



## Конструктивная система 3D

### Руководство по строительству, проектированию и расчету.

1. Система 3D
2. Изгиб
3. Сдвиг
4. Сжатие
5. Балки и балки-стенки
6. Прогиб
7. Сосредоточенные нагрузки
8. Плиты
9. Стены
10. Сборные конструкции
11. Бетон

Общие сведения.....	6
1. Система EVG 3D .....	8
1.1 Конструктивная система .....	8
1.2 Компоненты 3D .....	9
1.3 Возведение стеновых панелей .....	12
1.3.1 Метод резки стеновых панелей .....	14
1.3.2 Дверные и оконные коробки .....	15
1.4 Соединение панелей .....	16
1.5 Выравнивание стен .....	18
1.5.1 Конструкция без плиты 3D .....	18
1.5.2 Придание жесткости и выравнивание с помощью плиты 3D .....	20
1.6 Возведение плиты .....	21
1.7. Бетонирование .....	25
1.7.1. Порядок работы .....	25
1.7.2. Первый слой торкретбетона .....	25
1.7.3. Второй слой торкретбетона .....	26
1.7.4. Дополнительная обработка .....	26
1.8. Последовательность работ по постройке многоэтажного здания .....	26
2. Изгиб .....	28
2.1. Основы .....	29
2.2. Диаграммы напряжения /деформации .....	29

2.2.1. Диаграмма напряжения/ деформации бетона .....	30
2.2.2. Диаграмма Напряжения/деформации арматуры.....	31
2.3. Модели .....	33
2.3.1. Проектирование изгибаемых элементов в соответствии с ACI-318..	33
2.3.2. Проектирование изгибаемых элементов в соответствии с DIN-1045	33
2.3.3. Проектирование изгибаемых элементов в соответствии с DIN-1045 (приближение) .....	34
2.4. Концепции прочности.....	34
2.5. Сопротивление изгибу трехмерных поперечных сечений .....	35
2.5.1. Сопротивление изгибу от действующей нагрузки (DIN) .....	36
2.5.3. Сопротивление изгибу при предельной нагрузке (ACI).....	37
2.6. Конструирование плит.....	38
3. Сдвиг.....	40
3.1. Основные сведения .....	41
3.2. Допустимые силы в раскосах.....	43
3.3. Допустимые напряжения в случае продольного изгиба .....	44
3.4. Модель фермы .....	45
3.5. Горизонтальное усилие сдвига .....	46
3.6. Стандартные плиты перекрытия .....	47
3.7. Дополнительная арматура, работающая на сдвиг .....	49
3.7.1. Балки против сдвига, изготавливаемые заводским способом.....	50
3.7.2. Балки против сдвига монолитные. ....	50
3.7.3. Соединительная сетка.....	54
3.7.4. Дополнительные арматурные элементы, работающие на сдвиг .....	55
4. Сжатие .....	58
4.1. Основы.....	59
4.2. Расчеты в соответствии с DIN 1045 .....	60
4.2.1. Метод приближения.....	60
4.2.2. Продольный изгиб в случае небольших нагрузок .....	62
4.2.3. Стены с ассиметричным поперечным сечением.....	63
4.3. Расчеты в соответствии с нормами ACI 18-89.....	64
4.4. Прочность на сдвиг трехмерных стен в соответствии с ACI 318-89 .....	65
4.5. Распечатка с компьютера .....	66
4.5.1. Трехмерная стена с 50 мм ПП (DIN –1045).....	67
4.5.2. Трехмерная стена с 100 мм ПП (DIN –1045).....	67
4.5.3. Трехмерная стена с 50 мм ПП (ACI 318).....	68
4.5.4. Трехмерная стена с 100 мм ПП (ACI 318).....	69
4.6. Графики в соответствии с DIN 1045 .....	70
4.6.1 Толщина стены = 40 + 50 + 40 мм. ....	72
4.6.2 Толщина стены = 50 + 50 + 50 мм. ....	73
4.6.3 Толщина стены = 40 + 50 + 90 мм. ....	74
4.6.4 Толщина стены = 50 + 50 + 100 мм. ....	75
4.6.5 Толщина стены = 40 + 100 + 40 мм. ....	76
4.6.6 Толщина стены = 50 + 100 + 50 мм. ....	77
4.7 Расчетные таблицы, соответствующие стандарту DIN.....	78

5. Балки и высокие балки (балки-стенки).....	79
5.1 Балки.....	80
5.2. Балки –стенки. ....	82
5.2.1. Изгиб.....	83
5.2.2. Расчет сдвигающих усилий.....	84
5.2.3. Расположение арматуры.....	85
5.3. Карнизы и консоли.....	87
6. Прогиб .....	88
6.1. Метод кривизны .....	90
6.1.1. Кривизна.....	90
6.1.2 Поперечное сечение без трещин .....	91
6.1.3 Поперечное сечение с трещинами.....	92
6.1.4 Кратковременный прогиб.....	93
6.1.5. Длительные деформации (Ползучесть и усадка).....	94
6.1.6. Деформация сдвига. ....	95
6.2. Изгиб в соответствии со стандартом АСІ318-89 (глава 9.5) .....	96
6.3. Упрощенный метод.....	97
6.4. Применимость различных методов.....	98
6.5. Ограничение прогиба.....	99
6.6. Диаграммы прогиба .....	99
7. Сосредоточенные нагрузки .....	104
7.1. Сосредоточенные нагрузки и линейные нагрузки.....	105
7.1.1. Значения расчетной ширины .....	106
7.1.2. Сосредоточенные нагрузки .....	107
7.1.3. Линейные нагрузки .....	109
7.1.4. Линейные нагрузки в поперечном направлении .....	111
7.2. Отдельные моменты .....	111
7.3. Скрытые балочные ленты .....	112
8.Перекрытия .....	113
8.1. Схема .....	113
8.2. Минимальное армирование.....	114
8.3 Определение размеров арматуры в опоре .....	117
8.4. Обработка поперечных моментов .....	117
8.4.1. Консольные панели у кромки пересечения .....	117
8.4.2. Выступ крыши .....	118
8.4.3. Консольные перекрытия, поддерживаемые балками (балочными лентами, выполненными заподлицо). ....	119
8.5. Пример конструкции .....	122
8.5.1. Основы системы .....	123
8.5.2. Решение армирования.....	124
8.5.3. Расположение панелей .....	130
8.5.4. Верхнее армирование .....	131
8.5.5. Обрамление проемов .....	131
8.6. Механизм проектирования покрытия .....	133
8.6.1. Система .....	133

8.6.2. Диафрагменная работа покрытия .....	134
9. Стены .....	137
9.1. Определение длины коробления и эксцентриситета.....	137
9.1.1. Требования .....	137
9.1.2. Конструкции, жесткие на изгиб.....	139
9.1.3. Пересекающиеся стены .....	140
9.2. Конструирование стен .....	141
9.2.1. Нагрузки .....	141
9.2.2. Длина распределения.....	142
9.2.3. Армирование.....	143
9.2.4. Установка арматуры .....	144
9.3. Наружная стена .....	144
9.3.1. Схема .....	145
9.3.2. Нагрузки .....	145
9.3.3. Проектирование.....	145
9.3.4. Дверные перемычки.....	146
9.4. Внутренняя стена .....	147
9.4.1. Схема .....	148
9.4.2. Нагрузки .....	148
9.4.3. Проектирование.....	148
9.5. Сейсмические силы.....	149
9.5.1. Сейсмическое проектирование согласно АСІ.....	149
9.5.2. Нагрузки .....	150
9.5.3. Внутренние силы.....	152
10. Трехмерные заводские конструкции.....	155
10.1. Общие сведения.....	155
10.2. Полуфабрикатные стены. ....	156
10.2.1. Строительный материал .....	156
10.2.2. Соединительные детали .....	156
10.2.3. Основа расчетов .....	157
10.3. Перекрытия, изготовленные на заводе .....	158
10.3.1. Перекрытия без фермы .....	158
10.3.2. Перекрытие с решетчатыми фермами (балками) .....	159
10.3.3. Элементы перекрытий, изготовленных на заводе .....	161
10.3.4. Стыки, изготовленные на заводе.....	162
10.4. Структурные расчеты .....	162
10.5 Детали.....	163
11. Бетон .....	166
11.1. Производство бетона .....	166
11.1.1. Основные материалы .....	166
11.1.2. Способность к перекачиванию .....	168
11.2 Технологический процесс .....	170
11.2.1. Метод сухой смеси.....	170
11.2.2. Метод влажной смеси.....	171
11.2.3. Прочие методы .....	172

11.2.4 Нанесение.....	172
11.2.5. Верхние слои бетона на трехмерных панелях. ....	174
11.3 Предупреждение проблем. ....	175
11.3.1. Некоторые типы трещин. ....	175
11.3.2. Общие меры против трещин .....	181
Приложение .....	184
А.1. Марки бетона в соответствии с DIN .....	184
А.2. Файлы Excel .....	184
А.2.1. Прочность на сдвиг панели .....	184
А.2.2. Конструирование стен .....	186
А.2.3. Конструирование балок .....	187
А.2.4. Конструирование плит.....	188
Ссылки.....	190
Указатель.....	192

## Общие сведения

Конструктивная система 3D – это достаточно новая экономичная трехслойная, которая находит все более широкое применение в крупнопанельном строительстве и основывается на использовании трехмерных 3D панелей заводского изготовления. 3D панели состоят из пенополистиролового наполнителя толщиной от 40 до 100 мм, расположенного между двумя плоскопараллельными сварными сетками из проволоки (покрывающей сетки) и наклонной диагональной арматуры (раскосов), которая пронизывает пенополистироловый наполнитель и приваривается к контурной проволоке покрывающей сетки с двух сторон, образуя пространственную арматурную ферму.

