, пилон). На данном участке высота ребра (сплошного монолитного участка) определяется поперечной силой.

Зная нагрузки и собственный вес перекрытия можно получить усилия на необходимых участках перекрытия.

Как известно при прочих равных условиях с увеличением h_0 процент армирования снижается и наоборот. Исключая архитектурные и технологические ограничения можно заключить, что оптимальная высота ребер зависит от соотношения стоимости бетона и арматуры.

Полезную высоту h_0 (см) самого нагруженного ребра в центре пролета определяют по формуле:

$$h_0 = (\text{от } 18 \text{ до } 20) \times \sqrt[3]{M} \quad (1)$$

Где M – момент т*м в середине пролета самого нагруженного ребра.

Подробный вывод формулы можно посмотреть в [6].

В формуле (1) момент в ребре для перекрытия опертого на колонны вычисляется по формуле:

$$M = \frac{K_a}{(N-1)} \times \beta \times q \times L_1 \times L_2^2 \quad (2)$$

Где:

K_a – коэффициент, зависящий от кол-ва ребер вдоль стороны L_1 (таблица 1);

N – количество ребер вдоль стороны L_1^{**} ;

β – коэффициент, зависящий от пролета (таблица I.11 [7]);

q - полная расчетная равномерно распределенная нагрузка на плиту перекрытия, включая собственный вес;

L_1^{**} – меньшая сторона кессонного перекрытия;

L_2 – большая сторона перекрытия.

** - для крайнего пролета N и L₁ уменьшается в 2 раза.

Таблица 1**

Кол-во ребер в пролете L ₁				12	10	8	6	4	2
K _a				1,374	1,3	1,16	0,976	0,75	0,57

** Для пролетов больше 12м и промежуточных(нечетных) коэффициенты в процессе выведения.

Полезную высоту ребра(сплошного монолитного участка) на опоре в зависимости от конструктивного решения и положения колонны в плане определяют по формуле [8]:

$$h_0 \geq \frac{L_1 \times L_2 \times q}{K_p \times R_{bt} \times a} \quad (3)$$

где коэффициент K_p принимает следующие значения:

1.8 - для средней колонны при отсутствии поперечной арматуры в зоне продавливания и больших моментах;

3.6 - для средней колонны при отсутствии поперечной арматуры в зоне продавливания и малых моментах;

7.2 - для средней колонны при установке поперечной арматуры в зоне продавливания и больших моментах;

2.7 - для крайней колонны при отсутствии поперечной арматуры и контурных балок в зоне продавливания;

5.4 - для крайней колонны при отсутствии контурных балок и установке поперечной арматуры в зоне продавливания;

3.6 - для угловой колонны при отсутствии поперечной арматуры и контурных балок в зоне продавливания;

7.2 - для угловой колонны при отсутствии контурных балок и установке поперечной арматуры в зоне продавливания;

L₁, L₂ - шаги колонны в каркасе здания в осях;

q - полная расчетная равномерно распределенная нагрузка на плиту перекрытия, включая собственный вес;

a – сторона квадратной колонны;

R_{bt} - прочность бетона на растяжение при расчете по 1-й группе предельных состояний.

2.2 Расчет кессонных перекрытий.

В соответствии с [4] перекрытия рассчитываются на действия расчетных постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, особых нагрузок, а также их расчетных сочетаний.

Конструкцию кессонного перекрытия условно можно разделить на полку и ребра. Ребра является системой взаимно перпендикулярных балок одинаковой высоты, связанных между собой. В свою очередь все элементы перекрытия монолитно связаны друг с другом и представляют собой единый диск покрытия/перекрытия.

Пространственная конструктивная схема перекрытия является статически неопределимой. Расчет можно производить по формулам, выведенным аналитически, а так же при помощи расчетных комплексов, использующих метод конечных элементов.

Рассмотрим расчет кессонной плиты на примере свободно опертой плиты по 4-м сторонам [7].

Размеры плиты в плане 9х11,55м. Общая толщина плиты 460мм, в том числе толщина полки 60мм (рис 2.8).

Расчетные длины ребер:

$$L_d = 1,05 \times 11,0 = 11,55 \text{ м};$$

$$L_k = 1,05 \times 8,6 = 9,0 \text{ м}$$

Расчетные пролеты плит:

$$a = 11,55 / 7 = 1,65 \text{ м};$$

$$b = 9,00 / 6 = 1,50 \text{ м}.$$

Нагрузка на 1 м.кв. плиты без учета веса ребра $g^H = 236 \text{ кг}$

Временная нагрузка принята $p^H = 300 \text{ кг/м.кв.}$

Расчетная нагрузка:

$$q = g^H \times 1,1 + p^H \times 1,4 = 680 \text{ кг/м.кв.}$$

Нагрузка на 1 кв.м. плиты с учетом веса ребер:

$$q_1 = 680 + 220 = 900 \text{ кг/м.кв.}$$

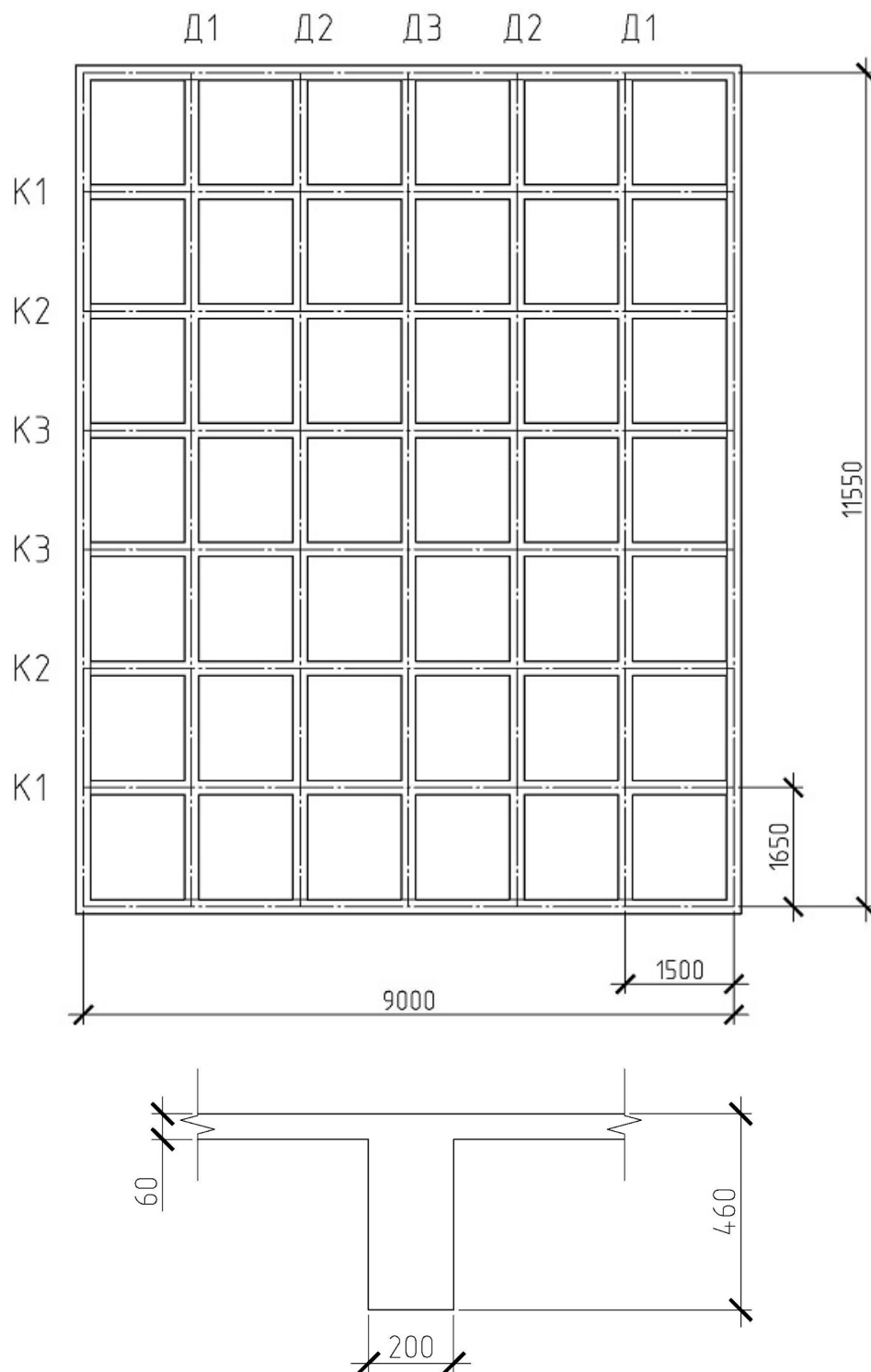


Рис. 2.8. Расчетная схема.

Расчет по формулам из [7] приводить не будем, воспользуемся уже готовыми ответами. Стоит только отметить, что методика в [7] основана на результатах экспериментов и следовательно значения усилий полученные таким способом могут быть приняты за эталон. На рисунке 2.9 представлено поперечное сечение плиты с ребром.

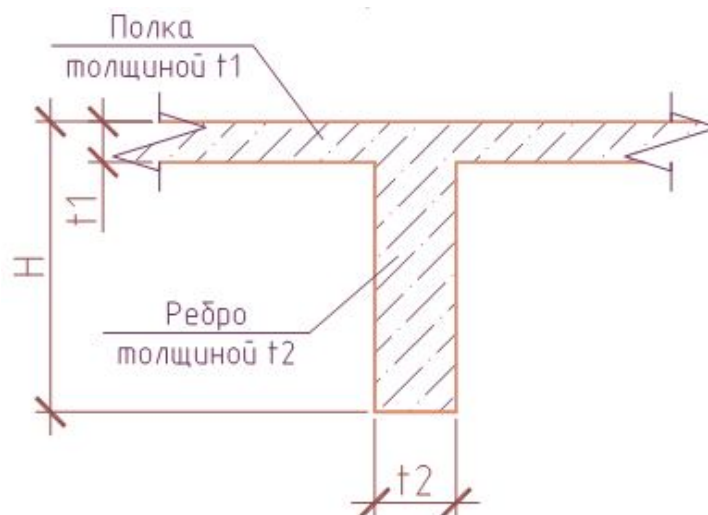


Рис. 2.9. Фрагмент фактического сечения кессонной плиты

Моделирование кессонного перекрытия в вычислительных комплексах можно выполнить различными способами. Рассмотрим несколько основных способов, которыми пользуются современные расчетчики.

Первый способ описан в [9] (рис.2.10, 2.11).

Моделирование плиты заключается в том, что полка задается оболочечными элементами, а ребра стержневым элементом, отнесенным от полки абсолютно жестким телом (или жесткой вставкой) на величину равную:

$$H_c = h_p/2 + h_{np}/2$$

Где h_p – высота ребра без учета толщины полки, h_{np} – толщина полки.

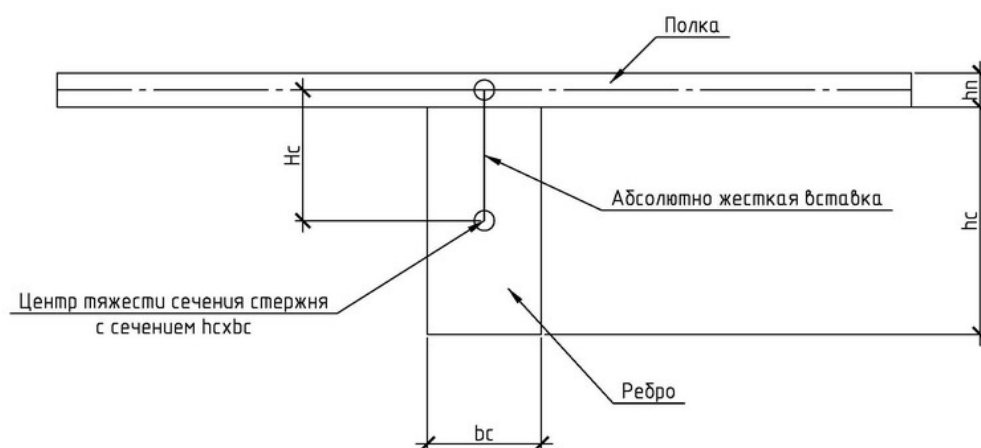


Рис. 2.10. Моделирование перекрытия оболочечными элементами и стержнями с использованием абсолютно жестких вставок.

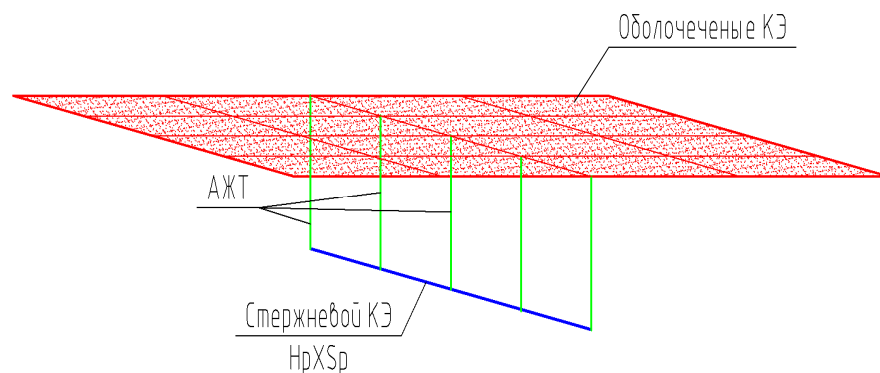


Рис. 2.11. Моделирование перекрытия оболочечными элементами и стержнями с использованием абсолютно жестких вставок.

Второй способ так же описан в [9] (рис. 2.12, 2.13)

Моделирование плиты заключается в том, что полка задается оболочечными элементами, а ребра стержневым элементом в виде тавра. При этом центр тяжести тавра, совпадает со срединной линией полки рис. 6. свесы полок принимаются равными $b_{пл}=3xh_n$.

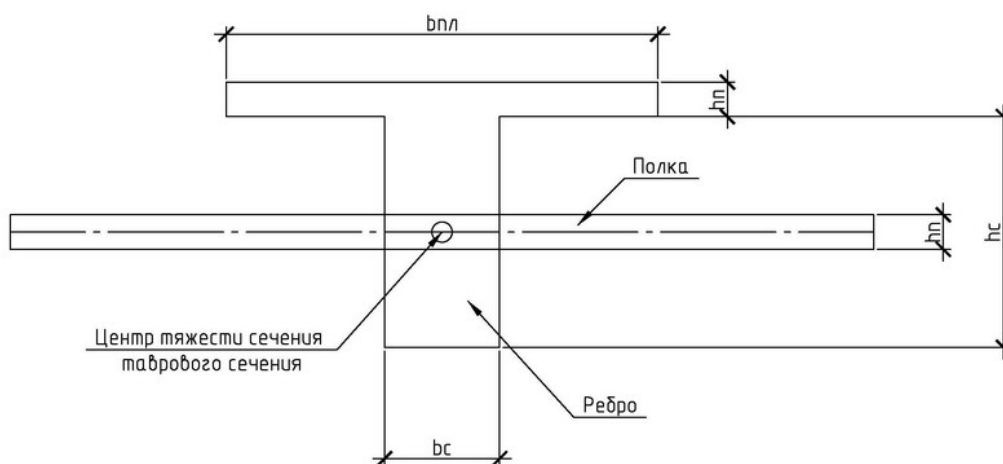


Рис. 2.12. Моделирование перекрытия оболочечными элементами и стержнями в виде тавра.

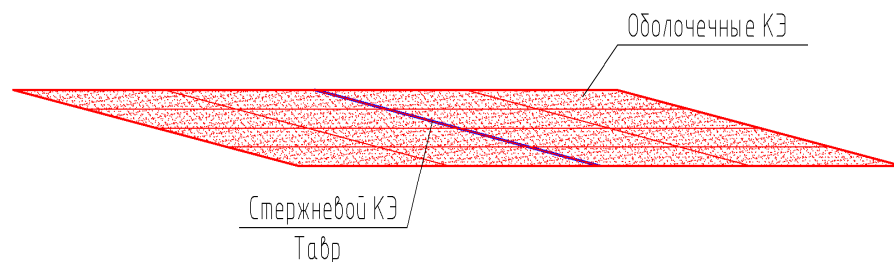


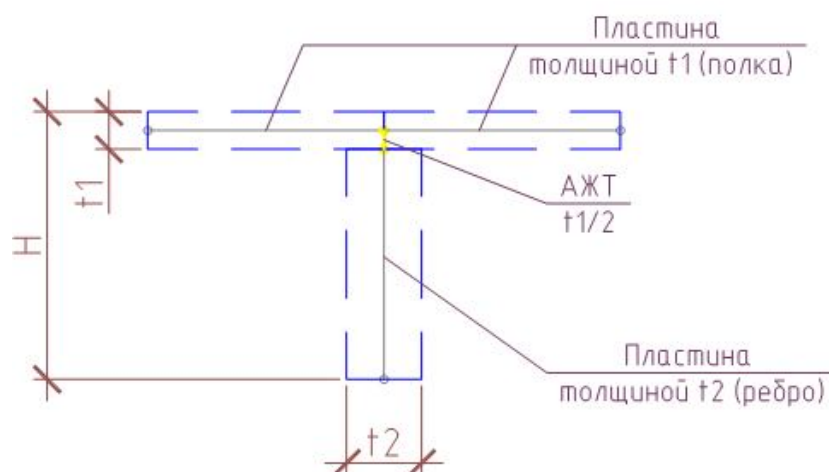
Рис. 2.13. Моделирование перекрытия оболочечными элементами и стержнями в виде тавра.

Третий способ моделирования.

Кессонное перекрытие моделировать пластинами определенной жесткости, для учета взаимовлиянии, перераспределения напряжений, элементов монолитной конструкции. Т.к. при моделировании пластинами создание схемы в SCAD, ведется от нейтральной линии возникает необходимость учесть эксцентриситет стыков перпендикулярных элементов в узлах, так же условия совместности деформаций пластин будут выполнены в случае присоединения пластин в узлах, что и предлагается сделать при помощи абсолютно жестких тел которые изображены на рисунке 2.14 в виде желтых вертикальных вставок. Элементам кессонных конструкции назначены типы конечных элементов:

полки – прямоугольный КЭ плиты 11 (со степеням свободы Z, U_x, U_y);

ребро – прямоугольный КЭ оболочки 41 (со степеням свободы X, Y, Z, U_x, U_y, U_z).