В результате получается относительно легкая, трехмерная стержневая система повышенной жесткости. Зазор между пенополистироловым наполнителем и покрывающими сетками составляет от 13 до 19 мм. 3D панели – высокотехнические элементы, изготавливаемые с помощью автоматических сварочных аппаратов для проволочной сетки EVG типа 3D/48. Стандартная ширина 3D панелей составляет 1,20 м (1,00 м), а длина варьируется (с шагом в 10 см) по необходимости. 3D панели поставляются в виде отдельных сборочных единиц на место строительства, где из них можно достаточно легко создать пространственную конструкцию стен и плит. Для выполнения швов между 3D панелями служат соединительные сетки. Таким образом создается непрерывная сеточная структура (арматура) всей конструкции.

В процессе возведения здания на обе наружные поверхности данной «сухой» структуры наносится слой бетонного раствора (торкрет-бетона) толщиной от 40 до 60 мм, или вручную, или (предпочтительно) механическим способом. Во время данного процесса пенополистироловый наполнитель 3D панелей выступает в роли опалубки и основы под штукатурку. Как только бетон затвердевает, конструкция 3D приобретает свою структурную и функциональную прочность. В результате получается многослойная система, в которой две наружные железобетонные оболочки соединяются между собой посредством пространственной арматурной конструкции из диагональных стержней, и которая обладает значительным сопротивлением сдвигающим усилиям.

Чтобы доказать структурную эффективность конструкций 3D, известные исследовательские центры Австрии и других стран провели множество испытаний на сжатие, изгиб и сдвиг. Эти испытания показали, что все основные теории и методы расчетов для железобетонных конструкций могут быть без ограничений применены и для конструкций 3D. В свою очередь, это означает, что, принимая во внимание особые характеристики, все национальные и международные стандарты для железобетонных конструкций действительны и для конструкций 3D.

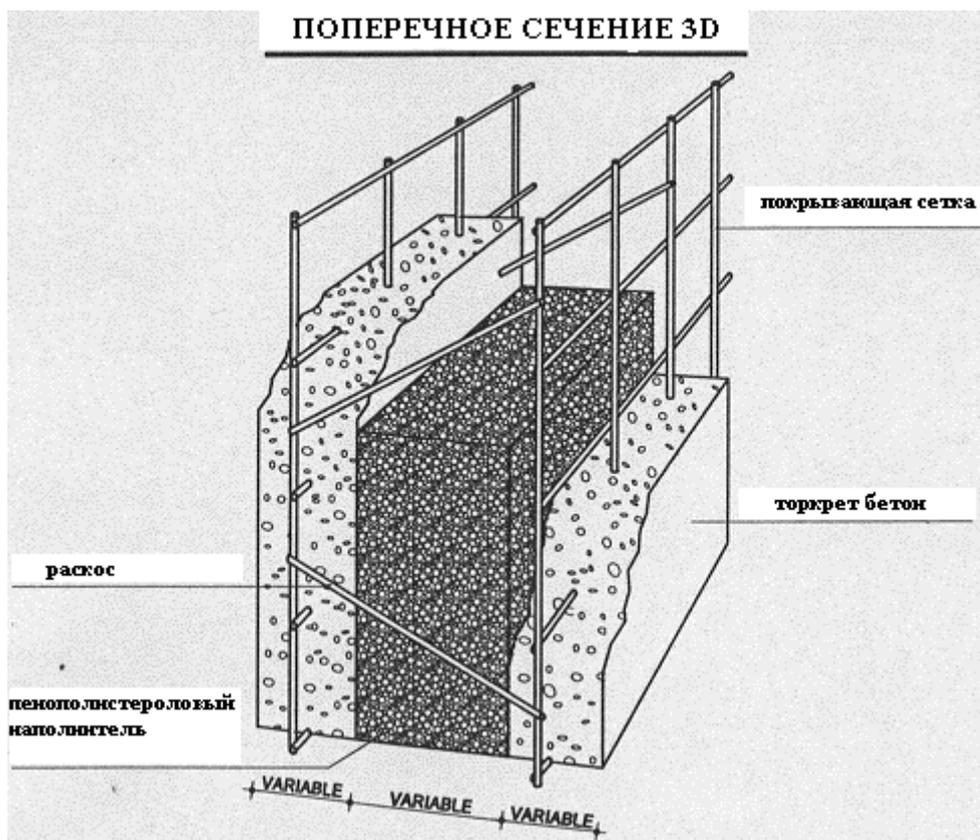
Физические характеристики конструкций 3D, такие как, теплостойкость, коэффициент звукоизоляции и огнестойкость, определялись в ходе широких лабораторных испытаний или на основании достаточно большого числа теоретических расчетов в соответствии с вышеупомянутыми расчетами структурной устойчивости.

Таким образом, конструктивная система 3D – это экономичная альтернатива традиционным конструктивным системам, которая отвечает всем структурным прочностным и физическим требованиям, связанным со строительной физикой. Кроме того, она позволяет сократить вес зданий на 40%. Данное руководство предназначено для ознакомления инженеров с современными знаниями в области проектирования конструкций 3D и для обеспечения их полезным и простым пособием по проектированию. При этом необходимым условием для использования данного руководства является наличие достаточных знаний традиционных правил проектирования железобетонных конструкций. Данное руководство предлагает подробный обзор специфических характеристик 3D, а также проектные таблицы, основанные на различных стандартах (таких как ÖNORM, DIN, ACI). Руководство не претендует на завершенность, и EVG оставляет за собой право изменять его части без предварительного уведомления, если того потребуют результаты последних испытаний.

Доктор Клаус Матц

# 1. Система EVG 3D

## 1.1 Конструктивная система



variable – варьируется

рисунок 1.1a Сечение стены 3D

Как правило, для компонентов 3D указываются те же размеры, что и для компонентов других железобетонных конструкций. Все теоретические соображения и стандарты применимы для компонентов 3D, если учитывать, что полезное сечение бетона сокращается за счет пенополистиролового наполнителя, и что сдвигающее усилие может передаваться только посредством раскосов. В последующих главах мы рассмотрим размеры компонентов 3D в соответствии с различными стандартами, такими как DIN (Германия), ACI (США) и ÖNORM (Австрия), приводя примеры и подчеркивая особенности системы 3D.

Компоненты 3D – это тонкостенные, железобетонные оболочки, которые передают основные усилия сжатия и сдвига на плоскость стены. Сопротивление перпендикулярному плоскости стены изгибу (поперечному) ограничено. Поэтому здания, возводимые как конструкции 3D, состояются наподобие коробков, где элементы 3D соединяются друг с другом таким образом, что швы между плитой и стеной или между стенами не передают или передают незначительные изгибающие моменты. Однако для увеличения сопротивления изгибу часто применяется жесткое соединение отдельных плит в целях образования сплошной пространственной системы плит.

Силы, оказывающие на 3D здания горизонтальное воздействие, такие как ветровые или сейсмические нагрузки, активно поглощаются поперечными стенами жесткости 3D. При этом должно быть обеспечено соответствующее «коробковое» заполнение зданий стеновыми панелями 3D в направлениях осей X и Y. Размеры плит 3D и стен 3D могут рассматриваться независимо друг от друга. Рамное проектирование 3D зданий допускается в отдельном ряде случаев, но не рекомендуется к применению.

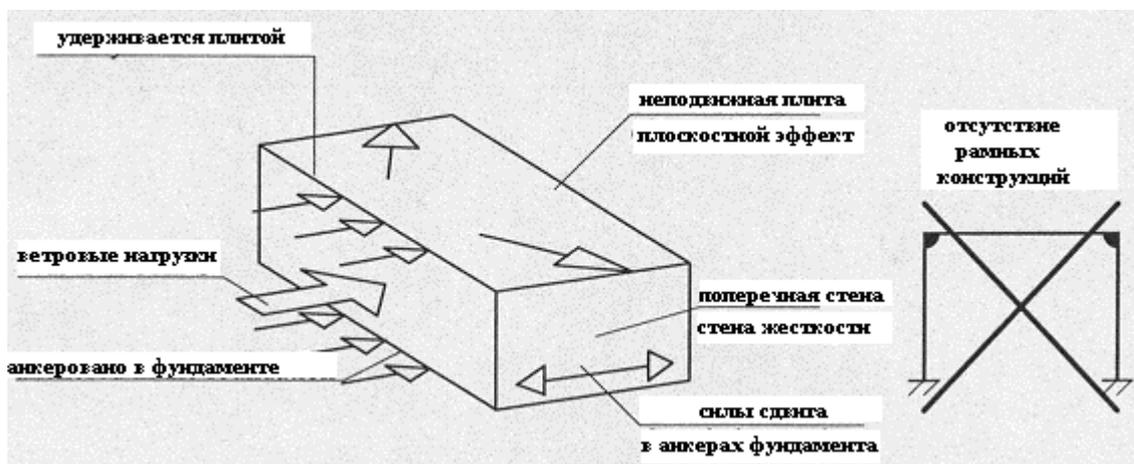


Рисунок 1.1 б Передача горизонтальных нагрузок

В системе 3D как правило применяются армированные в одном направлении плиты, поэтому в поперечном направлении панели 3D могут поглощать только небольшие сдвигающие усилия и, соответственно, очень небольшие моменты сил. Плиты 3D с армированием в одном направлении могут рассчитываться в случае их непрерывного соединения как сплошные балки с постоянным поперечным сечением.