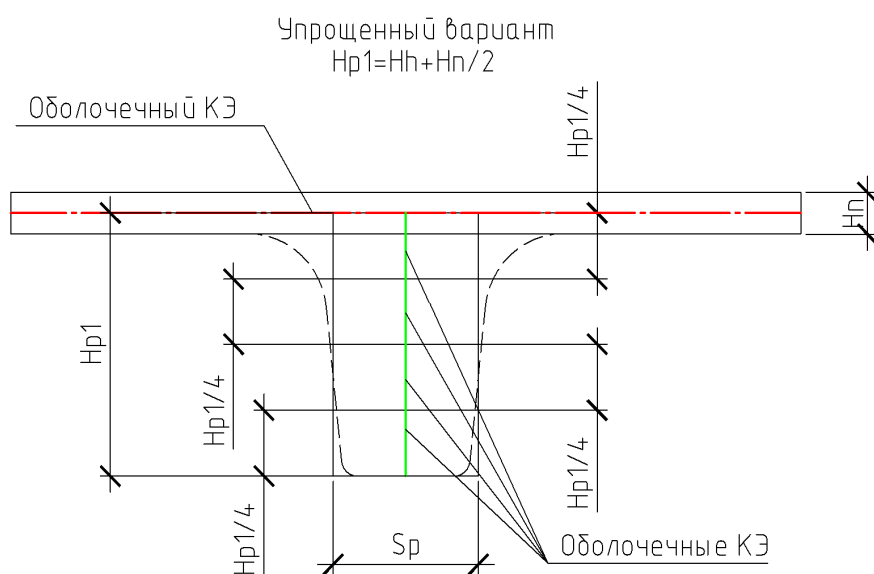


АЖТ-элемент SCAD, абсолютное жесткое тело.

Рис. 2.14. моделирование плиты при помощи пластинчатых и оболочечных элементов с использованием абсолютно жестких тел.

Кессонное перекрытие моделировать пластинами определенной жесткости, для учета взаимовлияния, перераспределения напряжений, элементов монолитной конструкции. В данной схеме в отличие от предыдущей абсолютно жесткие тела не используются (рис. 2.15). Элементом кессонных конструкции назначены типы конечных элементов:

ребро – прямоугольный КЭ оболочки 41 (со степеням свободы X, Y, Z, U_x, U_y, U_z).



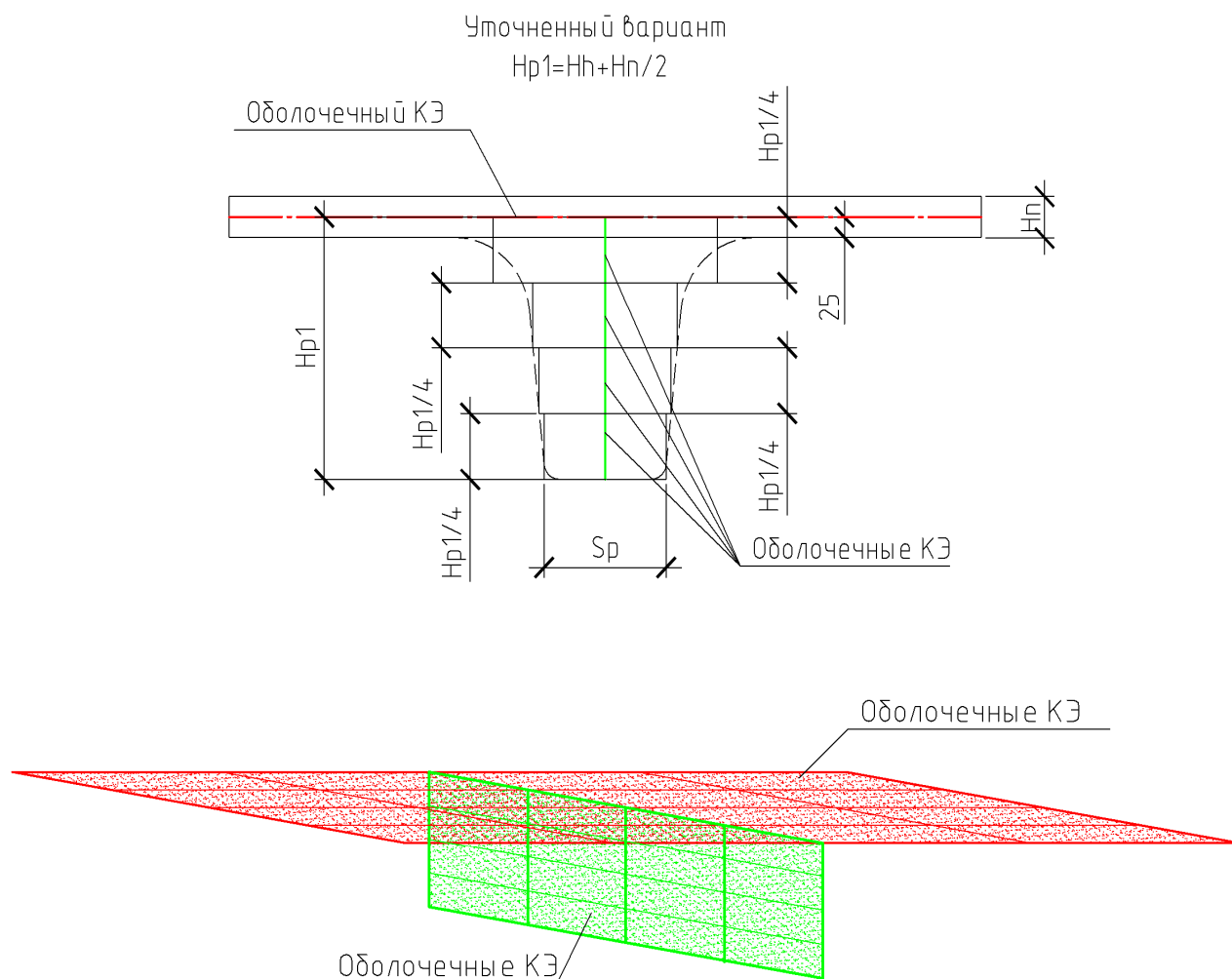


Рис. 2.15. моделирование плиты при помощи пластинчатых и оболочечных элементов.

Так же в расчетной схеме кессонного перекрытия полки могут заданы оболочечными элементами 41 типа (со степеням свободы X, Y, Z, U_x, U_y, U_z).

Усилия в перекрытии, смоделированного оболочечными элементами вычисляем по формулам сопротивления материалов.

Момент рассчитывается по формуле:

$$M = \frac{\sigma_x * J}{y} \quad 2.1$$

где

y – расстояние от нейтральной оси (граница между сжимающими и растягивающими напряжениями) до наружной грани растянутой зоны;

J - момент инерции сечения ребра с полкой вокруг продольной оси ребра в плоскости ребра;

σ_x – нормальные напряжения, вычисленные для упругого материала.

Для расчета момента инерции используется то поперечное сечение, которое задано в расчетной схеме элементами воспринимающими сжимающие напряжения. Т.е. если полка задана КЭ типа 11, то в расчете момента инерции она не принимает участия. Если же полка задана КЭ типа 41, то ее следует учитывать в расчете момента инерции сечения. Как показали расчетные эксперименты искомые значения моментов в обоих случаях отличаются друг от друга в пределах плюс-минус 1-3%.

При расчете момента инерции поперечного сечения с учетом полки в расчет принимается половина расстояния между соседними ребрами при соблюдении рекомендаций п. 2.1. Т.е. общая длина полки принимаемая в расчет равна шагу ребер (рис. 2.15.1).

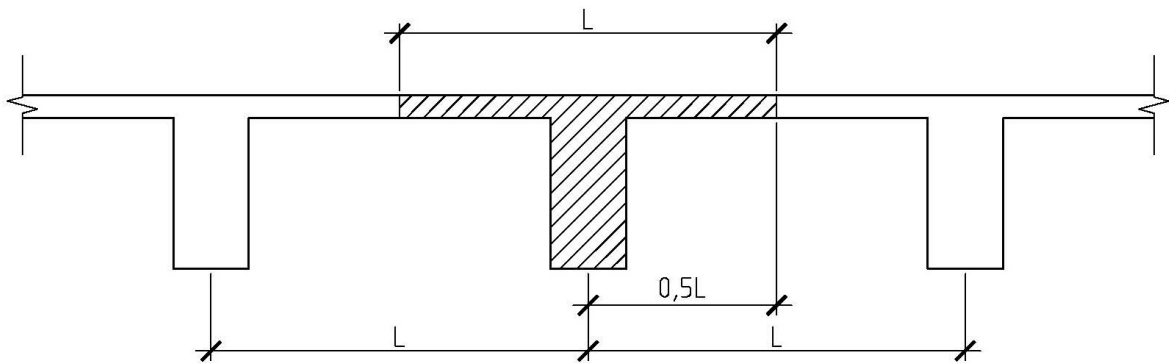


Рис. 2.15.1. К определению размера полки, учитываемой в расчете момента инерции поперечного сечения.

Поперечная сила рассчитывается по формуле:

$$Q = \iint_F T_{xy} * dy * dz$$

2.2

где

T_{xy} – касательные напряжения;

F – площадь сечения элемента балки.

Для третьего и четвертого вариантов моделирования общий вид распределения нормальных напряжений в элементах ребер показан на рисунке 2.16.

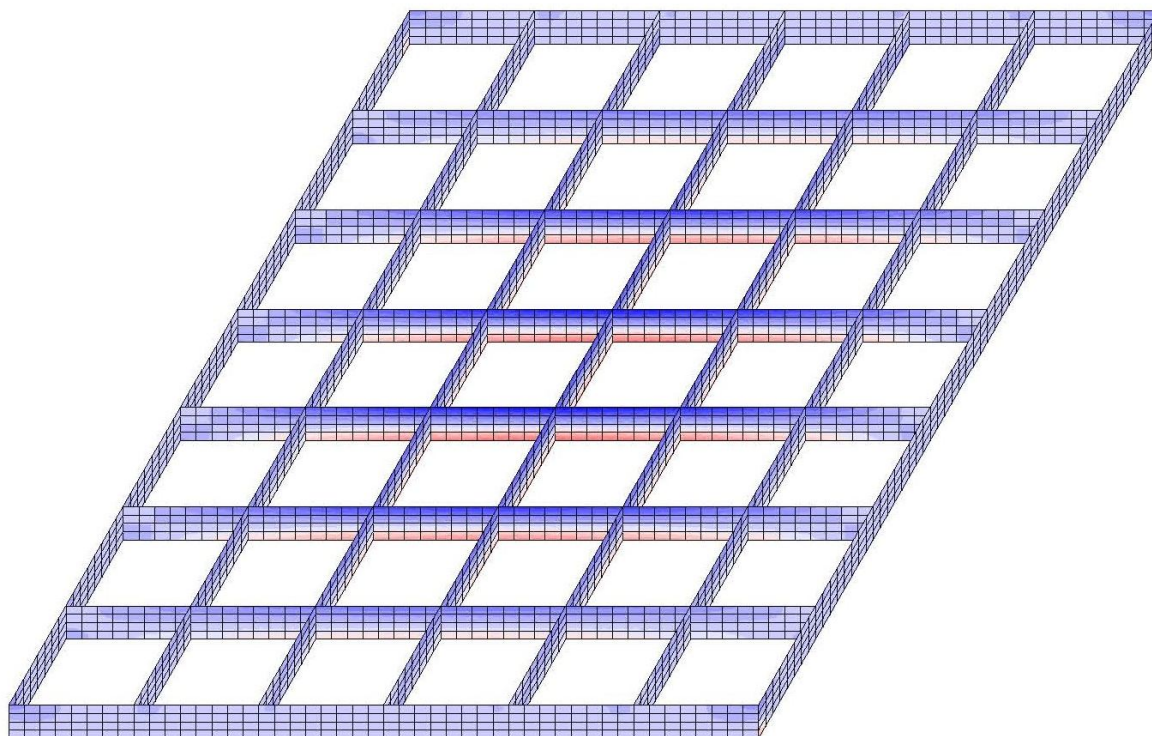


Рис. 2.16. Общий вид распределения нормальных напряжений в элементах ребер.

Красным цветом показано растяжение, синим сжатие.

Как видим максимальные моменты возникают в ребрах, расположенных в середине пролета.

Выделив из общей схемы отдельное ребро увидим более подробную картину распределения нормальных напряжений (рис. 2.17, 2.18).

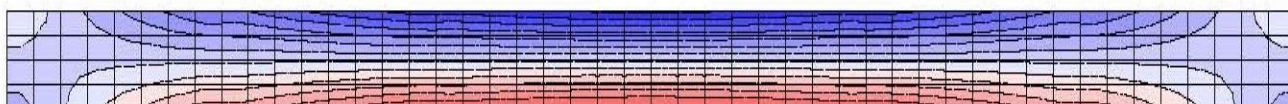


Рис. 2.17 Распределение нормальных напряжений в элементах отдельного ребра.

Красным цветом показано растяжение, синим сжатие.

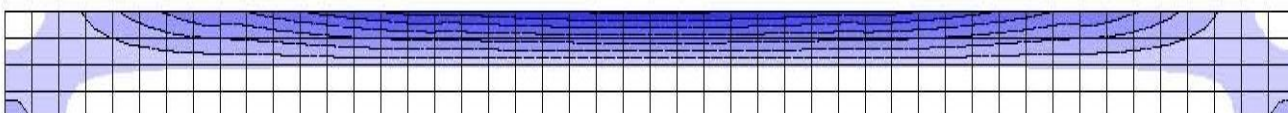


Рис. 2.18 Распределение нормальных сжимающих напряжений в элементах отдельного ребра.

Для третьего и четвертого вариантов моделирования общий вид распределения касательных напряжений в элементах ребер показан на рисунке 2.19.

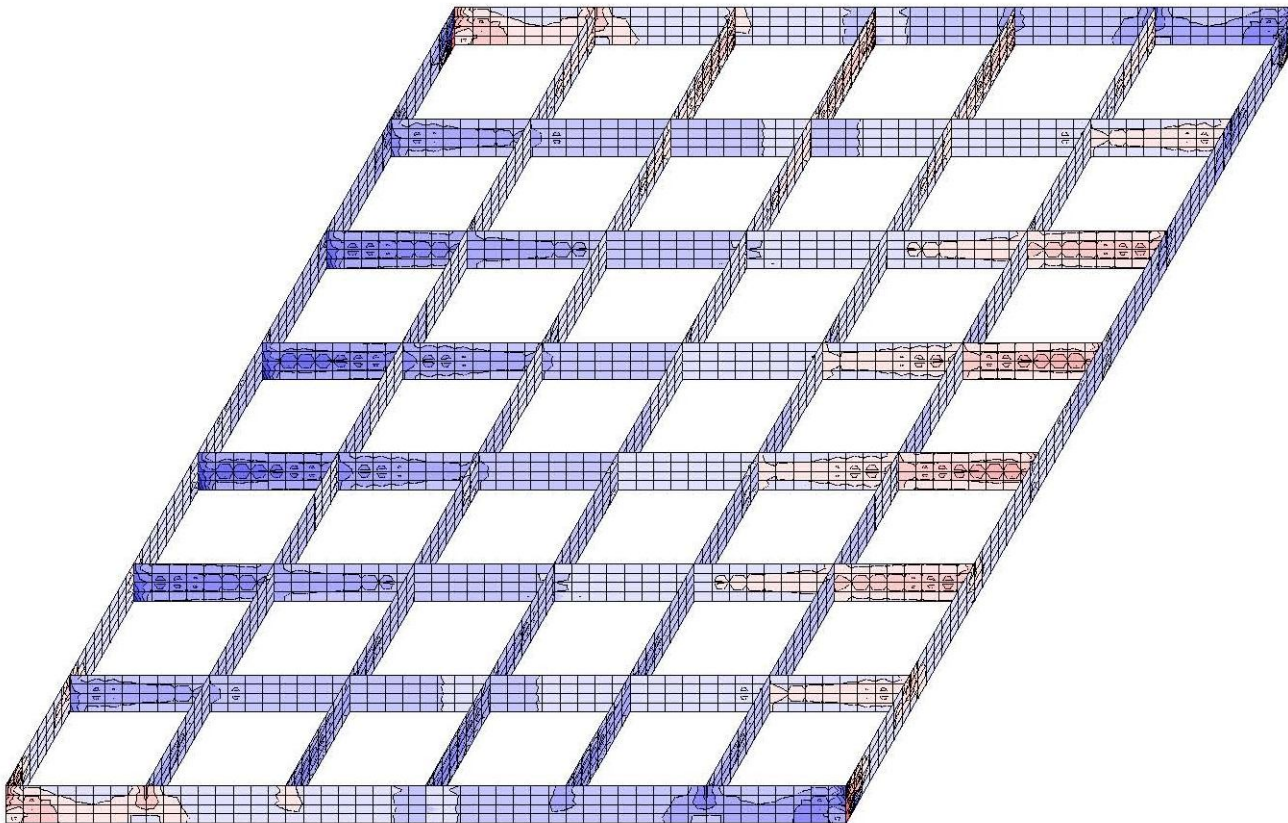


Рис. 2.19. Общий вид распределения касательных напряжений в элементах ребер.

Красным цветом показаны положительные, синим отрицательные.

Выделив из общей схемы отдельное ребро увидим более подробную картину распределения касательных напряжений (рис. 2.20, 2.21).

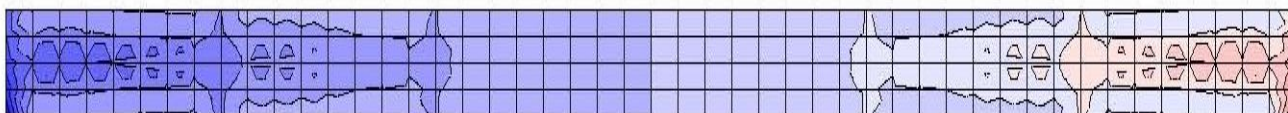


Рис. 2.20. Распределение касательных напряжений в элементах отдельного ребра. Красным цветом показаны положительные, синим отрицательные.

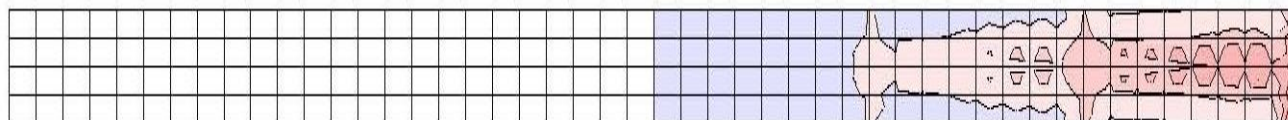


Рис. 2.21. Распределение положительных касательных напряжений в элементах отдельного ребра.

Рассмотрим ребро ДЗ из варианта 4. Ребро моделируется оболочками (тип элемента 41). Высота ребра в расчетной модели составляет 430мм (до середины толщины полки - рис.2.8).

Момент инерции для прямоугольного сечения 200х430 равен $0,00133\text{м}^4$.

Распределение нормальных напряжений в данном ребре представлено на рис. 2.22.