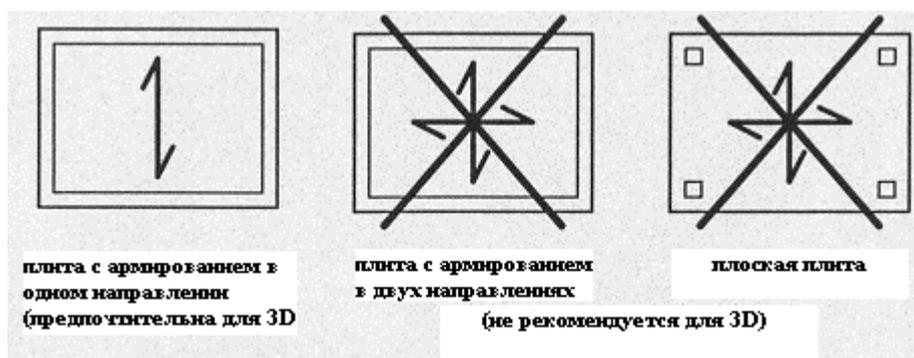


Рисунок 1.1 в. Типы плит

## 1.2 Компоненты 3D

Компонент 3D представляет собой многослойную конструкцию, состоящую из панели EVG 3D и нанесенных на нее с обеих сторон слоев бетона определенной толщины. Оптимальная толщина бетонного слоя несущих компонентов 3D составляет 50 мм. Бетонный слой толщиной 40 мм может

применяться только для стен одноэтажных зданий. Панели EVG 3D состоят из пенополистиролового наполнителя толщиной 40-100 мм, двух параллельных листов покрывающей арматурной сетки и наклоненной в диагональном направлении арматуры - раскосов, приваренных к стержням покрывающих сеток с противоположных сторон.

Стержни диагональной арматуры, которые пронизывают пенополистироловый наполнитель, необходимо оцинковывать из-за возможного риска коррозии. Покрывающую сетку оцинковывать необязательно, если бетонный слой обладает достаточной толщиной (см. рисунок 1.1 а).

Бетон, наносимый с обеих сторон панели EVG 3D, выполняет следующие функции:

- воспринимает сжимающие усилия
- защищает арматуру от коррозии

Для эффективной защиты от коррозии минимальная толщина бетона составляет 40 мм для внутренних частей здания, для наружных частей эта величина возрастает до 50 мм. Как правило, толщина бетонного покрытия плит 3D составляет примерно 50-60 мм.

На стены и нижнюю сторону плит бетон обычно наносится с помощью торкретирования. Однако, допускается и ручное нанесение, особенно второго тонкого слоя. Верхняя сторона плиты обычно бетонируется при помощи насоса. В любом случае содержание цемента в растворе не должно быть меньше  $250-300 \text{ кг/м}^3$ .

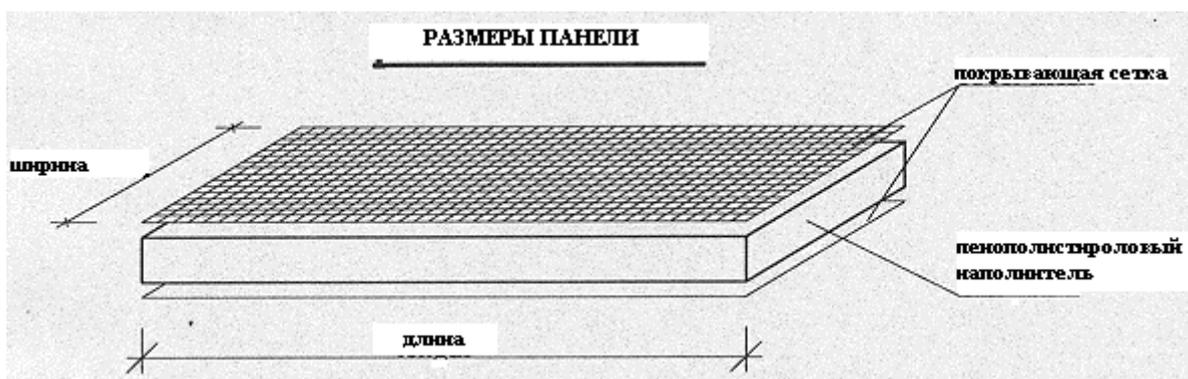
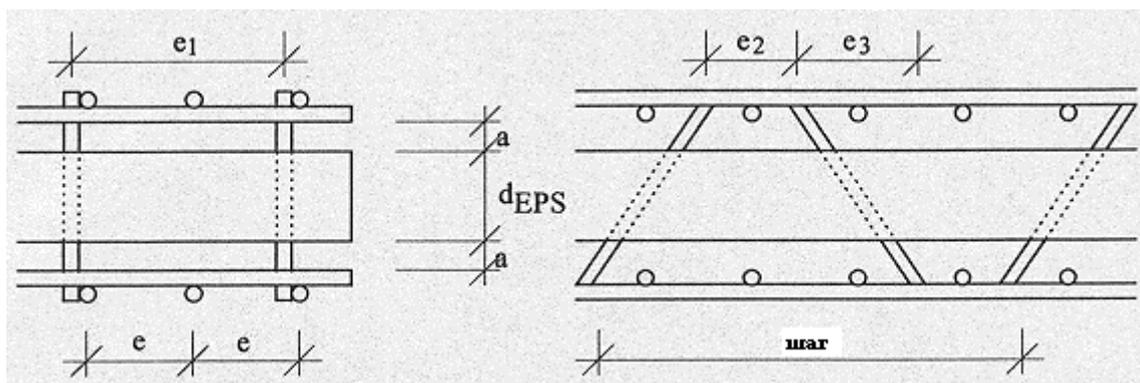


Рисунок 1.2 а. Панель EVG 3D



EPS – пенополистирол

Рисунок 1.2 б. Расположение раскосов и покрывающей сетки

Стандартные размеры (см. рис. 1.2 б):

**Размер панели:**

Длина: минимальная - 2, 00 м. Далее допускается любая длина с шагом 10см. Максимальная длина обычно составляет 6,00 м. Теоретически возможно изготовление и более длинных панелей.

Ширина: - 1,20 м (1, 00 м)

Пенополистирол: - (d EPS) – от 40мм до 100мм; в соответствии с ÖNORM B6050 плотностью примерно 15 кг/м<sup>3</sup>.

**Покрывающая сетка:**

Диаметр проволоки - 3, 0 мм; BST500 в соответствии с ÖNORM B4200, часть 7.

Размер ячейки сетки (e) - 50 × 50 мм.

Зазор «сетка – пенополистирол» (a) - 13, 16 или 19 мм; чаще всего применяется зазор в 13 мм.

**Раскосы:**

Диаметр стержней – 3,00 мм; оцинкованная сталь группы BST500. Допускается максимальный диаметр 4,5мм (Также применяется нержавеющая сталь).

Поперечное расстояние (e<sub>1</sub>) - 100 или 200 мм.

Шаг - 100 или 200 мм; в итоге – 67-200 раскосов на м<sup>2</sup>

Наклон - наклон раскосов зависит от расстояний e<sub>2</sub> и e<sub>3</sub> по рис. 1.2б. По технологическим причинам величина e<sub>2</sub> не должна быть ниже определенного минимума. Сейчас выпускаются панели с 2 различными типами расположения раскосов.

Количество [на м <sup>2</sup> ]	Шаг [мм]	e <sub>3</sub> [мм]
100	200	60
200	100	40

Таблица 1.2 а. Расположение раскосов

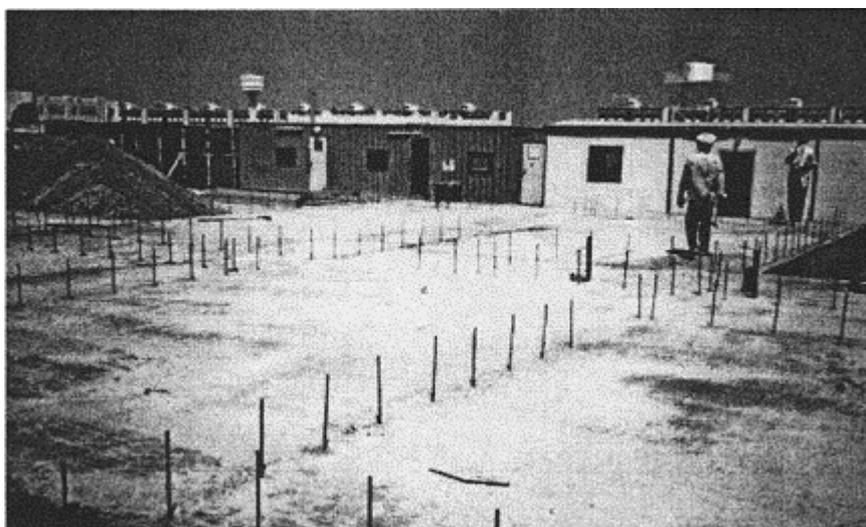
Отсюда угол наклона рассчитывается как:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{d_{EPS} + 2*a}{e_3}\right)$$

Так как значение  $e_3$  может изменяться в пределах нескольких миллиметров, в конструктивных расчетах «а» принимается равным 20 мм независимо от расстояния между сеткой и пенополистиролом.

### *1.3 Возведение стеновых панелей*

Возведение стен зданий в конструкциях 3D начинается с поверхности фундамента (либо фундаментной плиты, либо ленточного фундамента). Для возведения стены необходимо наличие арматурных выпусков из фундамента диаметром 10 мм с шагом около 50 см, устанавливаемых с одной стороны стены (для наружных стен – обычно с внутренней). Для достижения точности установки арматурных выпусков рекомендуется предварительно просверлить отверстия под них. Впоследствии отверстия заполняются цементным раствором. Данные арматурные выпуски обычно служат для облегчения монтажа стеновых панелей и не несут горизонтальные усилия или моменты. Для выполнения определенных расчетно-конструктивных условий (таких как восприятие ветровых нагрузок консольными стенами) данные арматурные выпуски должны устанавливаться по обеим сторонам стен с меньшим шагом согласно расчетным требованиям. В таком случае рекомендуется заполнять отверстия химическими вяжущими веществами (эпоксидная смола). Только в случае значительных нагрузок, таких как сейсмические нагрузки, соединительные выпуски должны предусматриваться при устройстве фундамента.

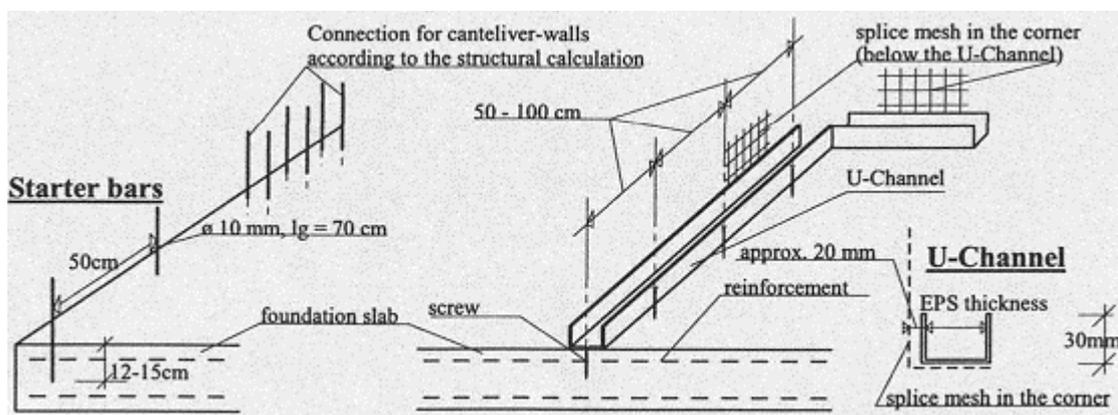


Фотография 1: Плита фундамента с арматурными выпусками

Также возможны варианты возведения стен без соединительных выпусков. При этом могут использоваться, например, U-образные металлические профили по ширине совпадающие с толщиной пенополистиролового наполнителя, которые крепятся к телу фундамента при помощи специальных болтов. Для

такого случая подходят профили минимальной высотой 30 мм из стали толщиной 0,6 - 0,8 мм. При этом рекомендуется использовать в углах стен небольшие куски соединительной сетки (например, 30×30см). Соединительная сетка L-формы закрепляется под U-образным профилем.

В любом случае, перед установкой панелей поверхность фундамента должна покрываться водонепроницаемым защитным слоем. Эту функцию эффективно выполняет слой битумной краски, нанесенный в местах установки панелей.



Connection for cantilever-walls according to the structural calculation – соединение для консольных стен в соответствии с конструктивными расчетами

Splice mesh in the corner (below the U-Channel) – соединительная сетка в углу (под U-образным профилем)

Starter bars – арматурные выпуски

Foundation slab – фундаментная плита

Screw - болт

U-Channel – U-образный профиль

Reinforcement – арматура

EPS thickness – толщина пенополистиролового наполнителя

Рисунок 1.3 а. Соединение с фундаментом

Возведение стен всегда начинается с угла. Это необходимо для того, чтобы придать конструкции достаточную жесткость с самого начала, потому что только таким образом можно расположить стеновые панели вертикально и прикрепить их permanently к стержням или соединительной сетке. Крепление осуществляется путем вязки панелей к выпускам с помощью вязальной проволоки.

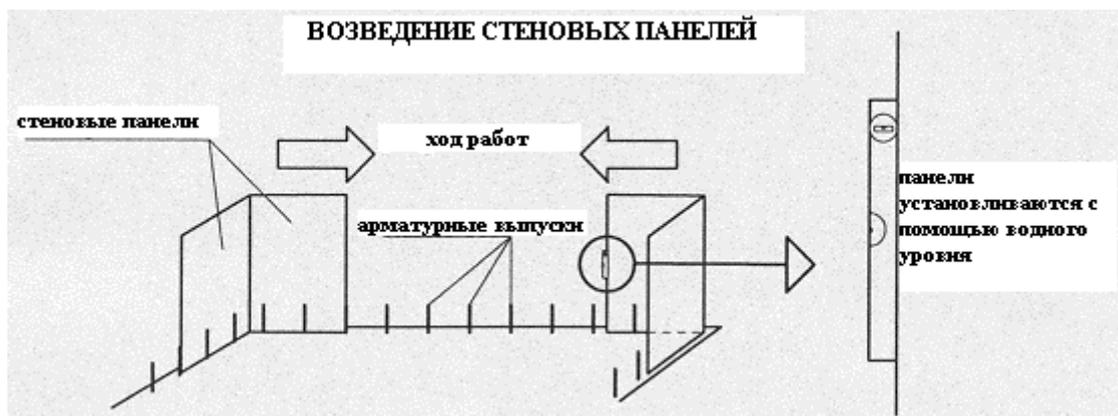


Рисунок 1.3 б. Возведение стеновых панелей

### 1.3.1 Метод резки стеновых панелей

На рисунке 1.3.1.а показано решение устройства стены с проемами с относительно низкими потерями исходного материала. В данном случае размеры окон обычных габаритов для жилых комнат принимаются в расчет до начала установки панелей. Части панелей (панели-заполнители), оставшиеся при выполнении оконных проемов используются в следующем сегменте стены. Таким образом, на каждый сегмент, в общем, приходится две панели-заполнителя. Для парапетов применяется тот же принцип. В большинстве случаев стеновая панель (2,80-3,00 м) может быть разрезана на 3 участка парапета (80-90 см) с небольшими потерями. Небольшие проемы (под окна в ванной комнате, отверстия для вентиляции) вырезаются после возведения стеновых панелей. Заполнение участков стен высотой до 1,20 м над проемами выполняется из панелей с горизонтальной конфигурацией стержневой фермы (обычно фермы имеют вертикальную конфигурацию).

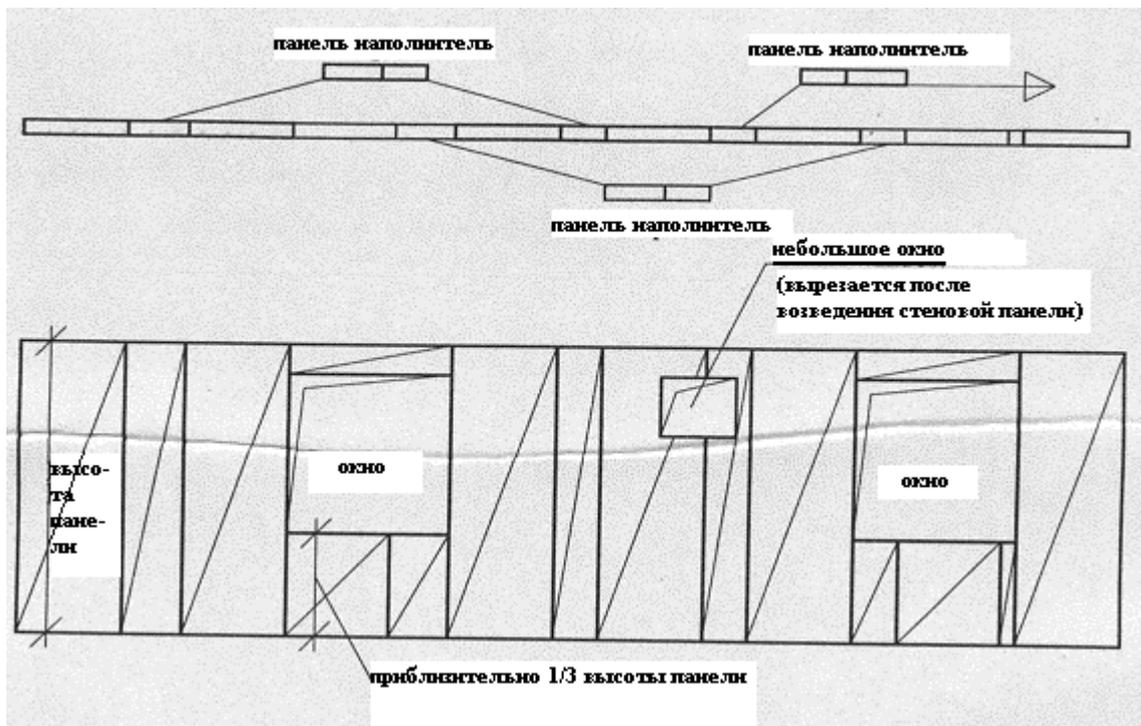


Рисунок 1.3.1 а. Типичная схема стеновых панелей

### 1.3.2 Дверные и оконные коробки

Поверхность законченной стены 3D соответствует поверхности обычной бетонной стены. Окна и двери могут быть установлены таким же образом, как в кирпичных и бетонных зданиях. Если откос изготовлен не из бетона, должна быть использована дверная или оконная коробка (например, деревянная) которая фиксируется в проеме с помощью жесткого пенопласта и имеет такую же ширину, как стена.