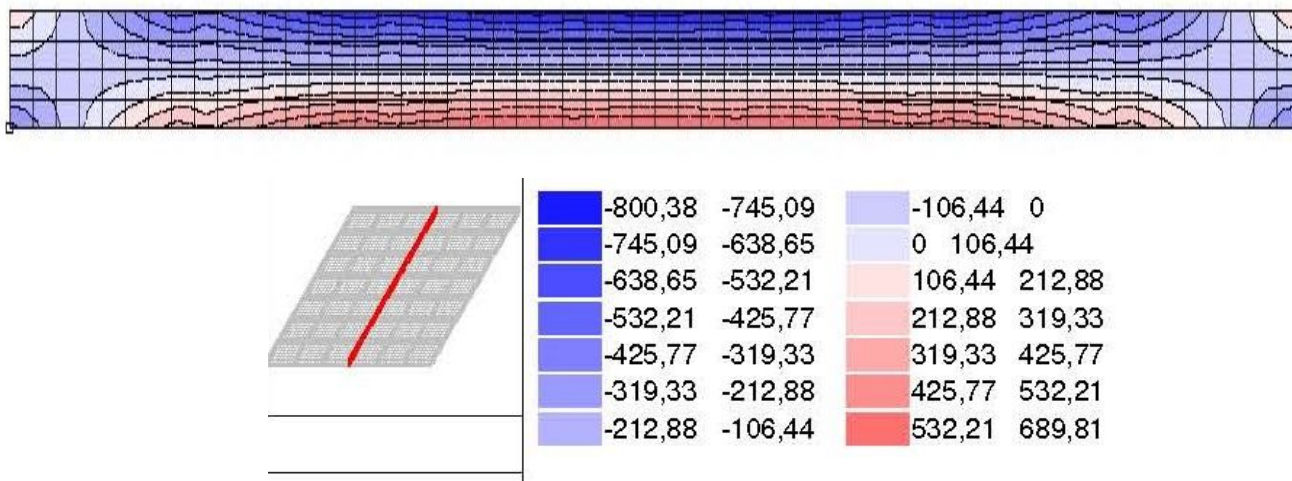


Рис. 2.23. Распределение нормальных напряжений в элементах ребра Д3.

Красным цветом показано растяжение, синим сжатие.

Выделим фрагмент этого ребра для определения расположения нейтральной оси (рис. 2.23.)

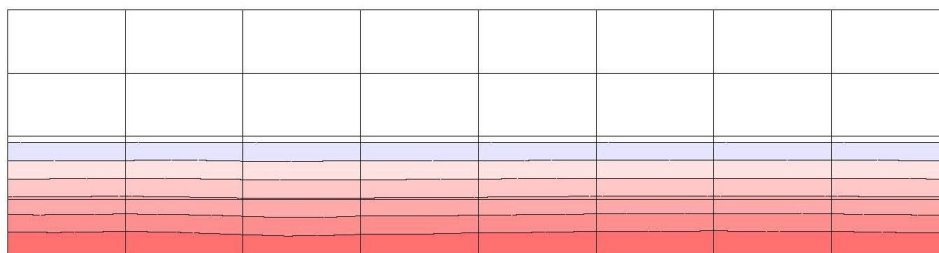


Рис. 2.23. Распределение положительных нормальных напряжений в элементах ребра Д3.

Расстояние между нейтральной осью и растянутой зоной составляет 0,1827м.

Максимальное растягивающее напряжение равно $689,81 \text{ т/м}^2$.

Подставив данные значения в (2.1) получим $5,02161 \text{ т*м}$.

Остальные усилия получены аналогичным образом.

Полученные результаты расчетов сводим в таблицу 1 для удобства дальнейшего анализа.

Таблица 1.

Ребро	Момент по [2], кг*м	Момент по способу 1, кг*м	Отклонение от [2], %	Момент по способу 2, кг*м	Отклонение от [2], %	Момент по способу 3, кг*м	Отклонение от [2], %	Момент по способу 4, кг*м	Отклонение от [2], %
Д1	2400	3709	+54,6	3030	+26,3	2433	+1,4	2554	+6,4
Д2	4150	6674	+60,8	5170	+24,6	4151	+0,04	4360	+5,1
Д3	4750	7691	+61,9	5950	+25,3	4781	+0,6	5021	+5,7
К1	3880	5137	+32,4	4490	+15,7	3634	-6,3	3815	-1,7
К2	6950	9155	+31,7	8100	+16,5	6570	-5,4	6893	-0,8
К3	8600	11153	+29,7	10070	+17,1	8177	-4,9	8578	-0,3

Из таблицы видно, что при моделировании ребер стержневыми элементами по способу 1 моменты, возникающие в ребрах больше на 30-60% эталонных значений. Моменты в ребрах, определенные по способу 2 больше на 16-26% эталонных значений. При дальнейшем подборе армирования и конструировании ребер соответственно увеличится площадь необходимой арматуры. Расхождение по моментам в пластинчатой схеме составило в пределах 2-4% от эталона. Это говорит о большей корректности моделирования расчетной схемы и дальнейшего использования данного алгоритма для расчета кессонных плит.

Для предварительных грубых расчетов можно пользоваться способом 2.

При окончательном расчете и проектировании экономичных конструкций облегченных монолитных перекрытий рекомендуется пользоваться более проработанными расчетными моделями, выполненными оболочечными элементами.

Выше был рассмотрен вариант расчета кессонного перекрытия с шарнирным опиранием на стены по всем четырем сторонам. В данном случае не возникло трудностей с моделированием опорных монолитных поясов. Они представлены в расчетной схеме теми же самыми оболочками, что и ребра в середине пролета.

При расчете кессонного перекрытия на колоннах появляются монолитные участки в районе колонн (рис. 2.6). По мнению автора моделирование данных участков корректнее всего выполнять при помощи объемных элементов. На рисунке 2.24 показан фрагмент расчетной схемы кессонного перекрытия с такими монолитными участками.

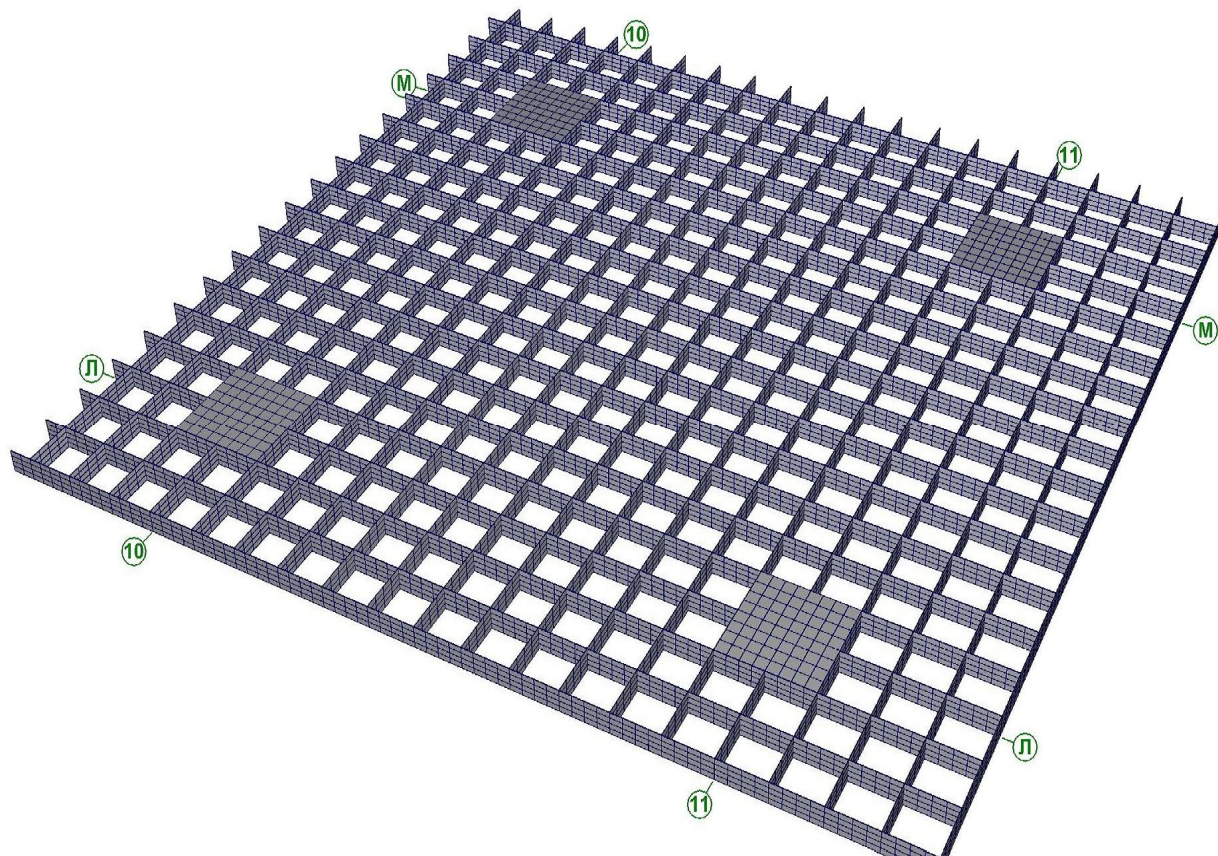


Рис. 2.24. Фрагмент расчетной схемы кессонного перекрытия с монолитными участками замоделированными объемными элементами (полка условно не показана).

Общий вид распределения напряжений в ребрах для такой схемы представлен на рис. 2.25.

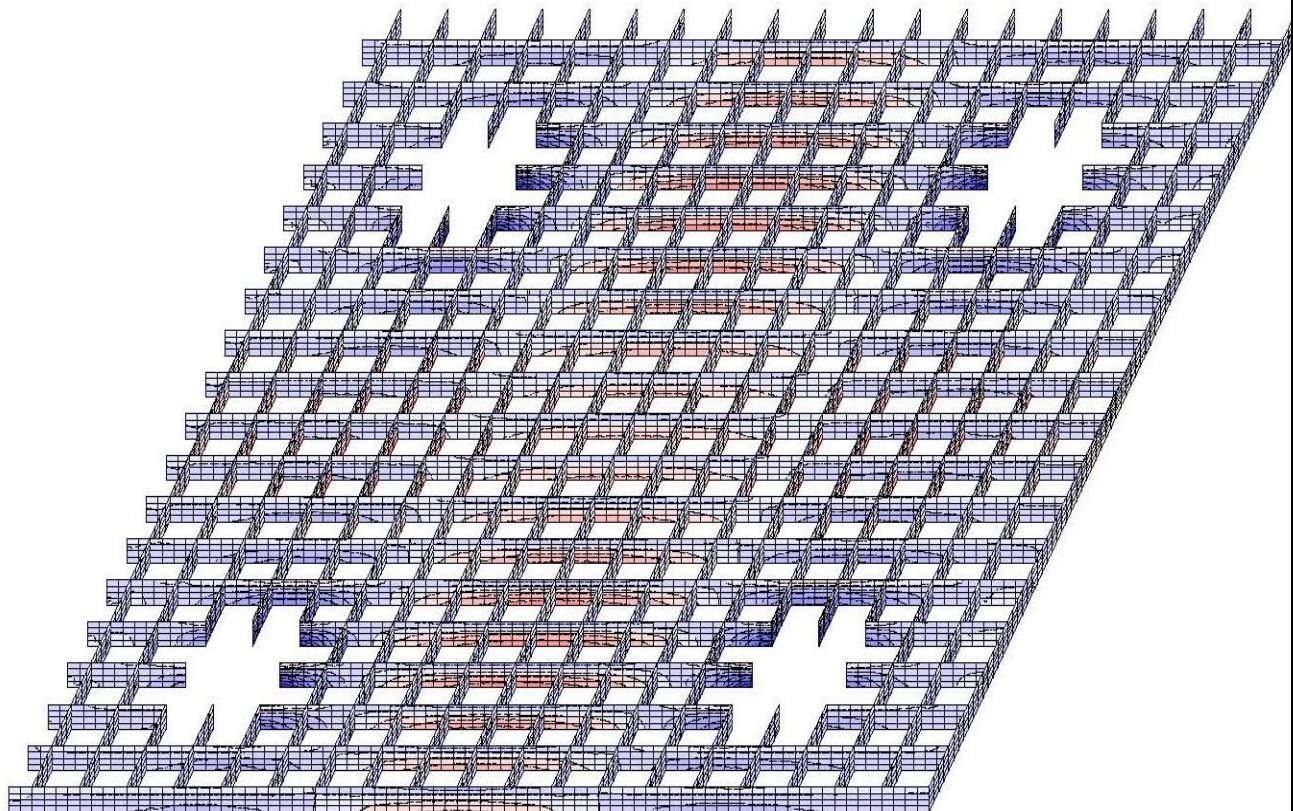


Рис. 2.25 Общий вид распределения нормальных напряжений в ребрах. Красным цветом показаны положительные, синим отрицательные.

По сравнению со схемой в которой перекрытие опирается на стены в данной схеме самыми нагруженными являются ребра, расположенные по осям колонн.

Вычисление усилий в капителях, выполненных в схеме с использованием объемных элементов производится по тем же формулам, что и в ребрах. Момент инерции и значение напряжений берется для 1 погонного метра капители с центром в месте примыкания ребра(рис. 2.27.1).

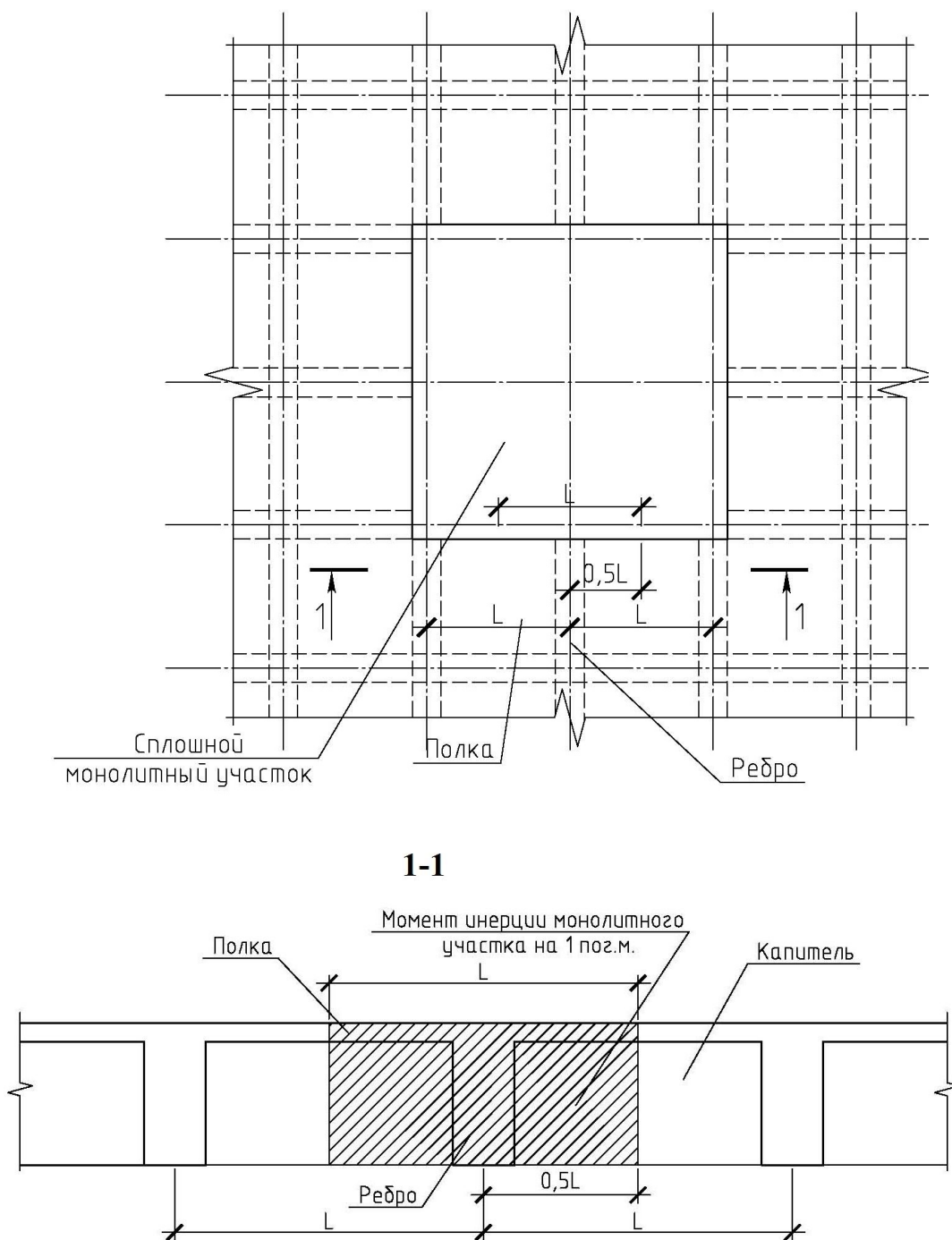


Рис. 2.27.1. К расчету момента инерции сплошного монолитного участка.
Общий вид нормальных напряжений в капители представлен на рисунке 2.26.

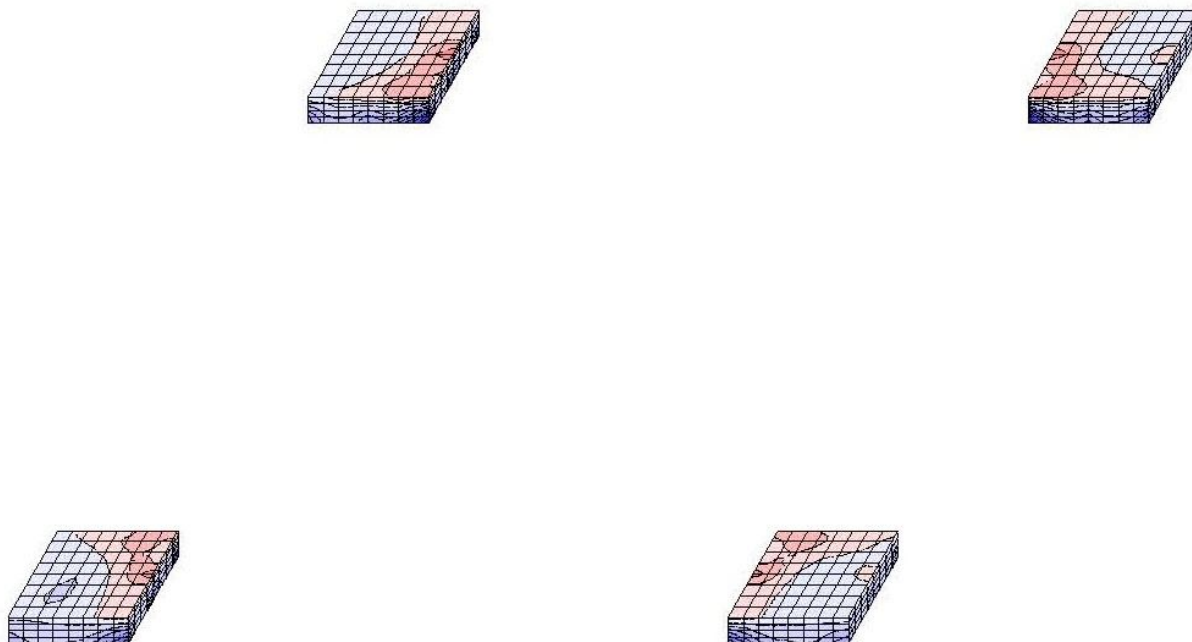


Рис. 2.26. Общий вид распределения нормальных напряжений в монолитных участках. Красным цветом показаны положительные, синим отрицательные.