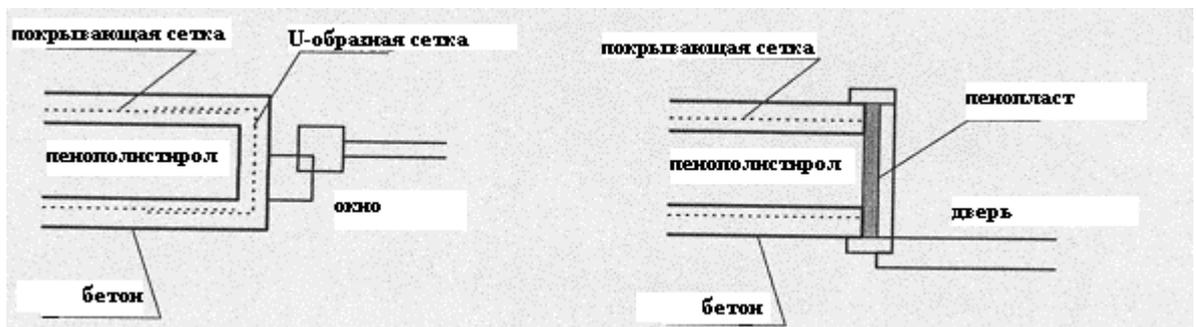
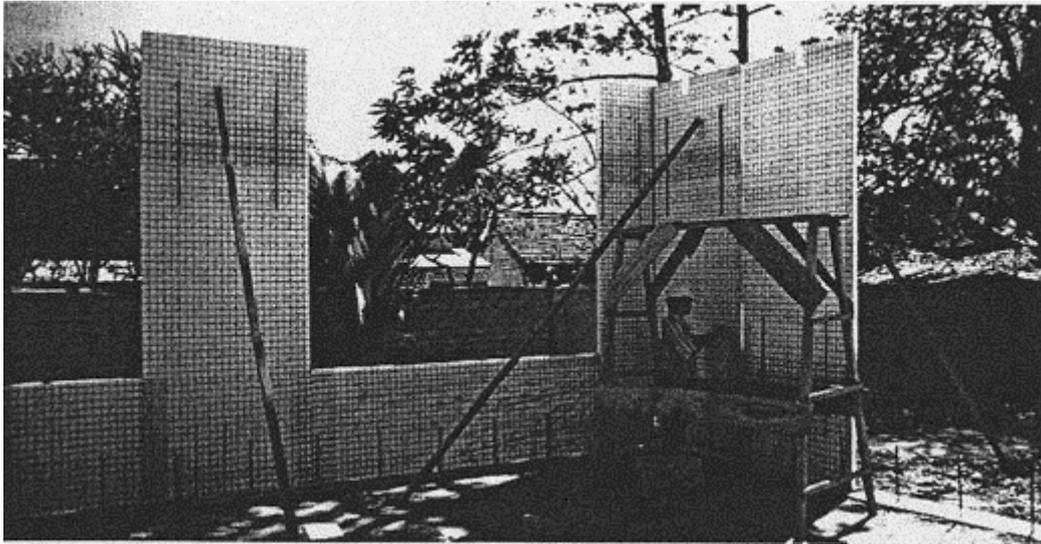


Рисунок 1.3.2 а. Проемы с бетонным откосом и без него



Фотография 2: Стены с системой связей

Водопроводные трубы и электропроводка прокладываются между пенополистиролом и покрывающей сеткой после возведения панелей. Перед укладкой труб большего диаметра, возможно, потребуется выжечь канавку в пенополистироле с помощью газовой горелки.

#### *1.4 Соединение панелей*

После возведения стен, все стыки панелей перекрываются соединительными сетками в целях достижения сплошной сеточной арматуры (покрывающей сетки).

Для этого соединительной сеткой должны быть покрыты следующие области:

- Прямые стыки панелей - прямая соединительная сетка,  $b=30-45$  см
- Внешние углы - изогнутая в форме L соединительная сетка,  $b=15+30=45$  см
- Внутренние углы - изогнутая в форме L соединительная сетка,  $b=2 \times 15=30$  см
- Оконные и дверные откосы - изогнутая в форме U соединительная сетка,  $b=45$  см
- Углы проемов стены - прямая соединительная сетка,  $b=15$  см, закрепленная под углом  $45^\circ$ .

Наибольшего эффекта при выполнении данных операций можно добиться, используя так называемую выгибающую пушку.

Соединительная сетка имеет такие же размеры, как и покрывающая сетка панели ( $d=3$ мм,  $e=50$  мм).

Как правило, требуется следующее количество соединительной сетки:

- соединительная сетка шириной 30 см - 45-65% площади поверхности панели
- соединительная сетка шириной 45 см - 15-30% площади поверхности панели

Соединительная сетка шириной 45 см требуется в основном для U-образных арматурных сеток, применяемых для покрытия оконных и дверных откосов. Следовательно, количество соединительной сетки в большой степени зависит

от размера и числа проемов. Более того, количество соединительной сетки также зависит от длины свободных ребер, которые требуют окаймления U-образной сеткой (например, консольные плиты или свободно стоящие стены). Компоненты, в которых требуется шов с широкой нахлесткой по конструктивно-расчетным причинам, являются скорее исключением и лишь незначительно увеличивают общее необходимое количество соединительной сетки.

Для обеспечения сплошного армирования, нужно добиться того, чтобы в перекрывающихся швах сила растяжения передавалась, как минимум, по двум сварочным швам. Если компоненты подвержены изгибу, то длина нахлестки должна быть удвоена в целях обеспечения надежности. В поперечном направлении обычно бывает достаточно 30 см. Изгибающие моменты в поперечном направлении, требующие увеличения длины нахлестки, возникают только при сосредоточенной или линейной нагрузке на компоненты.

Область соединения	Длина нахлестки
Плиты в поперечном направлении, стены	2 сварочных шва
Компоненты, подверженные изгибу	4 сварочных шва

Таблица 1.4 а. Длина нахлестки соединительной сетки



Рисунок 1.4 а. Распределение соединительной сетки

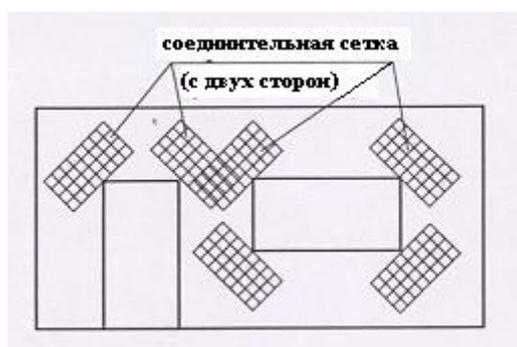
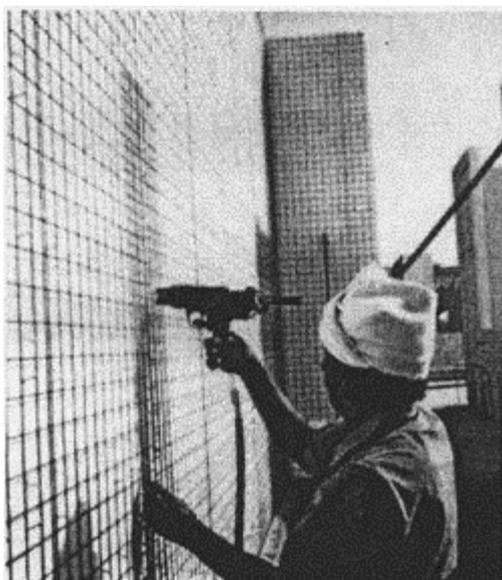


Рисунок 1.4 б. Распределение соединительной сетки. Чтобы избежать 45° трещин в углах дверей и окон, следует устанавливать сетку с 2 сторон.



Фотография 3: Крепление соединительной сетки с помощью выгибающей пушки

## ***1.5 Выравнивание стен***

### **1.5.1 Конструкция без плиты 3D**

Горизонтальное выравнивание стеновых панелей может осуществляться с помощью деревянных балок (сечением 10×10см) или стальных балок, расположенных горизонтально. Они привязываются к панелям с помощью вязальной проволоки на высоте примерно 2/3 от общей высоты панелей (максимум 2,0-2,5 м) и удаляются сразу после затвердевания первого слоя бетона (приблизительно через 2-3 дня после нанесения бетона). Вертикальное выравнивание производится при помощи наклонных распорок (связей), например, опалубочных стоек, длина которых корректируется по месту. Данные распорки или крепятся анкерами к полу с помощью устойчивых к натяжению деталей, или прикрепляются к противоположным стенам. Они удаляются вместе с горизонтальными балками после нанесения первого слоя бетона.

Другая возможность придания жесткости панелям в поперечном направлении заключается в использовании металлических U-образных профилей, которые крепятся сверху пенополистирола в верхней части панели и соединяются друг с другом с помощью заклепок. В этом случае могут использоваться те же U-образные профили, что и для крепления панелей к фундаменту (см. рисунок 1.3 а). Дополнительное придание жесткости в верхней части может быть произведено по месту с помощью деревянных брусков.

Указанные конструкции в верхней части по мере возведения связываются друг с другом в нескольких точках. Наклонные связи особенно необходимы при устройстве длинных стен, как показано на рисунке 1.5.1 а.

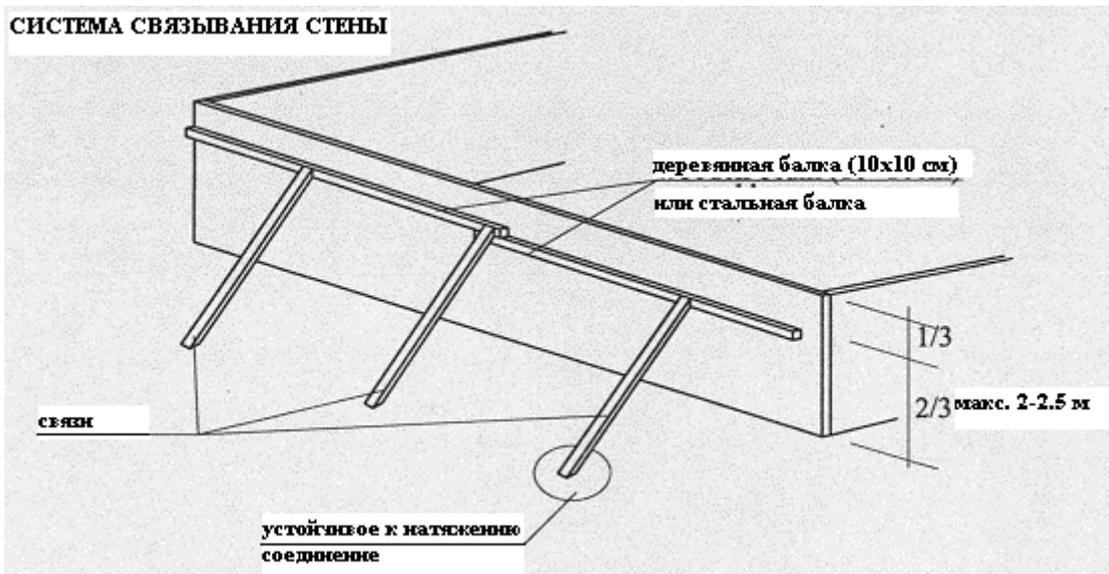
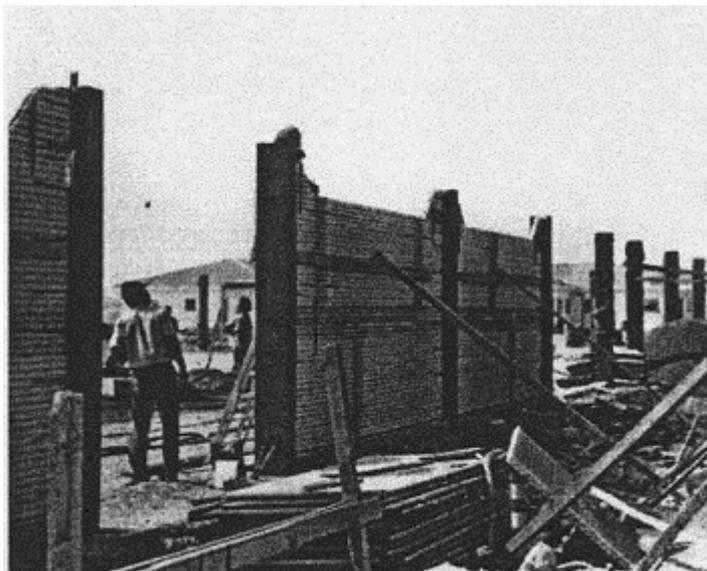
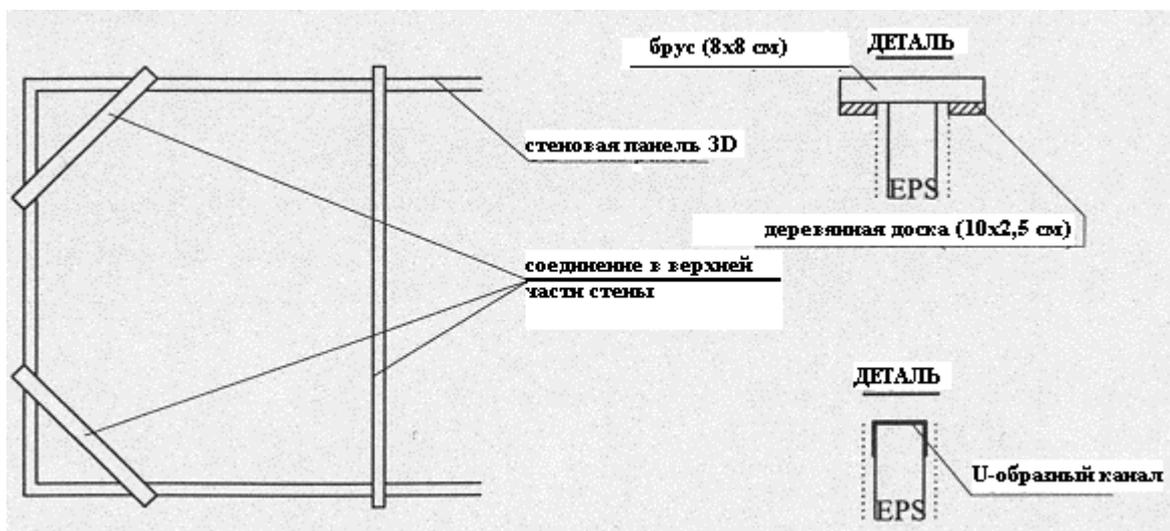


Рисунок 1.5.1 а. Выравнивание стены 3D

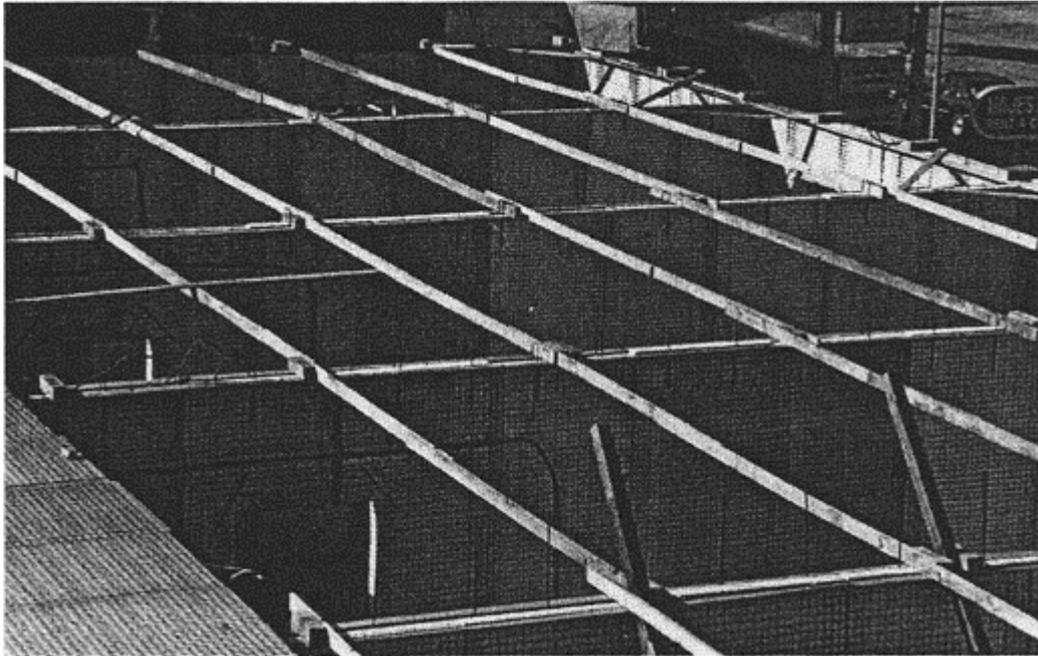


Фотография 4: Стена, раскрепленная связями



EPS – пенополистирол

Рисунок 1.5.1 б. Придание жесткости и выравнивание стены 3D с помощью конструкций в верхней части



Фотография 5: Конструкция в верхней части стены

### 1.5.2 Придание жесткости и выравнивание с помощью плиты 3D

Если имеется уже выполненная плита перекрытия, изготовленная из 3D панелей, стена может быть легко установлена на ней и выровнена. В данном случае сначала к стене крепятся L-образные стержни ( $\varnothing 10$  мм, длина  $2 \times 50$  см) с шагом 50 см. Затем, используя шпагат, стены выравниваются и укрепляются на плите с помощью данных стержней. L-образные изогнутые соединительные сетки ( $b = 2 \times 15$  см) используются вместо стержней для несущих внутренних стен, на которых располагаются панели.