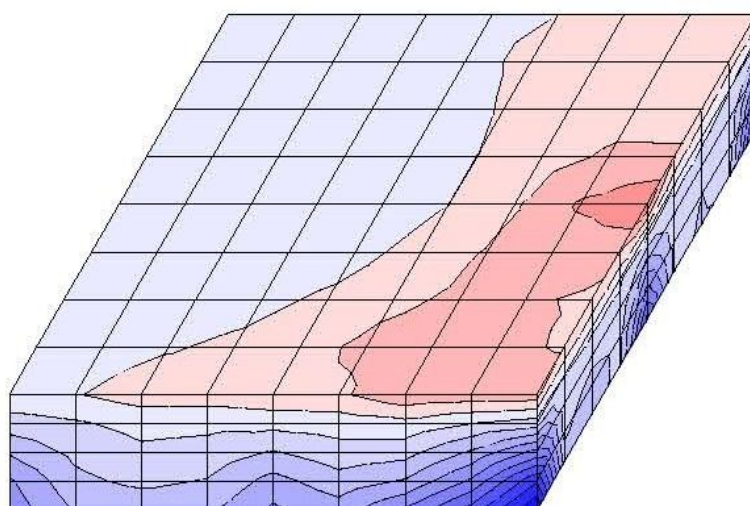


Рис. 2.27. Распределение нормальных напряжений в монолитном участке. Красным цветом показаны положительные, синим отрицательные.

2.3 Выбор разбивочной сетки при проектировании кессонных перекрытий. Сходимость сетки

При создании расчетной схемы размеры элементов полки и ребер принимаются в зависимости от решений принятых в соответствии с п. 2.1.

Корректность расчетной схемы зависит от размеров КЭ. Для того, чтобы понять как размер КЭ влияет на результаты расчета рассмотрим три схемы с одинаковым расположением в плане ребер (рис. 2.28).

Ячейкой будем называть фрагмент кессонного перекрытия ограниченного 4-мя соседними ребрами, объединенных полкой.

схема 1- элементы полки и ребер равны размеру одной ячейки, т.е. по размеру одного опалубочного элемента;

схема 2 – каждое ребро и полка ячейки разбит на 4 элемента;

схема 3 – каждое ребро и полка ячейки разбит на 16 элементов.

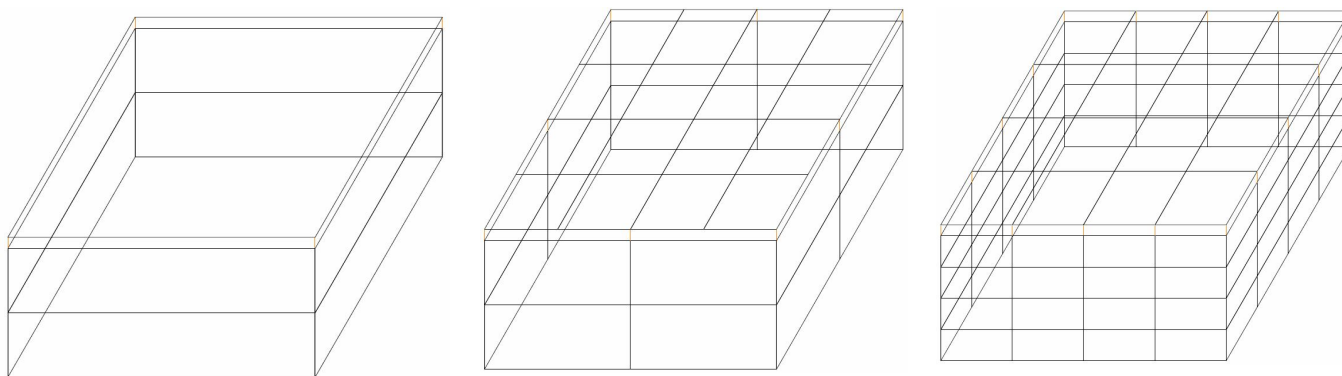


Схема 1

Схема 2

Схема 3

Рисунок 2.28. Степень разбития ячейки размером 920х920мм. Фрагмент кессонной плиты.

Рассмотрен один и тот же фрагмент кессонного перекрытия. Граничные условия схем, приложенные нагрузки и жесткости элементов абсолютно идентичные, схемы отличаются лишь степенью сгущения сетки.

На рисунке 2.29 изображен один и тот же фрагмент кессонной плиты с разной степенью разбивки, описанной выше.

Оптимальное сгущение сетки в расчетной схеме приходится подбирать опытным путем, постепенно сгущая разбивочную сетку расчетной модели используя принцип «сходимости» математической модели (некоторая переменная величина имеет предел), т.е. шаг за шагом сгущая сетку и сравнивая полученные значения с предыдущими.

По мнению автора достаточным порогом расхождения результата последующего решения с предыдущим должен быть в пределах 5%. Т.е. При разнице предыдущего и

последующего результатов свыше 5% следует повторить действие по сгущению сетки и сравнение результатов.

Для примера (рис.2.29)

Сводная таблица результатов вычислений в зависимости от степени сгущения сетки. Таблица 3

	Схема 1		Схема 2		Схема 3	
	полка	ребро	полка	ребро	полка	ребро
Перемещения, мм	4,76		9,08		12,45	
Расхождение по перемещениям, %			91		37	
Мах напряжение, т/м2	-72,5 459,8	-111,2 554,4	-120,6 633,4	-298,7 758,7	-138,1 877,6	-730,9 1028,6
Процент армирования (вычисленный), %						
X	0,93	2,01	1,58	2,24	2,25	3,3
Y	1,22	1,39	2,57	1,55	3,48	2,01
Мах площадь армирования, см2		0,88		1,28		1,43
Площадь армирования выбранного эл-та, см2		3,02		5,29		5,96
Расхождение по площади армирования, %				75		12
Напряжение рассматриваемого элемента		67,2		97,4		113,3
Расхождение по напряжениям, %				44		16

Действие процесса сходимости хорошо видно на примере раскладки изополей армирования полки:

Схема 1

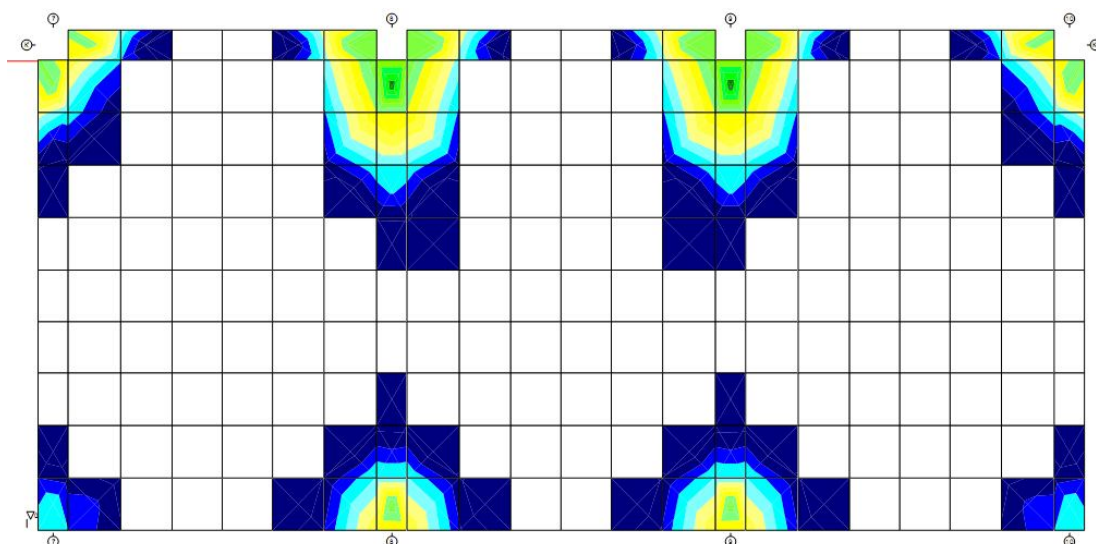


Схема 2

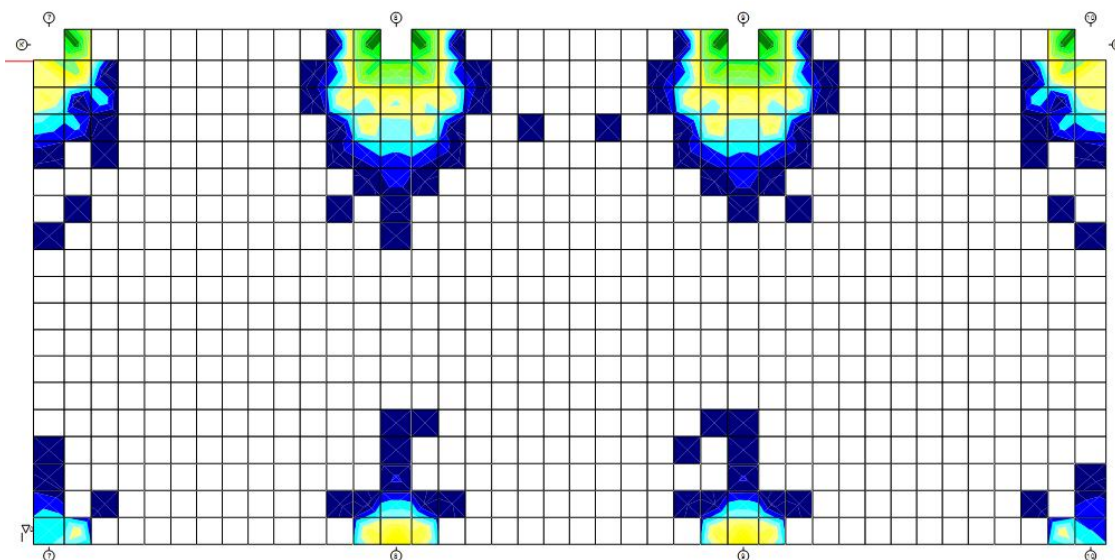


Схема 3

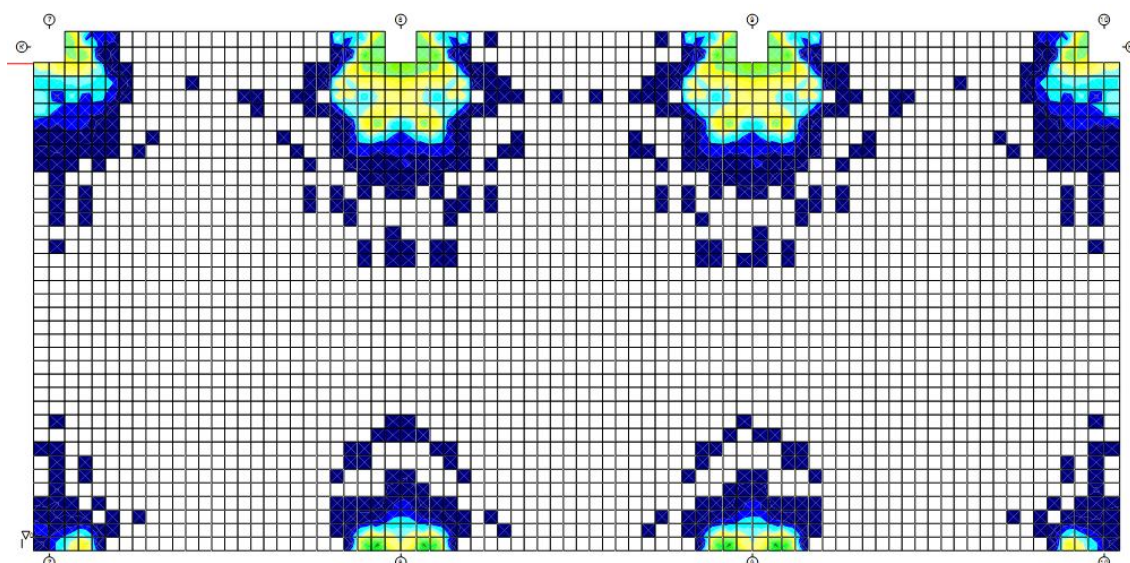


Рис. 2.29. Фрагмент расчетной схемы плиты с изополями (мозаикой) армирования полки.

И так из таблицы 3 видно, что не корректно подобранная сетка сгущения влечет к не до армированию конструкции. Из карт изополей так же видно, что смещается максимальный участок армирования в опорной зоне. Из чего делаем вывод, что расчетная программа армирует не по максимальным напряжениям, а по средним и чем больше элемент (отношение длины/ширины к его толщине) тем больший разброс напряжений в его узлах. Поэтому до начала конструирования (армирования) следует убедиться не только в корректности моделирования объекта, но и аккуратно подбирать сетку сгущения перекрытия, что касается не только кессонных конструкций.

Сам процесс итерационной отладки схемы влечет увеличение процесса расчета в 2-а и более раз на первых этапах расчета, далее сетка сгущения назначается исходя из опыта.

Достаточно густая сетка разбивки элементов характерная конструкциям кессонных и часторебристых перекрытий так же увеличивает количество элементов в программном комплексе, что увеличивает сам процесс математического расчета схемы и предъявляет повышенные требования к аппаратному обеспечению.

2.4 Особенности конструирования кессонных перекрытий.

Геометрические характеристики кессонных перекрытий являются основными ограничивающими факторами при их конструировании.

Характерным для кессонных перекрытий является то, что нижняя поверхность перекрытия сформирована пересекающимися ребрами на одной отметке. С одной стороны это дает основание называть такое перекрытие плоским (безбалочным). С другой стороны это накладывает ограничения на расположение продольной и поперечной арматуры в ребрах разного направления.

Защитный слой нижней арматуры ребер одного (вдоль оси X) направления назначается в соответствии с конструктивными требованиями как для обычных монолитных конструкций, а так же с учетом требуемой степени огнестойкости в данном конкретном случае.

С учетом вышеописанной особенности кессонных перекрытий значение нижнего защитного слоя арматуры ребер в другом (вдоль оси Y) направлении будет соответствовать сумме защитного слоя ребер вдоль оси X и диаметра нижней продольной арматуры вдоль оси X (рис. 2.30).

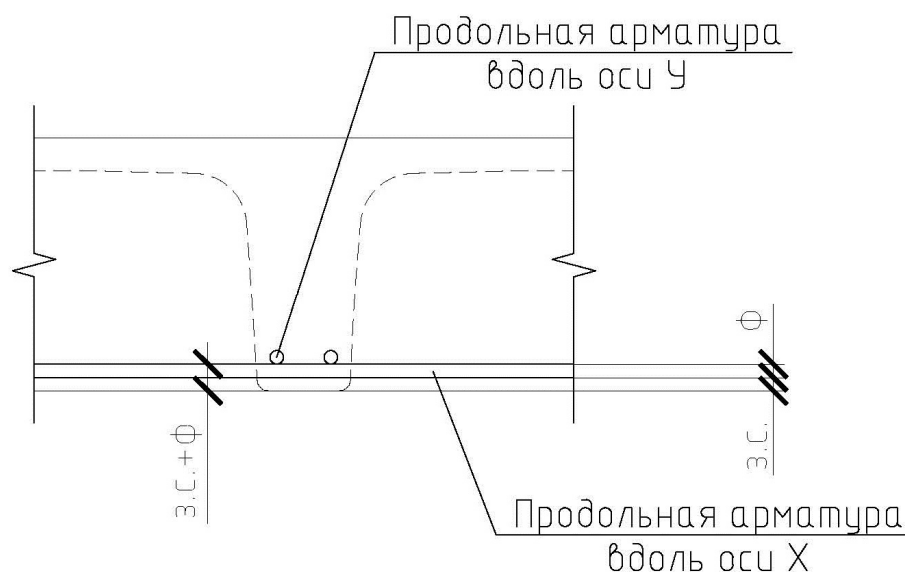


Рис. 2.30. Нижний защитный слой продольной арматуры.

Данное расположение арматуры следует учитывать при расчете площади армирования.

Если в результате расчета получаются большие диаметры нижней арматуры значительно увеличивается защитный слой арматуры вдоль оси "Y". В таком случае следует уменьшить диаметры за счет увеличения кол-ва стержней, но с соблюдением

конструктивных требований по расположению арматуры друг относительно друга, либо увеличить габариты ребра (ширину или высоту).

Верхнюю продольную арматуру ребер следует располагать с учетом арматуры, расположенной в полке (рис. 2.32, 2.32.1).

Защитный слой арматуры полки назначается в соответствии с требованиями нормативных документов, а так же с учетом требуемой огнестойкости конструкции. Так как толщина полки позволяет расположить только одну сетку (бывают однако ситуации когда при значительной толщине полки располагают и 2 сетки). Ограничивающим фактором в такой ситуации является верхняя грань перекрытия. Соответственно защитный слой назначается от нее (рис. 3.31).

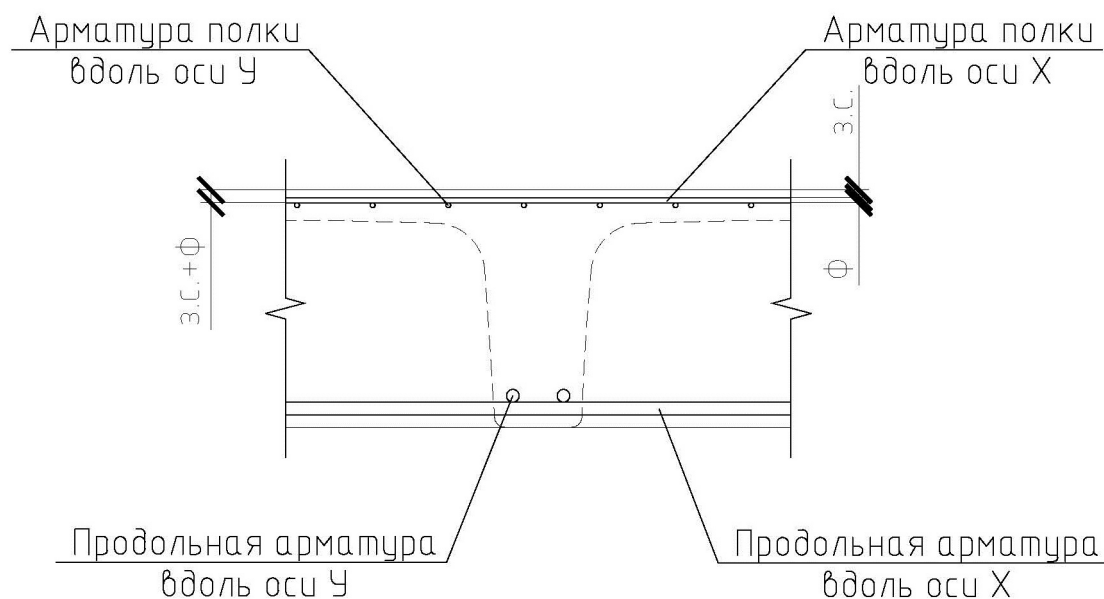


Рис. 2.31. Защитный слой арматуры полки.

При этом нижний защитный слой арматуры полки как правило получается больше чем верхний.

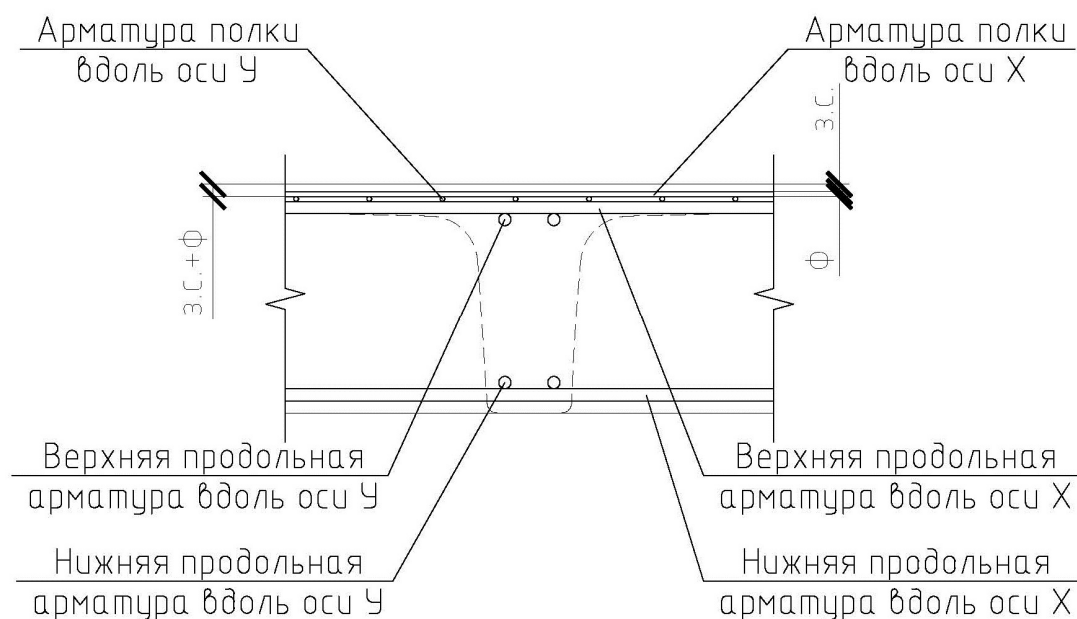


Рис. 2.32. Расположение верхней продольной арматуры ребер.

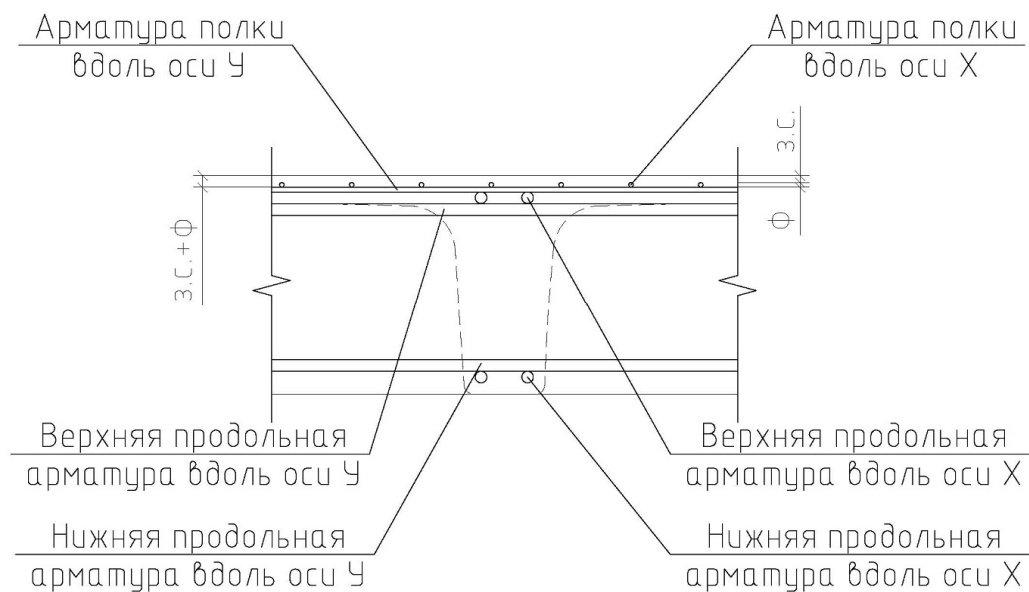


Рис. 2.32.1. Расположение верхней продольной арматуры ребер.

Поперечную арматуру в кессонных перекрытиях устанавливают в соответствии с расчетом. Если в результате расчета поперечная арматура не требуется ее положено устанавливать конструктивно.

Поперечное армирование может быть в виде хомутов замкнутого и незамкнутого типа для вязанных каркасов. А так же в виде отдельных стержней при использовании сварных каркасов.

Такая особенность кессонного перекрытия как большое количество пересекающихся ребер влияет на расположение поперечной арматуры. В самом пересечении ребер поперечная арматура не устанавливается (рис. 2.33, 2.34).

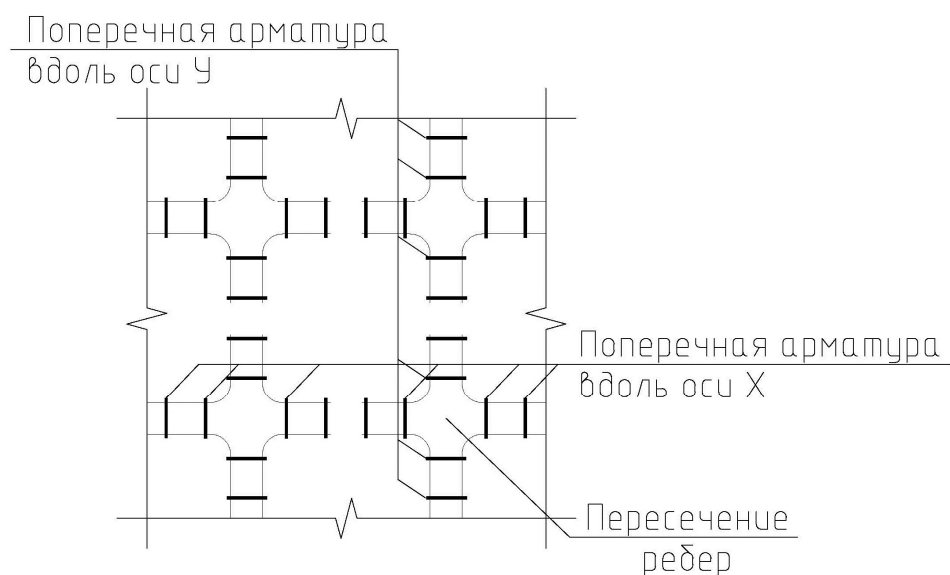


Рис. 2.33. Фрагмент плана расположения поперечной арматуры(хомутов). Хомуты показаны условно. Продольная арматура не показана.

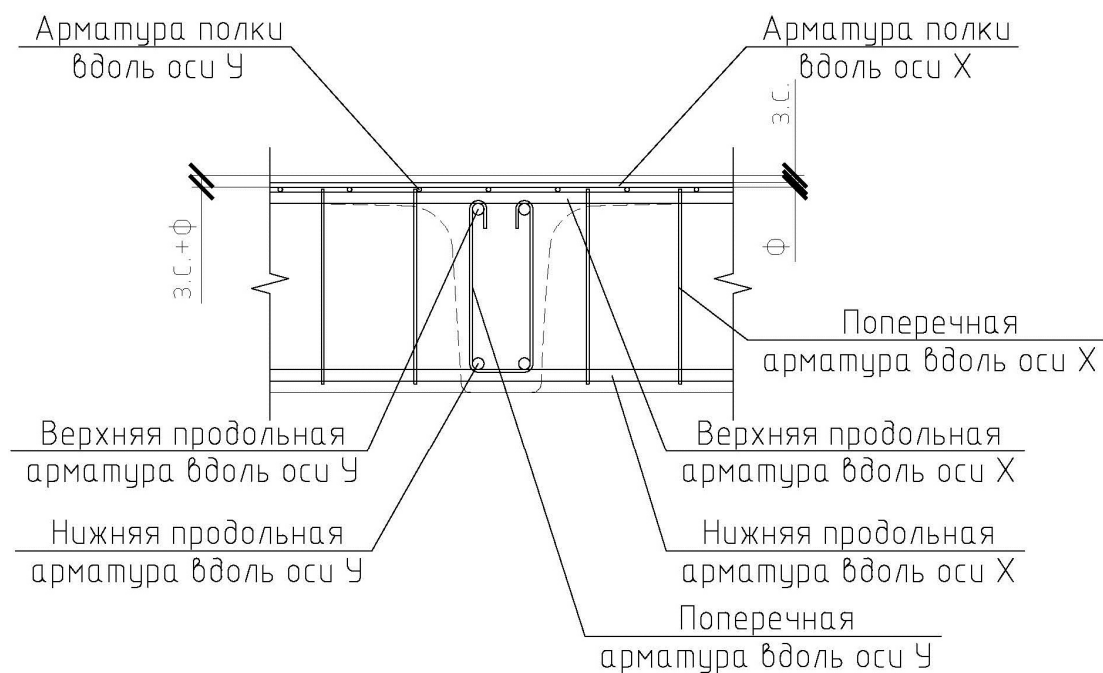


Рис. 2.34. Расположение поперечной арматуры ребер. Хомуты не замкнутые.



Рис.2.34.1. Расположение поперечной арматуры ребер. Хомуты не замкнутые.

Армирование монолитных участков в зоне опирания на вертикальные конструкции (стены, пилоны, колонны) аналогично обычным плоским перекрытиям с капителями или без них, но с учетом расположения в толщине сплошного участка армирования ребер (рис. 2.35, 2.37).

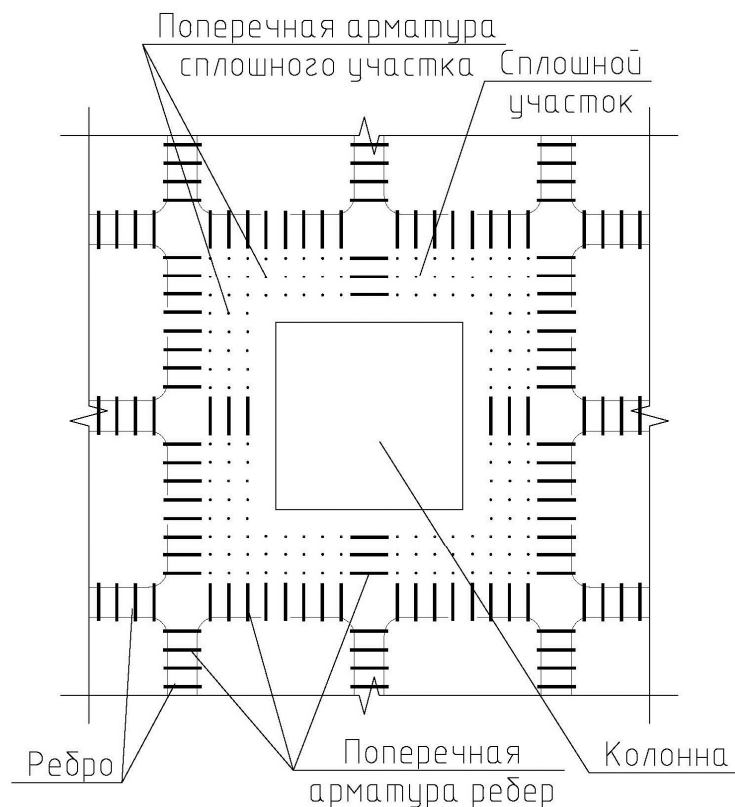


Рис. 2.35. Расположение поперечной арматуры в сплошном монолитном участке.

Продольная арматура ребер не показана.

Сплошные монолитные участки необходимо армировать продольной арматурой сверху и снизу. Сверху продольной арматурой является основная арматура полки и при необходимости дополнительная арматура усиления. Нижнюю арматуру сплошного участка необходимо закладывать дополнительно между нижней продольной арматурой ребер (рис. 2.36). Данная арматура нужна для анкеровки поперечной арматуры, указанной на рис. 2.35 и 2.37.

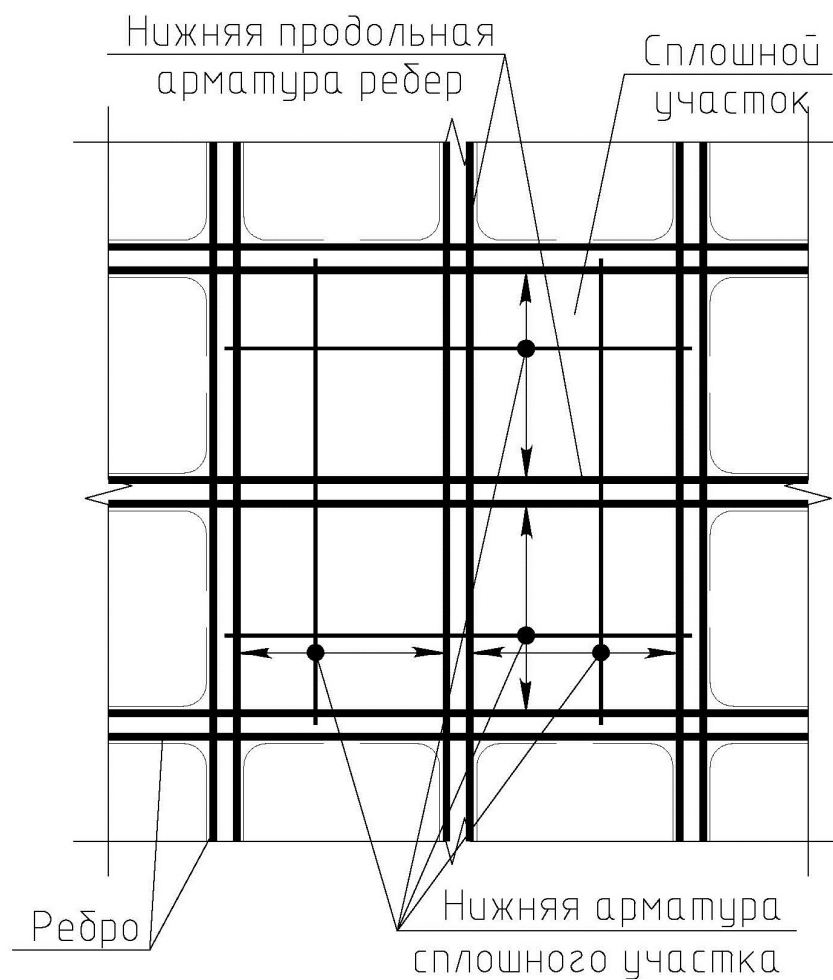


Рис. 2.36. Нижнее армирование сплошного монолитного участка.

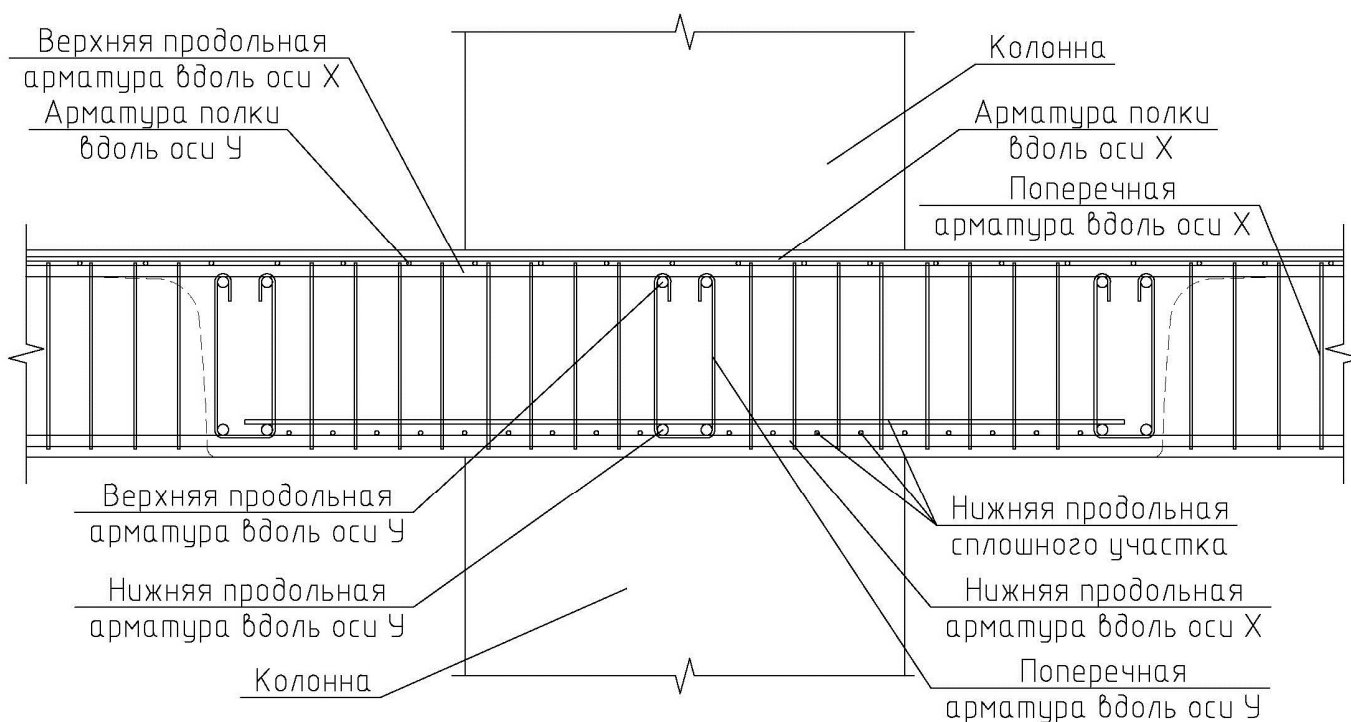


Рис. 2.37. Армирование сплошного монолитного участка.

При армировании сплошного участка поперечной арматурой в виде сварных каркасов нижнюю арматуру укладывают только в одном направлении, т.к. в другом направлении она присутствует с сварном каркасе.

Стыки продольной арматуры располагаются согласно тем же правилам, что и в стандартных плоских безбалочных перекрытиях в области наименьших моментов.

Особое внимание стоит обратить на стык нижней арматуры перпендикулярных ребер в середине пролета между колоннами (рис. 2. 38). Стык осуществляется в вертикальной плоскости. Такой же стык в вертикальной плоскости производится и верхней арматуры в середине пролета.