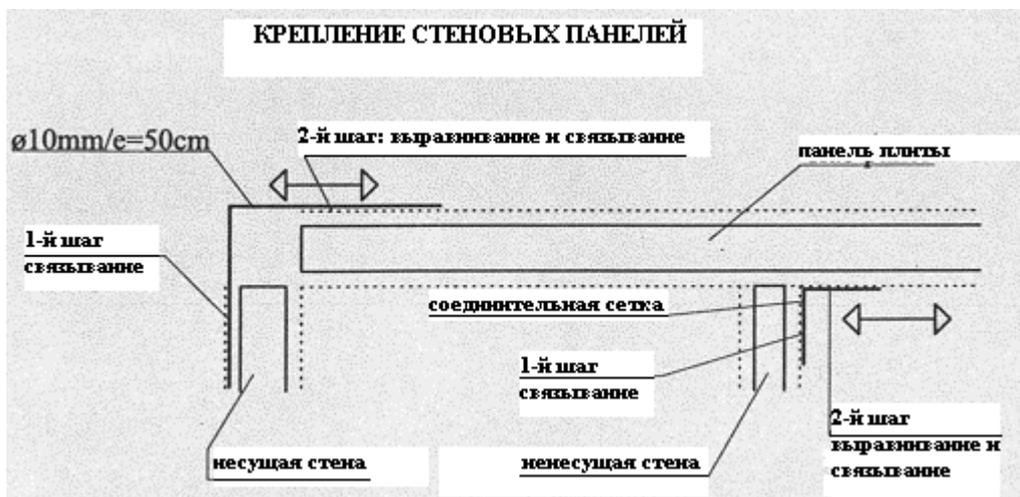


Рисунок 1.5.2 а. Придание жесткости и выравнивание стен 3D с помощью плиты 3D



Фотография б: выравнивание стены с помощью шнура (шпагата)

## 1.6 Возведение плиты

Для поддерживающих конструкций плиты рекомендуется использовать стойки легко изменяемой высоты. Данные стойки устанавливаются с помощью балок под прямым углом к панелям плиты. При выборе шага между рядами опорных стоек необходимо учитывать устойчивость панелей к изгибу (смотрите ниже).

Для облегчения работы, уже на полу панели снабжаются необходимой арматурой:

- Дополнительная арматура (стержни) в нижней части
- Соединительная сетка в нижней части (с одной стороны)
- Арматурные хомуты для фиксации



Рисунок 1.6 а. подготовка панелей плиты перед установкой

Затем панели поднимаются на поддерживающие конструкции вручную и связываются между собой с помощью вязальной проволоки. Чтобы избежать трещин с верхней стороны плиты над несущими стенами, панели с верхней стороны дополнительно соединяют с помощью соединительной сетки. Кроме того, к панели в месте расположения над несущей внутренней стеной крепятся дополнительные арматурные хомуты для фиксации (смотрите рисунок 1.6 б).

После укладки панелей, с верхней стороны плиты над несущей внутренней стеной при помощи арматурных хомутов устанавливаются дополнительные стержни для обеспечения непрерывности плиты.

В качестве заключительного элемента армирования после завершения монтажа панельной плиты по всем внешним краям (кольцевая балка) укладываются, по крайней мере, два арматурных стержня  $d = 8$  мм.

Так как стеновая панель 3D без бетона практически не может нести вертикальную нагрузку, все монтажные нагрузки от плиты должны выдерживаться временными подпорками. Плита не должна лежать прямо на панельных стенах. Несущая способность стандартной панели на изгиб (100мм EPS, сетка диаметром 3мм, 200 диагоналей диаметром  $3.8\text{мм}/\text{м}^2$ ) определена испытаниями и принимается исходя из следующей величины

$$M_{ADM} = 3.0 \text{ кНм/м}$$

Отсюда можно рассчитать следующие приемлемые изгибающие моменты для других типов панелей:

Моменты	100 диагоналей/ $\text{м}^2$	200 диагоналей/ $\text{м}^2$
ПП-50	0.50 кНм/м	1.80 кНм/м
ПП-100	0.85 кНм/м	3.00 кНм/м

Таблица 1.6.а. Приемлемые моменты изгиба для трехмерных панелей

С учетом веса верхнего слоя бетона толщиной 50мм действующая нагрузка в момент монтажа составляет  $1.50 \text{ кН}/\text{м}^2$ . В этом случае пролет между подпорными конструкциями крепления плиты равен 3м, т.е. длине стандартной плиты. Фактически, расстояние между подпорками должно быть выбрано между 1.60 – 1.80м из-за возникающего прогиба плиты. На рисунке 1.6б показано оптимальное расположение поддерживающих конструкций.

В этом случае крайняя поддерживающая рама, состоящая из подпорок и горизонтальных балок, устанавливается на расстоянии 50-60см от стены. Это позволяет обеспечивать устойчивость поддерживающих конструкций с помощью треног и значительно облегчает работу по нанесению первого слоя бетона на стене. Без горизонтального выступа плиты или, если этот выступ не привязан к трехмерной стеновой панели, рекомендуется уменьшить пролет креплений до 1.50м.

Как только верхний слой бетона на плите и бетон, нанесенный на стеновые панели, достаточно отвердевают для того, чтобы нести небольшие нагрузки (спустя 1-2 дня после нанесения), крайние поддерживающие рамы можно убрать, а пролет креплений увеличить до 2.25м. Однако, до удаления поддерживающей рамы, убедитесь, что в месте дополнительного армирования нанесен, по крайней мере, первый слой бетона шириной 50см на нижней части плиты для укрепления связи между панелью и дополнительной арматурой.

Только в таком случае можно правильно перенести монтажную нагрузку на стены.



Фотография 7

Применение максимальных пролетов между поддерживающими конструкциями возможно только при тщательном соединении плиты и стеновых панелей. Иначе, края панелей в местах стыков могут приподняться и увеличится прогиб плиты во время бетонирования.

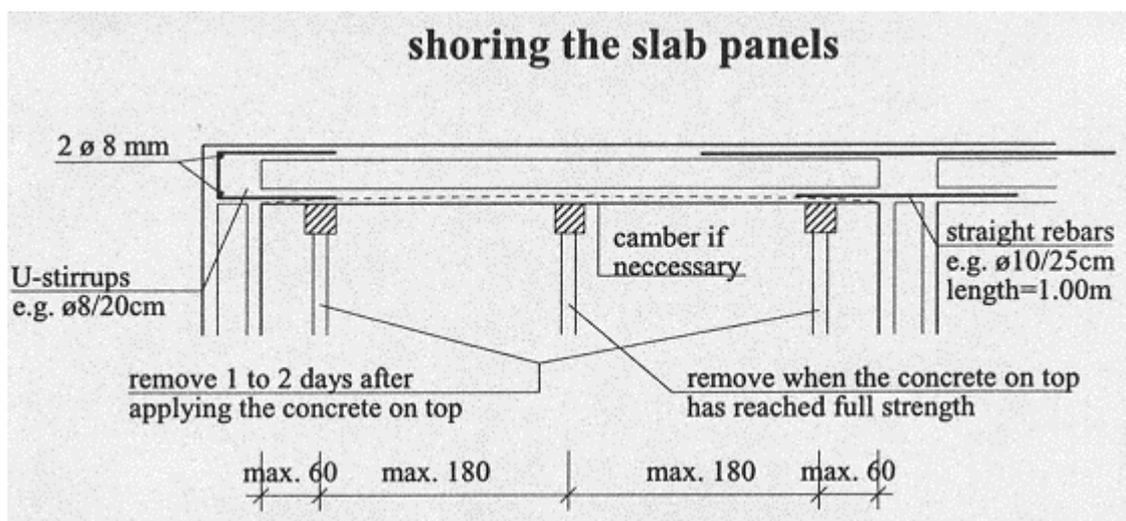


Рисунок 1.6. б

Shoring the slab panels – крепление панелей плиты

U-stirrups – U-образные арматурные хомуты  $d=8$  мм, шаг – 20 см.

Remove 1 to 2 days after applying the concrete on top – удалить через 1-2 дня после нанесения раствора

Camber if necessary- выгиб по необходимости

Straight rebar – арматурные стержни  $d=10$  мм, шаг = 25 см, длина = 1,00 м

Remove when the concrete on top has reached full strength – удалить после достижения бетоном полной расчетной прочности

Исходя из этих соображений определяется количество рядов поддерживающих конструкций в зависимости от длины плит EPS-100 и EPS-50. Предложенный ниже пролет креплений относится к панелям с 200 диагон./м<sup>2</sup>. В этом случае пролет креплений зависит от прогиба, а не от сопротивления панели на изгиб. В случае с 100 диагон./ м<sup>2</sup> сопротивление на изгиб является решающим. Следовательно, можно непосредственно вычислить пролет креплений. Как правило, пролеты принимаются немного меньшими, чем для панелей на 200 диагоналей.

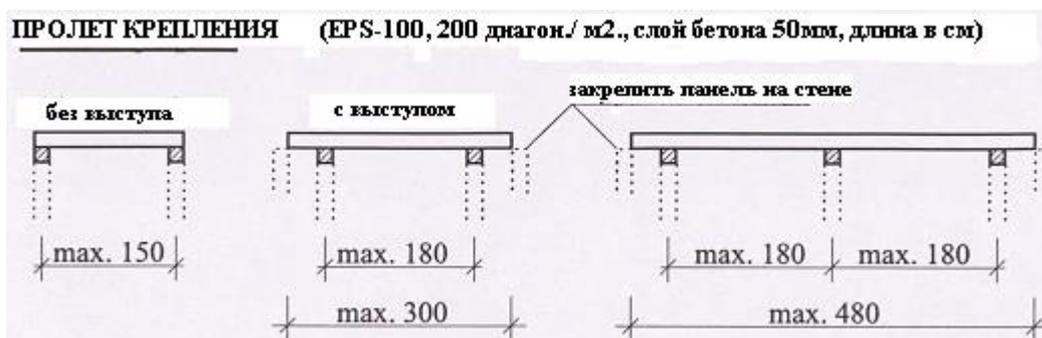


Рисунок 1.6 в. Максимальные пролеты для EPS-100 с 200 диагон./ м<sup>2</sup>.