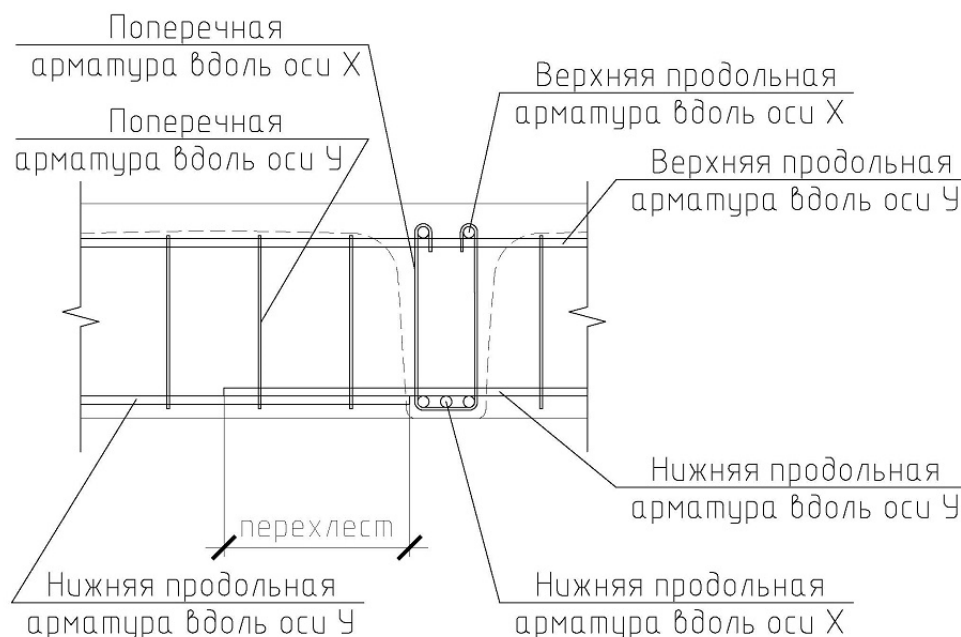


Рис.2.38. Стык нижней арматуры перпендикулярных ребер.



Рис.2.39. Стык нижней и верхней арматуры ребра. Перехлест выполнен больше необходимого по конструктивным соображениям.

Итак мы рассмотрели особенности проектирования кессонных перекрытий начиная от назначения основных размеров (высота, толщина полки, шаг ребер, ширина ребер) и заканчивая конструированием.

Из выше приведенного материала можно сделать вывод, что проектирование кессонных перекрытий включает в себя две основные методики. Первая используемая при проектировании сплошных плоских перекрытий и вторая, используемая при проектировании балочных перекрытий.

Соответственно при проектировании кессонных перекрытий учитываются все особенности и конструктивные требования, характерные как для плоских безбалочных монолитных перекрытий, так и для балочных монолитных перекрытий.

3. Технологические особенности возведения кессонных перекрытий.

Работы по устройству кессонных (кассетных) перекрытий осуществляются в соответствии с рабочими чертежами, проектом производства работ, а также с соблюдением требований [12, 13, 14].

При устройстве монолитных кессонных железобетонных перекрытий в условиях строительной площадки необходимо руководствоваться Строительными нормами и правилами и требованиями проекта производства работ. Качество выполнения опалубочных, арматурных и бетонных работ определяют общий технический уровень возведения конструкций, его надежность и долговечность.

При возведении кессонных перекрытий особое внимание следует уделять арматурным работам и установке элементов опалубки, которая должна производиться по проекту с надёжной фиксацией в проектном положении. Технологические отклонения положения элементов опалубки находятся в диапазоне отклонения геометрических размеров самих элементов опалубки и не должны превышать требований Нормативных документов.

Опалубка для кессонных перекрытий может применяться нескольких типов.

Первый тип – полностью самонесущая опалубочная система типа «SKYDOME» (рис.3.1, 3.2). Преимущество такой опалубки состоит в том, что нет необходимости использовать большое количество настила из фанеры или досок под инвентарные объемные элементы опалубки (вкладыши). При этом все элементы опалубки заводского изготовления и поставляются на строительную площадку комплектно. Демонтаж данного типа опалубки наиболее простой по сравнению с остальными системами. Недостатком такой опалубки является высокая стоимость.

Второй тип опалубки – комбинированный. Вкладыши устанавливаются на настил из фанеры или досок (рис. 3.3). Преимущество такой опалубки состоит в том, что требуется меньше стоек и балок по сравнению с первым вариантом, но требуется настил из фанеры или досок. Демонтаж такой опалубки более трудоемкий по сравнению с первым вариантом.

Третий тип опалубки – опалубка полностью из фанеры (рис. 3.4). Вкладыши изготавливаются из ламинированной фанеры в условиях строительной площадки и устанавливаются на настил из ламинированной фанеры. Недостатком такого типа опалубки является большой подготовительный период перед установкой опалубки. Однако он лучше всего подходит для строительства частных зданий при небольшой площади.

Одной из разновидностей опалубки третьего типа служит одноразовая картонная опалубка (рис. 3.5). Вкладыши изготавливаются из картона и оборачиваются полиэтиленом. Выкройки из картона изготавливаются на заводе и на строительной площадке необходимо только сложить картонные коробки, которые служат объемными элементами опалубки. После демонтажа такой опалубки повторно использовать ее не представляется возможным, поэтому она подлежит утилизации.

В качестве вкладышей может использоваться любой материал, отвечающий следующим требованиям: 1) достаточная жесткость и прочность для восприятия монтажных нагрузок; 2) малый объемный вес; 3) возможность быстрого демонтажа.

Так же в качестве вкладышей могут использоваться и несъемные элементы. К таким элементам помимо вышеперечисленных требований добавляются такие как: 1) пожарная безопасность; 2) экологическая безопасность; 3) долговечность.



Рис. 3.1. Кессонная опалубка первого типа на примере «SKYDOME» вид снизу.



Рис. 3.2. Кессонная опалубка первого типа на примере «SKYDOME» вид сверху.



Рис. 3.3. Кессонная опалубка второго типа.

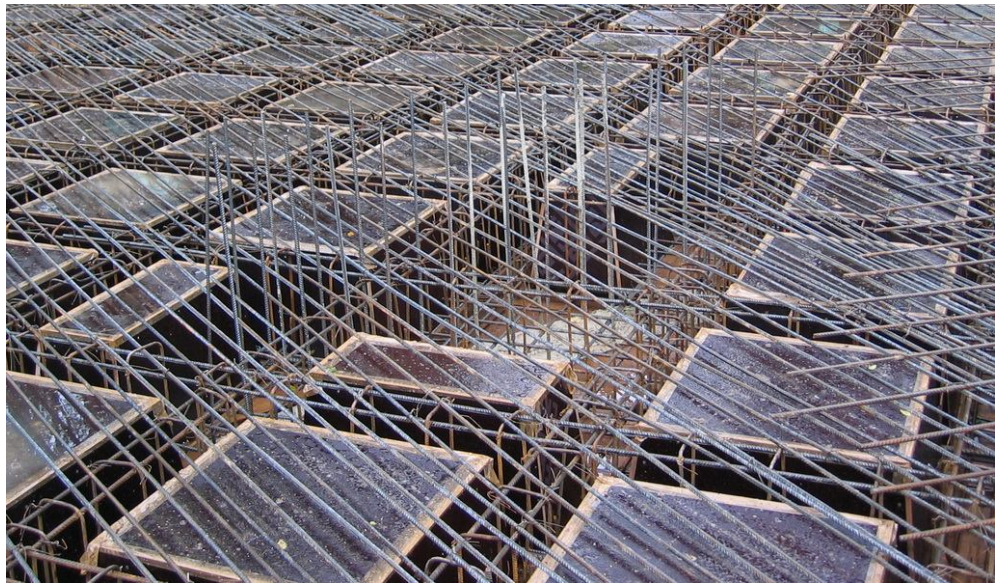


Рис. 3.4. Кессонная опалубка третьего типа с объемными элементами из ламинированной фанеры.



Рис. 3.5. Кессонная опалубка третьего типа с объемными элементами из картона.

Монтаж опалубки первого типа производят в следующей последовательности:

1. Расставляют телескопические стойки под концы и стыки несущих опалубочных балок (прогонов). При этом стойки фиксируют в вертикальном положении треногами (рис.3.5);
2. Несущие опалубочные балки (прогоны) укладывают в оголовки телескопических стоек. Конструкция оголовка позволяет осуществлять стык балок по длине «в стык». Укладку балок в оголовки производят вилочными захватами (рис.3.6);

3. По верху несущих балок (прогонов) укладывают инвентарные балки опалубки;
4. Устанавливают объемные элементы опалубки;
5. Размечают места установки бортовой опалубки;
6. Монтируют бортовые упоры, стойки ограждения и бортовую опалубку.

Принципы монтажа мелкощитовой опалубки первого типа представлены на рисунках 3.5-3.9 на примере опалубочной системы «SKYDOME».

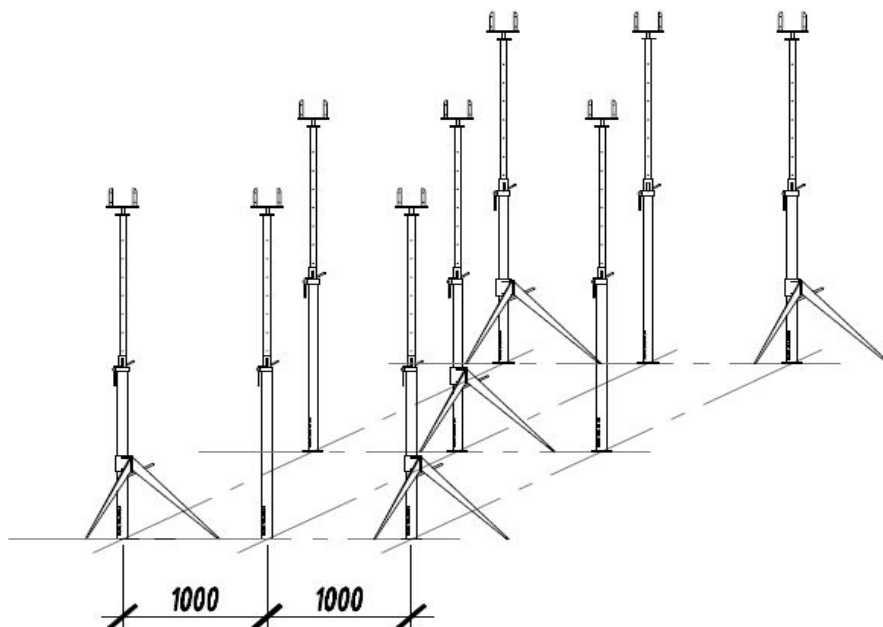


Рис. 3.5. Установка стоек.

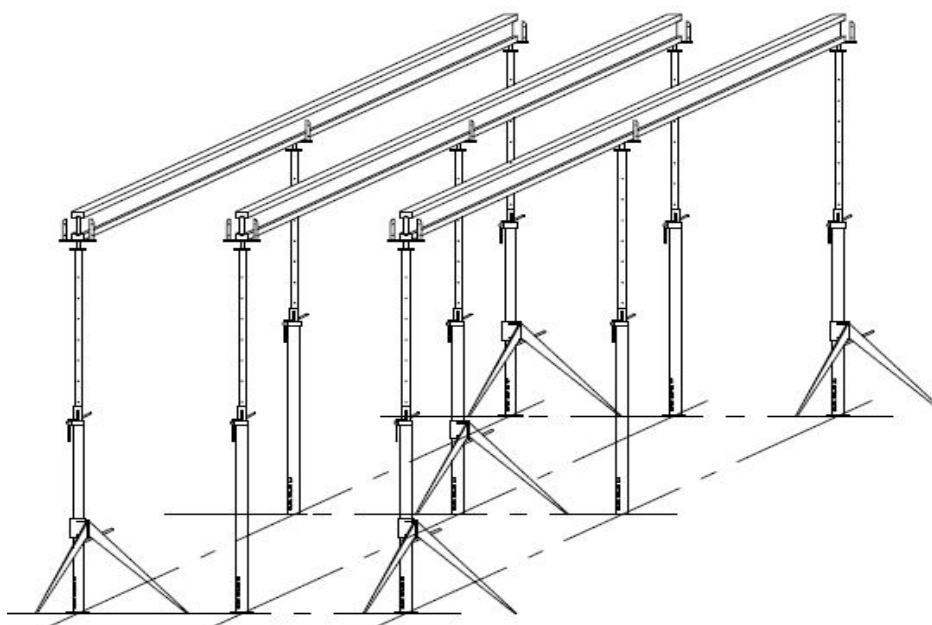


Рис. 3.6. монтаж балок.



Рис. 3.7. Установка несущих прогонов опалубки по телескопическим стойкам и монтаж инвентарных балок опалубки

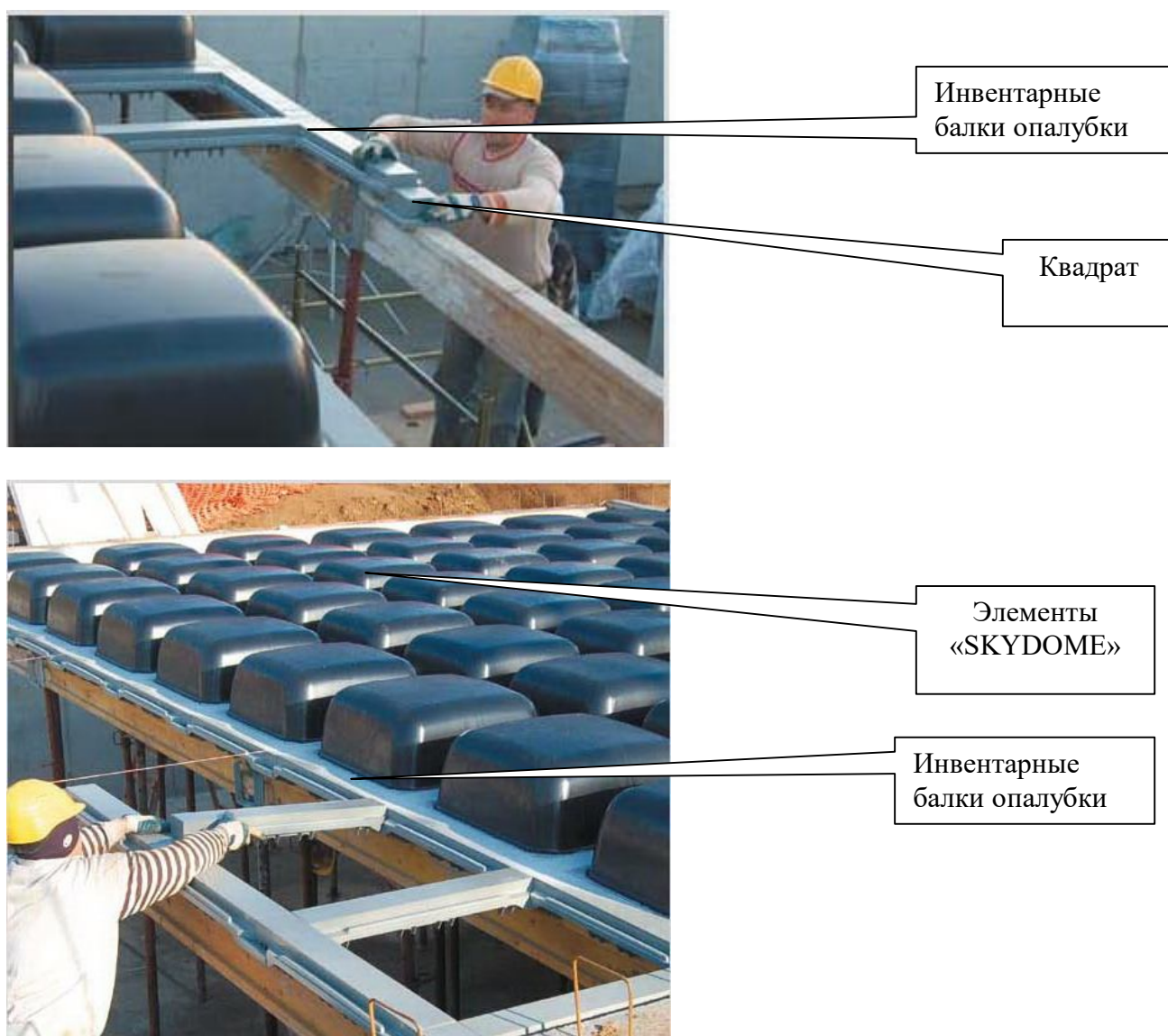


Рис. 3.8. Установка инвентарных балок опалубки по несущим прогонам

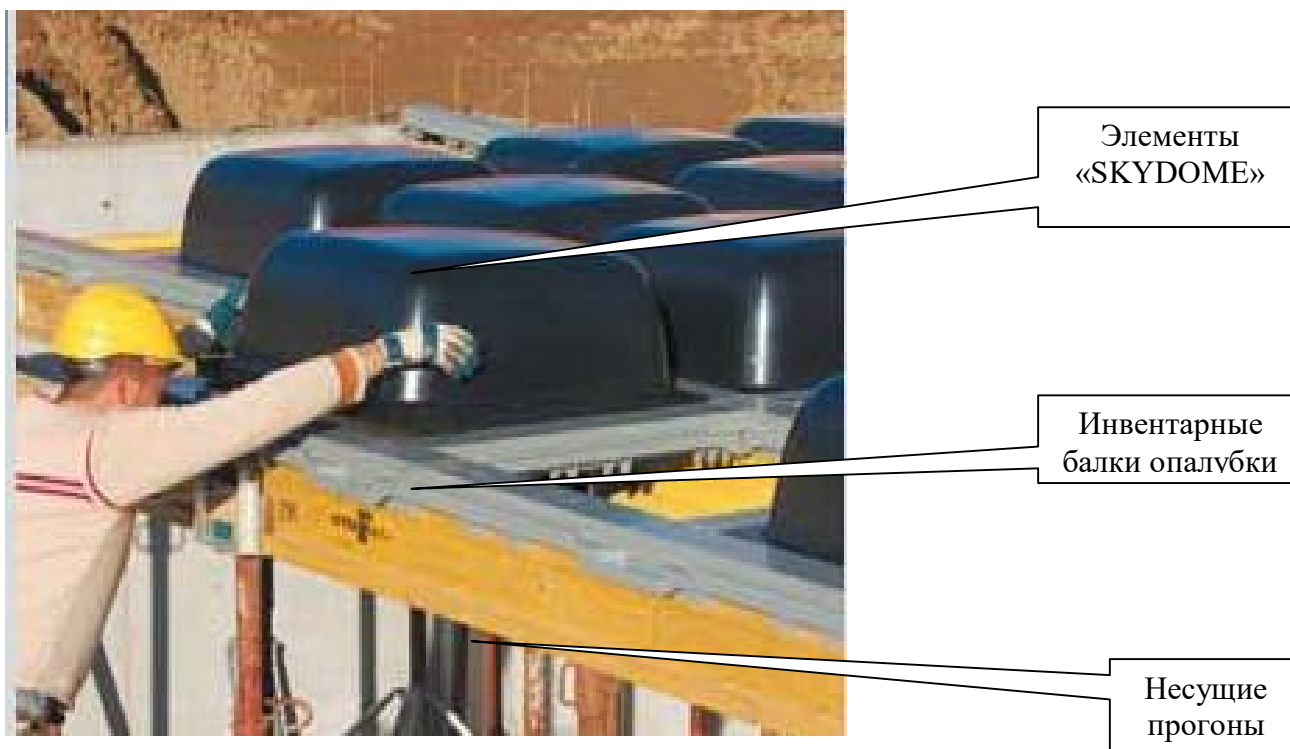


Рис. 3.9. Установка элементов «SKYDOME»

Аналогичная последовательность работ при установке опалубки по остальным двум типам. Только вместо инвентарных опалубочных балок укладывается настил из фанеры или досок.

В зависимости от конструктивных решений монолитное перекрытие армируется каркасами и сетками, соответствующими требованиям ГОСТов. Продольная арматура периодического профиля, поперечная гладкая. Армирование рёбер можно производить плоскими и объёмными каркасами, изготовленными в арматурном цеху или отдельными стержнями непосредственно на опалубке.

Арматуру следует монтировать в последовательности, обеспечивающей правильное ее положение и закрепление, исключающее смещение при бетонировании перекрытия. Для обеспечения защитного слоя бетона в соответствии с проектом необходимо устанавливать специальные фиксаторы.

В связи с тем, что арматура располагается в двух взаимно перпендикулярных направлениях каркасы ребер следует монтировать в две очереди.

Каркасы первой очереди монтируются без верхней арматуры, но с хомутами, установленными с шагом, предусмотренным проектом (рис. 3.10).

Фиксаторы, обеспечивающие защитный слой бетона устанавливаются под каркасы 1-й очереди с шагом, предусмотренным ППР.



Рис. 3.10. Установка каркасов 1-й очереди.

Отсутствие верхней арматуры в каркасах 1-й очереди позволяет беспрепятственно уложить каркасы второй очереди. Каркасы второй очереди монтируются с нижней и верхней продольной арматурой и с хомутами, расположенными по всей длине каркаса (рис. 3.11).



Рис. 3.11. Установка каркасов второй очереди.

При монтаже каркасов необходимо следить за тем, чтобы хомуты не сдвигались относительно мест пересечений ребер.

После монтажа каркасов второй очереди устанавливается верхняя продольная арматура каркасов 1-й очереди (рис. 3.12).



Рис. 3.12. Установка верхней арматуры каркасов 1-й очереди.

После монтажа арматурных каркасов ребер осуществляется армирование полки отдельными стержнями или сварными сетками заводского производства.

Для бетонирования перекрытия применяется тяжелые бетонные смеси на обычном или мелкозернистом заполнителе классов по прочности на сжатие не ниже В15, а также легкие бетоны на пористых заполнителях классов по прочности на сжатие В12,5.

Крупность заполнителя определяется геометрическими размерами ребер и армированием.

Оптимальная подвижность бетонной смеси должна находиться в пределах 8 - 10 см, а водоцементное отношение - 0,4 - 0,6.

Процесс бетонирования не отличается от аналогичных процессов при монтаже обычных плоских или балочных монолитных перекрытий.

Для уплотнения бетона кессонного перекрытия рекомендуется использовать игольчатый вибратор диаметром не более 45мм. Последний погружается в уплотняемый слой вертикально или с небольшим наклоном. Погружение наконечника осуществлять быстро, после чего он, вибрируя, остается неподвижным в течение 10 - 15 сек., а затем медленно вытаскивается из бетонной смеси с тем, чтобы обеспечить заполнение смесью освобождаемое пространство. Уплотнение необходимо прекратить, когда оседание бетонной смеси не наблюдается, крупный заполнитель

покрывается раствором, на поверхности появляется цементное молоко и прекращается выделение больших пузырьков воздуха.

Шаг перестановки игольчатого глубинного вибратора не должен превышать полуторного радиуса действия вибратора, который устанавливается визуально и зависит от подвижности бетонной смеси, степени армирования, формы конструкции.

При устройстве монолитных кессонных перекрытий, уход за бетоном осуществляется аналогично при устройстве плит сплошного сечения.

Остальные требования и рекомендации, касающиеся возведения монолитных кессонных перекрытий аналогичны требованиям при возведении плит сплошного сечения.

Демонтаж опалубки производится захватками при использовании всех трех типов. Демонтируется один ряд стоек, балок и объемных элементов опалубки. Демонтаж производится через 1 ряд. Под свободные от опалубки ребра устанавливаются разгружающие стойки. На следующем этапе демонтируется оставшаяся опалубка.

Внешний вид перекрытия снизу зависит от качества опалубочных работ и особенно от качества и жесткости объемных элементов опалубки.



Рис. 3.13. Вид кессонного перекрытия снизу при использовании опалубки первого типа.



Рис. 3.14. вид кессонного перекрытия при использовании одноразовой картонной опалубки.



Рис. 3.15. Внешний вид низа перекрытия при использовании опалубки первого и второго типов после отделки.

4. Перспективы и возможные направления развития кессонных перекрытий.

Рассмотренные в главах 1-3 конструкции кессонных перекрытий являются классическими, известными уже больше 1000 лет как вид сам по себе и больше 100 лет в монолитном железобетоне.

Исходя из определения данного в главе 2.¹² можно сделать вывод о том, что наличие верхней полки оправдано для передачи нагрузки на ребра. В большинстве случаев поверх перекрытий устраиваются полы. Следовательно можно предусмотреть конструкцию пола такой, которая сама по себе будет достаточно прочной и жесткой для передачи эксплуатационных нагрузок на ребра кессонного перекрытия. Таким образом можно еще облегчить собственный вес таких перекрытий.

Если внимательно посмотреть на распределение нормальных напряжений в ребрах кессонного перекрытия (рис. 4.0), то можно увидеть, что в средней зоне напряжения малы. Следовательно в этой зоне такой материал как бетон или арматура не нужны. Т.е. можно выполнить отверстие без значительного ущерба прочности и жесткости ребра.

В совокупности с возможностью устройства отверстия вместо полки можно получить максимально облегченное кессонное перекрытие.

Такую систему разработали в Испанской компании HOLEDECK (рис. 4.3, 4.4, 4.5).

В кессонных перекрытиях где есть необходимость в сохранении полки как конструкции пола без отделки можно выполнить отверстия только в ребрах. Пример такого перекрытия представлен на рис. 4.1-4.2.

¹² Кессонное перекрытие представляет собой часторебристую монолитную железобетонную конструкцию, отличительной особенностью которой является наличие взаимно перпендикулярных ребер одинаковой высоты, расположенных равномерно с одинаковым шагом в обоих направлениях и связанных между собой сплошной минимально возможной толщины полкой, армированной одной сеткой.

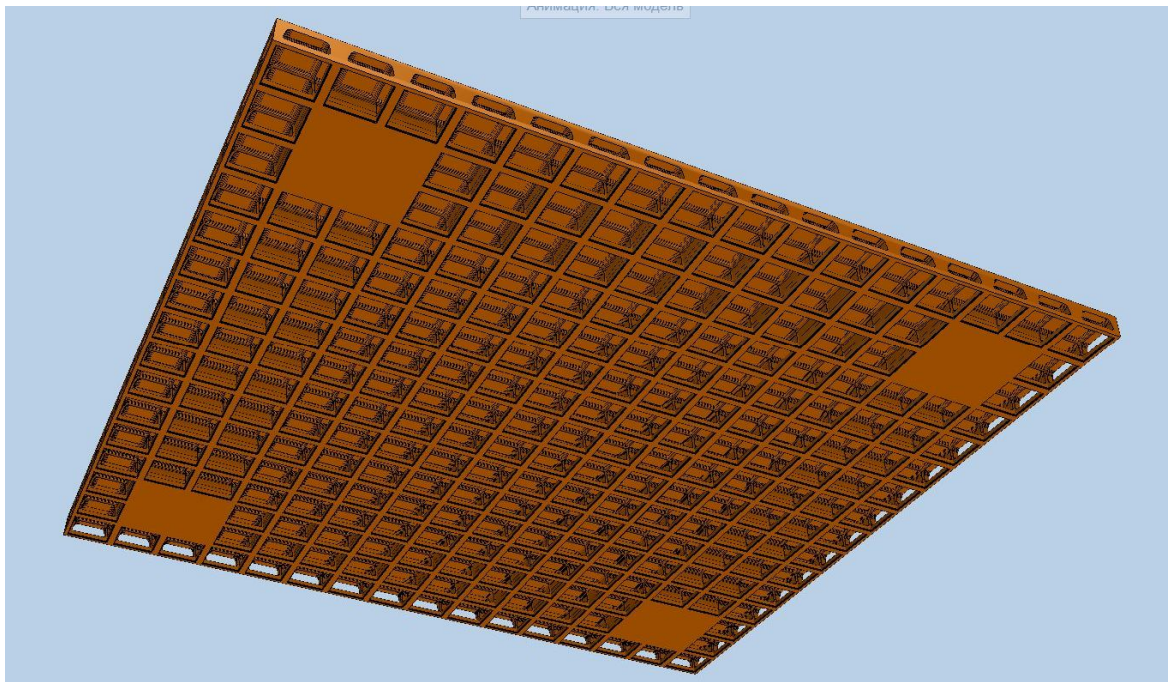


Рис. 4.1. Кессонное перекрытие с отверстиями в ребрах. Общий вид.

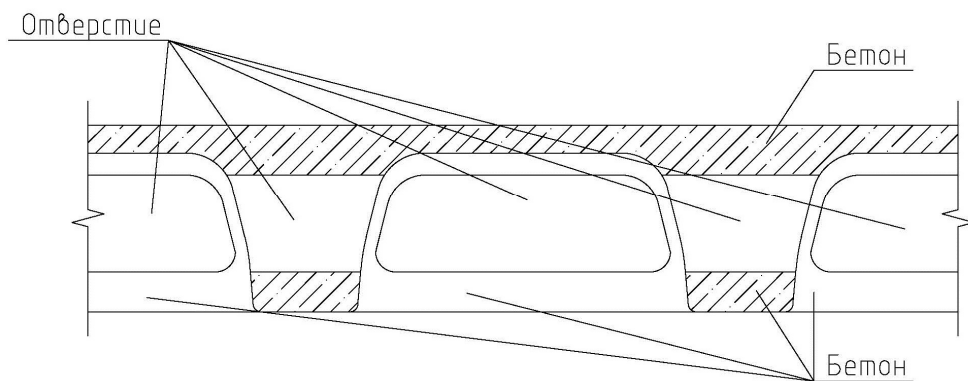


Рис. 4.2. Кессонное перекрытие с отверстиями в ребрах. Разрез.

В настоящее время уже есть построенные объекты с подобными перекрытиями. Таким зданием является кампус Технологического университета в г. Алькала-де-Эрнарис (рис.4.3-4.4).



Рис. 4.3. Кессонное перекрытие с отверстиями в ребрах и полке.



Рис. 4.4. Вид на перекрытие кампуса Технологического университета в г. Алькала-де-Эрнарис.

Опалубочная система, используемая при возведении данного типа перекрытий производится компанией HOLEDECK и представлена на рис. 4.5.

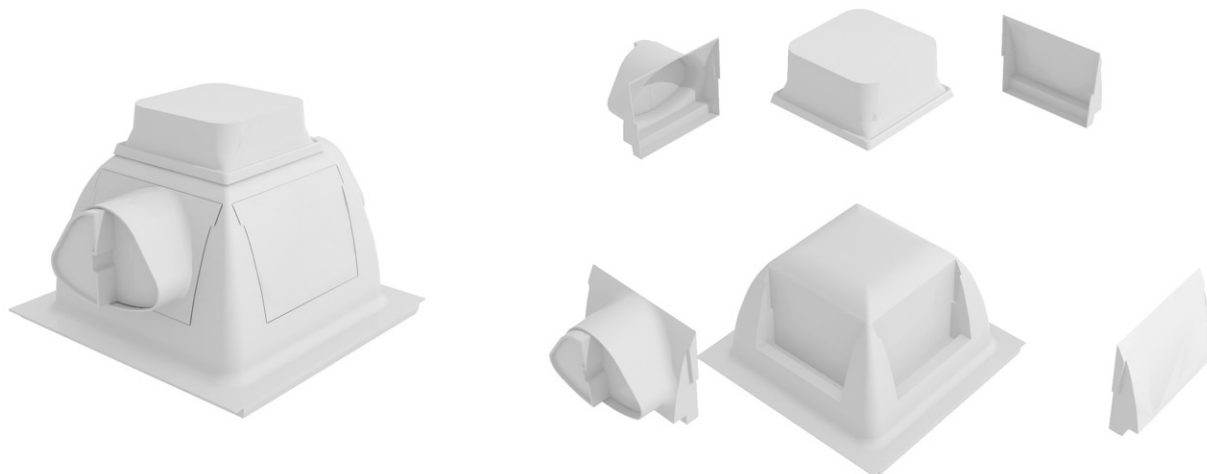


Рис. 4.5. Опалубочная система компании HOLEDECK.

Помимо очевидного облегчения конструкций перекрытия за счет наличия отверстий в ребрах и полке появляется так же возможность использования данных отверстий для прокладки инженерных коммуникаций различного назначения (рис. 4.6).

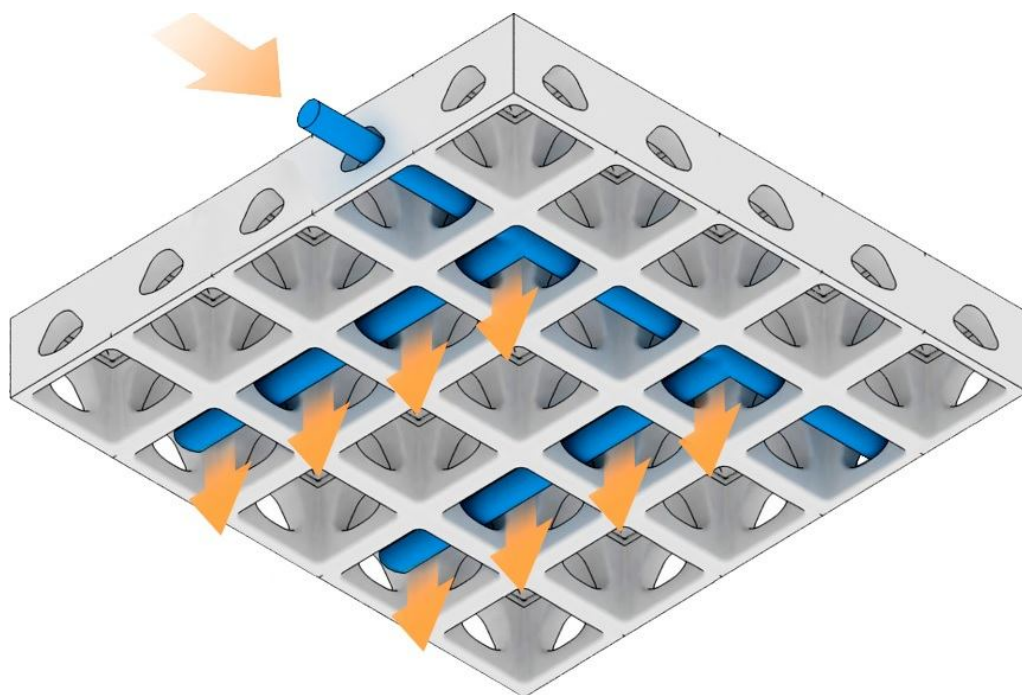


Рис.4.6. Использование отверстий в ребрах под инженерные коммуникации.

Помимо развития опалубочных систем для кессонных перекрытий особое место занимает использование канатной арматуры с напряжением в построенных условиях. Данная технология довольно широко применяется в сплошных плоских и балочных перекрытиях. Использование данной технологии в кессонных перекрытиях позволяет уменьшить толщину перекрытия по сравнению с перекрытием в котором используется ненапряженная арматура(рис. 4.7). А так же

позволяет уменьшить расход арматуры за счет исключения стыков при использовании стержневой арматуры.



Рис. 4.7. Использование канатной арматуры с напряжением в построечных условиях в кессонных перекрытиях.



Рис.4.8. Использование канатной арматуры с напряжением в построечных условиях в кессонных перекрытиях.

В постнатяженных кессонных перекрытиях используют два основных конструктивных решения.

В первом случае располагают натягаемую арматуру во всех ребрах перекрытия (рис. 4.7 и 4,8).

Во втором случае в створе колонн устраивают сплошные монолитные балки, в которых сосредотачивают напрягаемую арматуру (рис.4.9).

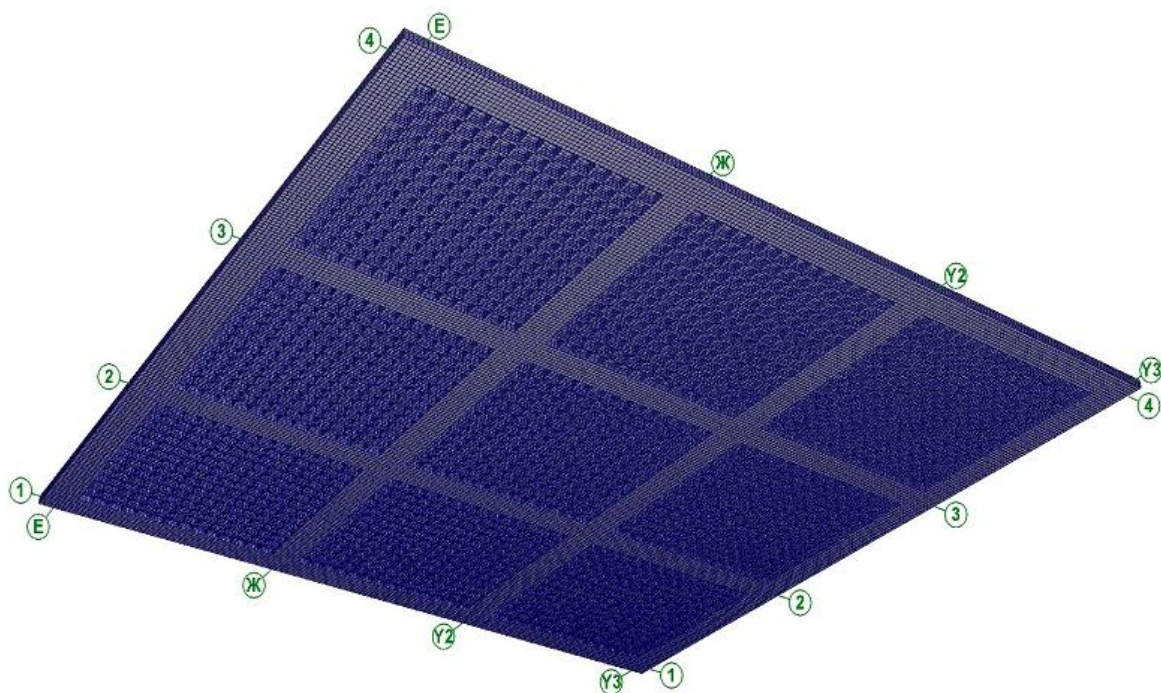


Рис. 4.9. Сплошные монолитные балки по осям колонн, для напрягаемой арматуры в одной плоскости с перекрытием. Вид на перекрытие снизу.

5. Вместо заключения.

Рассмотрим применение кессонных перекрытий в разных ситуациях.

Первый пример применения кессонных перекрытий рассмотрим в условиях реконструкции существующего здания при необходимости встроить промежуточный этаж в существующее здание.

Здание построено в тридцатых годах 20 века как цех промышленного предприятия. Высота здания 12-15 м, общая площадь 9200 м².

Реконструируемое здание – каркасное. Колонны здания – сборные железобетонные, фундаменты - монолитные железобетонные, рассчитанные на высокие нагрузки от мостовых кранов и имеющие значительный остаточный запас несущей способности, покрытие – сборные плиты по стальным прогонам и фермам. Проектом реконструкции предусмотрено разделение здания по вертикали (устройство перекрытия на высоте 3,5 м) с сохранением возможности организации больших по площади помещений на обоих этажах.. Шаг колон по площади здания различный: 1) основная сетка колонн 6х12м (70% от общей площади); 2) сетка 6х9м (20% от общей площади); 3) 12х12м (10% от общей площади) . Из всех анализируемых вариантов возможных конструктивных решений было отдано предпочтение возведению кессонного перекрытия с опорой только на существующие колонны здания.

Для опирания вновь возводимого перекрытия на существующие колонны на них были выполнены стальные опорные площадки на высоте 3,5 м. (рис. 2,3).

Вновь возводимая плита перекрытия лежит на опорных площадках свободно - арматурные каркасы с существующей колонной и опорной площадкой не связаны, то есть организована опора, близкая к шарнирной.



Рис. 5.1. Опорные площадки на существующих колоннах.

В районе опорных площадок перекрытие имеет сплошные монолитные участки. Для устройства кессонной плиты использовались кессонообразователи размером в плане 750x750 мм высотой $h = 390$ мм, ширина ребер внизу $d = 160$ мм. Толщина полки 70 мм.

Использовалось два различных типа кессонообразователей: многоразовые пластмассовые типа SKYDOM (~25% от общего числа использованных кессонообразователей); одноразовые картонные, обернутые полиэтиленовой пленкой (гофрокартон толщиной 5 мм).

Армирование перекрытия осуществлялось арматурными каркасами как показано в главе 2.3.

Стоит отметить, что реальные расстояния между существующими колоннами не везде позволили уложить кессонообразователи размерами 75x75 см с заданными промежутками между ними в регулярную структуру. В этих случаях (как правило, между опорами) были использованы кессонообразователи меньших размеров в плане, либо монолитные участки.

При возведении нового перекрытия использовались следующие материалы:

- товарный бетон класса B25, поставляемый на строительную площадку в автобетоновозах;

- арматура: продольная профилированная класса A400C, поперечная – A240.

Информация о напряженно-деформированном состоянии конструкции перекрытия получена в результате математического моделирования перекрытий при действии расчетных нагрузок как показано в главе 2.2.

При возведении кессонных перекрытий на общей площади 9200 м² по сравнению с устройством плоских монолитных перекрытий достигнут значительный экономический эффект за счет сокращения используемых материалов и сроков возведения. Данные об оценках величины достигнутого эффекта в денежном выражении приведены в таблице 5.1.

Таблица 5.1.

Сравнительная оценка стоимости возведения монолитных плоских и кессонных перекрытий при реконструкции здания с пролетами несущих колонн 6х9, 6х12, 12х12м под временную нагрузку 400 кг/м.кв.

	Устройство монолитных перекрытий по профлисту с устройством балочной клетки промежуточными колоннами с шагом 6х6м		Устройство кессонных перекрытий по существующей сетке колонн	
Вид работ	Расход материалов, Т	Общая стоимость** (тыс. руб.)	Расход материалов. Т	Общая стоимость** (тыс. руб.)
Устройство металлического каркаса(колонны+балки)	406,5	28455,0	0	0
Профлист	119,4	4179,0	0	0
Объем бетона В25	2024 м ³	5667,2	2208 м ³	6182,4
Количество арматуры	192,3	4807	198,7	4968
Стоимость работ		43108,2		11150,4
Прямая экономия				31957,8

** - Стоимость указана на момент возведения конструкции.

Учитывая, что при возведении таких перекрытий нет необходимости в возведении дополнительных опор, фундаментов под них и других работ, с этим связанных сроки возведения так же сокращаются.

Второй пример применения кессонных перекрытий рассмотрим в условиях нового строительства.

Анализируемый объект представляет собой 4-х этажное здание административно бытового корпуса (АБК) с сеткой колонн 7х7м и консольным участком 2,75м, в плане размерами 29,0х9,75м. Площадь типового этажа 453,95м², высота типового этажа 3,36м. Лестничный марш сборный: ступени сборные железобетонные по металлическим косоурам. Ограждающие конструкции здания выполнено из сэндвич панелей, закрепленных к металлическому фахверку.

В сопоставительном анализе использованы два варианта несущих конструкций:

1. Здание каркасного типа. Стальной каркас в виде плоских жестких рам в плоскости буквенных осей. Перекрытия плоская монолитная плита толщиной 200мм, жестко связанная со стальными балками. Устойчивость здания обеспечивается ядром жесткости, выполненного в виде монолитного лестничного блока. Рис.5.2.
2. Здание монолитное каркасного типа, перекрытие кессонная плита толщиной 280мм, колонны монолитные жестко соединённые с кессонной плитой. Общая устойчивость здания обеспечивается ядром жесткости, выполненного в виде монолитного лестничного блока, и жесткими узлами сопряжений и колон и перекрытий. Рис.5.3.

Схема расположения силового каркаса типового этажа

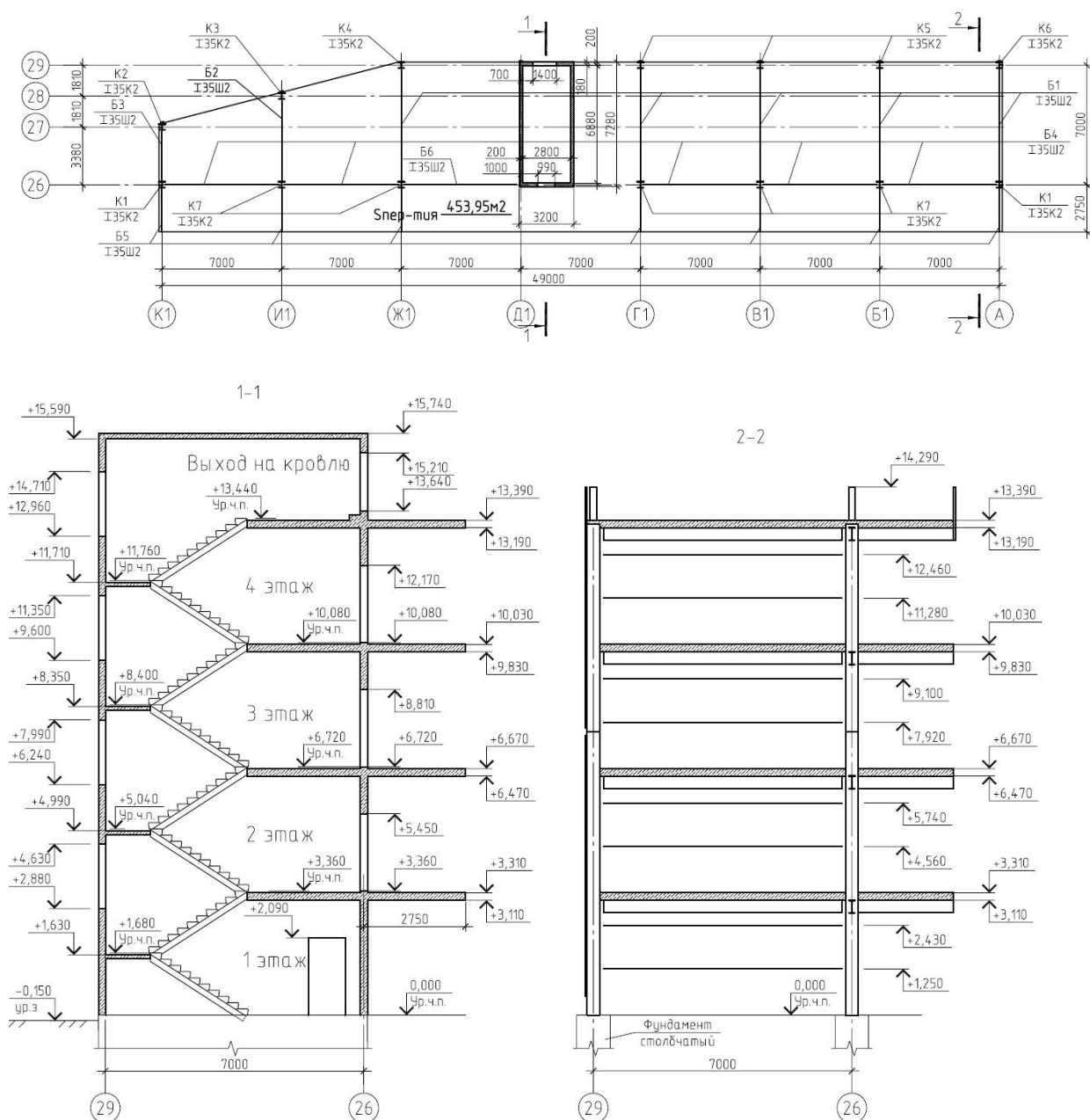


Рис.5.2. Стальной каркас здания с плоскими монолитными перекрытиями.

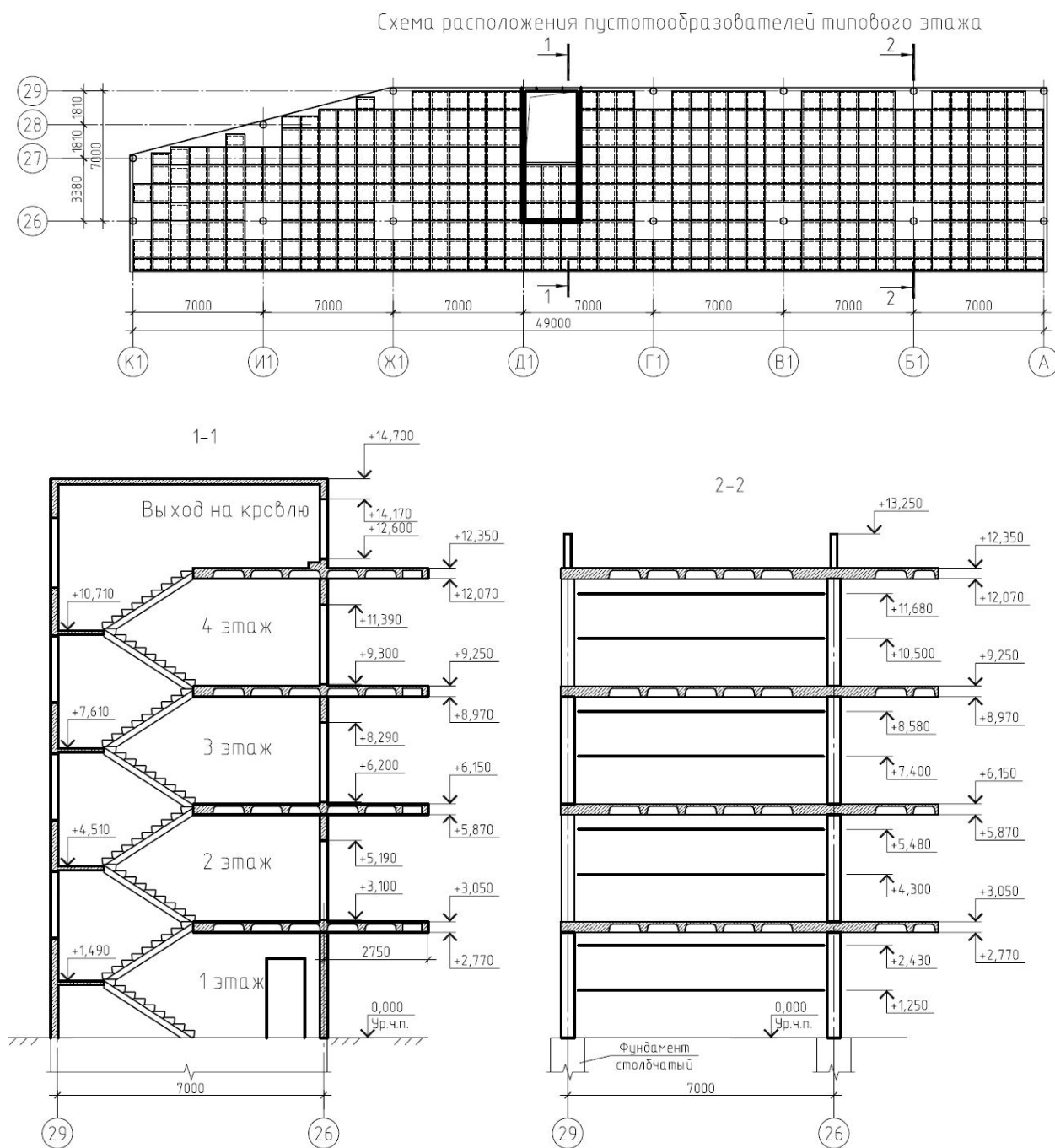


Рис.5.3 Монолитный каркас с кессонными перекрытиями.

Нагрузки на перекрытия и в том и другом случае приняты в соответствии с [4] и техническим заданием по типам помещений.

Сопоставительный анализ вариантов производился только для несущих элементов здания, так как все остальные конструктивные элементы здания в обоих вариантах идентичны и не оказывают влияния на прочность и жесткость несущих конструкций здания.

При сравнении стоимости возведения несущих конструкций по обоим вариантам использовались рыночные расценки на виды работ, приведенные в коммерческих предложениях строительно-монтажных организаций на первую половину 2011г. Стоимость работ сведена в таблицу 5.2

Таблица 5.2.

Перечень работ	Рыночная стоимость работ с учетом стоимости материалов (тыс. руб)
Изготовление металлокаркаса, с учётом монтажа	65 за тонну
Бетонирование плоских перекрытий	10 за куб.м.
Бетонирование кессонных перекрытий	15 за куб.м.

Данные технико-экономических показателей сравнительного анализа вариантов конструкции, приведены в таблице 2 и указаны на объект целиком.

Таблица 5.3. Сводная таблица технико-экономических показателей сравнения 2-х вариантов несущих конструкций здания.

Таблица 5.3.

Сравнительные характеристики	Вариант 1		Вариант 2			Примечание
	перекрытие	Ядро ж.	перекрыти е	колонн ы	ядро ж.	
Металл каркаса, т	63,66		-	-	-	
Бетон, (м3)	363,2	63,4	227,7	13,4	59.2	Для 2-го варианта, уменьшение <u>толщины</u> перекрытия <u>привело к уменьшению</u> высоты ядра жёсткости
Арматура, (т)	53,21	4,89	33,338	1,96	4,57	
Строительная высота конструкции перекрытия, (мм)	540**		280			Для 1-го варианта с учётом высоты ригеля
Рыночная стоимость каркаса, (тыс. руб)	7770,0	634,0	3416,0	134,0	592,0	Разница <u>стоимости</u> вариантов несущих конструкций составила – 4262тыс.р.
	8404		4142,0			

** - рассматривался вариант опирания плиты на балку сверху, а не на нижнюю полку.

Из таблицы 2 видно, что стоимость возведения монолитного каркаса с кессонными перекрытиями в 2 раза меньше чем стального каркаса с плоскими монолитными перекрытиями.

Так же толщина кессонного перекрытия меньше толщины плоского перекрытия с учетом стальных балок в 1,93 раза.

При сравнении приведенных вариантов несущих конструкций здания не учитывались конструкции фундаментов. Однако стоит отметить, что кессонное перекрытие в 1,74 раза легче плоского монолита. Это существенно скажется на уменьшении нагрузок на фундаменты и вертикальные несущие элементы конструкций. В свою очередь это приведет к уменьшению габаритов фундаментов, их материалоемкости и скорости возведения.

В результате сравнительного анализа несущих конструкций данных примеров можно заключить, что применение кессонных перекрытий при реконструкции и возведении новых зданий позволяет:

1. Снизить расход бетона на 40-70% и экономия арматуры в 2,5-3,5 раза по сравнению с традиционными балочными и безбалочными монолитными железобетонными перекрытиями;
2. Обеспечить гибкость в выборе архитектурно-планировочных решений зданий и сооружений, как в плане, так и по высоте;
3. Выполнять перекрытия с сеткой вертикальных несущих элементов (стен и колонн) от 12х12 до 34х34м;
4. При сопоставимом расходе материалов с балочными и безбалочными (плоскими) монолитными перекрытиями увеличить несущую способность перекрытий.
5. Снизить толщину перекрытия в 1,5-2,2 раза по сравнению с традиционной балочной схемой.
6. За счет уменьшения собственного веса перекрытия уменьшить нагрузки на вертикальные несущие элементы, а также фундаменты и основание;
7. Данная конструкция перекрытия более устойчива к сейсмическим нагрузкам, а также имеет преимущества по сравнению с балочными конструкциями в условиях прогрессирующего обрушения;
8. Возводить здания с пролетами более 6м в сейсмоопасных районах;
9. Сократить срок возведения зданий и сооружений за счет меньшего кол-ва вертикальных несущих элементов и за счет более быстрого оборота опалубки перекрытий.

Список литературы:

1. Железобетон его расчет и проектирование. Рудольф Залигер. Перевод с немецкого Инж. Л.В. Рейнберг, Инж. Н.Н. Чечулина под редакцией Проф. П.Я. Каменцева.
2. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий Москва 2007.
3. Р.А. Сагадеев. Современные методы возведения монолитных и сборно-монолитных перекрытий. Учебное пособие. Москва – 2008 г
4. СП 13.13330-2011 СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, МОСКВА 1996.
5. СП 20.13330.2011 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Москва 2013.
6. А.И. Дыховичный. Основы расчета и конструирования железобетона. Издание 2. Углетехиздат. Москва 1952 г.
7. Л.Е. Линович. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. Издание 8. Издательство Будівельник. Киев 1972 г.
8. Технический отчет по теме: «Разработка рекомендаций по расчету монолитных безбалочных плит перекрытий с пустотообразователями «Собіах» (без предварительного напряжения)», Приложение Б. МГСУ 2014г.
9. А.С. Городецкий, Л.Г. Батрак, Д.А. Городецкий, М.В. Лазнюк, С.В. Юсипенко Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона.
10. К.т.н. инж. В.И.Мурашев Расчет железобетонных элементов по стадии разрушения. ГОССТРОЙИЗДАТ 1938г.
11. В.М. Оплачко, Напряженно-деформированное состояние железобетонных балок при высоких длительно действующих нагрузках. Одесский инженерно-строительный институт. 1970г.
12. СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования
13. СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство
14. СНиП 3.03.01-87 «Несущие и ограждающие конструкции
15. Энциклопедический Словарь Ф.А.Брокгауза и И.А.Ефрона. С.-Петербург, 1890—1907.