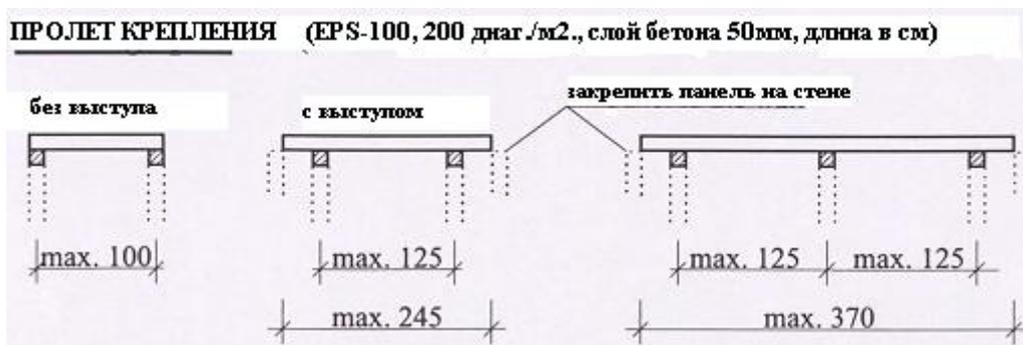
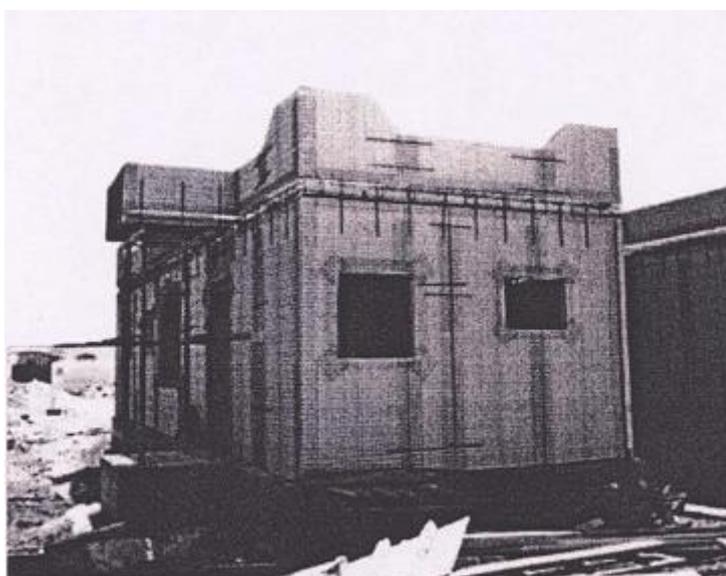


Рисунок 1.6 г Максимальные пролеты для EPS-50 с 200 диагон./ м<sup>2</sup>.



Фотография 8: Законченная панельная стена

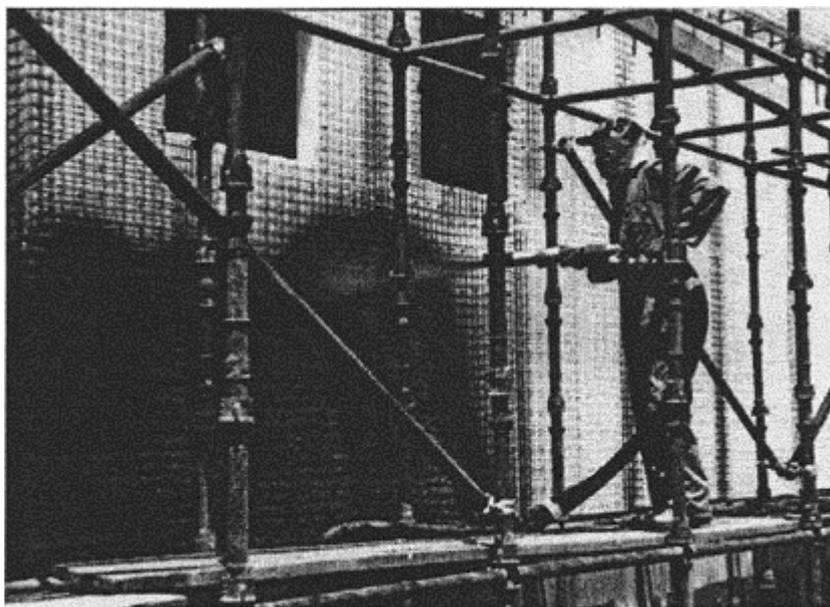
## 1.7. Бетонирование

Детали по бетонным работам смотрите главу 12.

### 1.7.1. Порядок работы

Работая с трехмерными конструкциями можно использовать как насосы с сухим ротором, так насосы с мокрым ротором (пушки) для торкретирования. Как правило, соблюдается следующий порядок бетонирования:

- 1-й слой торкретбетона на стенах (внутри и снаружи).
- 1-й слой торкретбетона на нижней части плиты. Этот слой бетона должен укладываться, по крайней мере, на кромках плиты.
- Бетон на верхней части плиты.
- Завершение торкретирования на стенах и на плите.



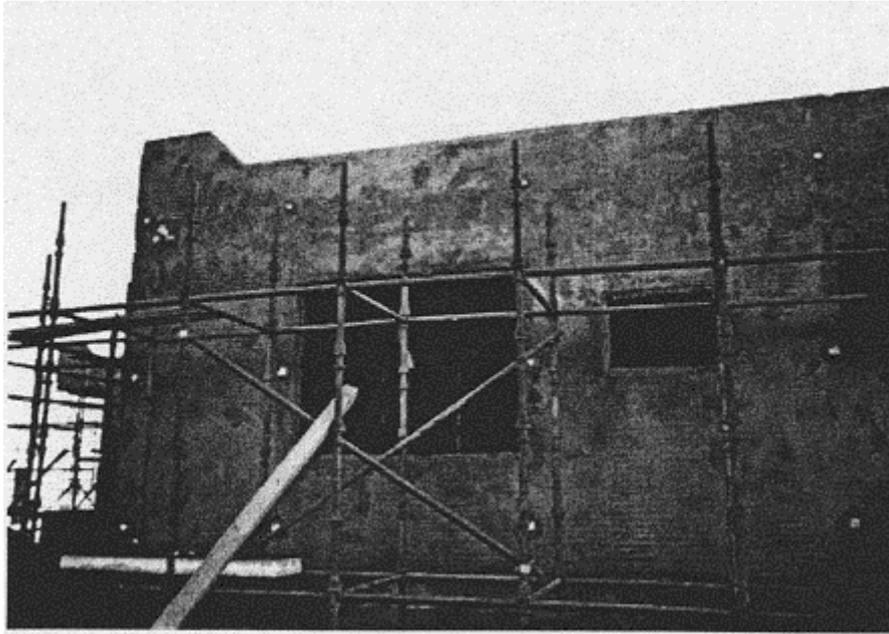
Фотография 9. Работы по торкретированию

### 1.7.2. Первый слой торкретбетона

Первый слой торкретбетона, наносимый на стену и нижнюю часть плиты должен быть толщиной не менее 2 см (вплоть до соединительной сетки) и на 1 см меньше общей толщины бетона (т.е.,  $5 - 1 = 4$  см.). Этот слой может быть грубым и служит следующим целям:

- Перенос нагрузки с плиты на стены
- Образование твердой поверхности для нанесения второго слоя бетона

Элементы жесткости (ребра жесткости), прикрепленные к стене снимаются через 2-3 дня после укладки первого слоя бетона. Отверстия в бетоне заполняются после укладки второго слоя.



Фотография 10: Законченный первый слой, включая маяки.

### **1.7.3. Второй слой торкретбетона**

Второй слой бетона укладывается как вручную, так и с помощью специальных механизмов. Ручная укладка тонкого слоя бетона более предпочтительна. Этот слой укладывается в пределах маяков, выполненных из гипса и удаляемых после завершения работы.

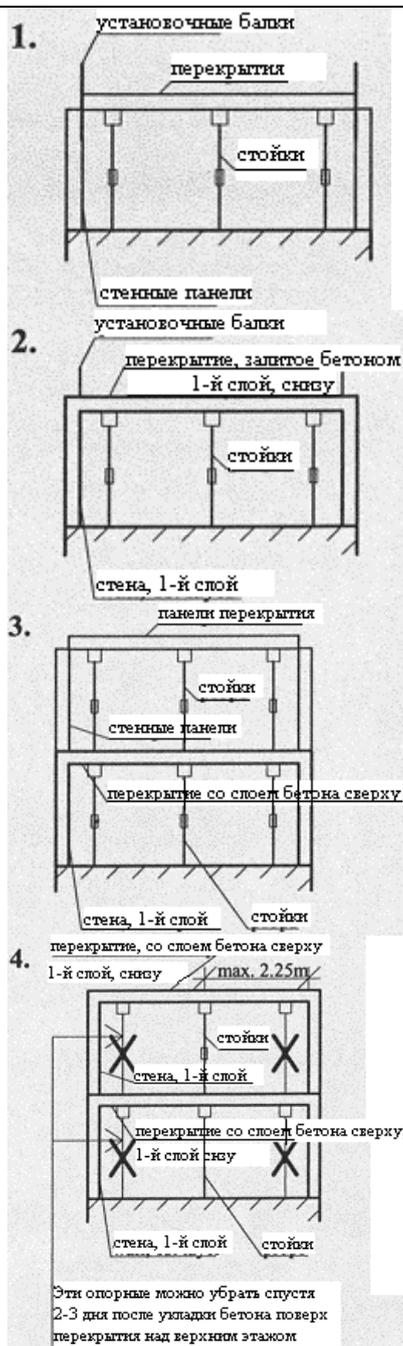
### **1.7.4. Дополнительная обработка**

Обычно бетон укладывается без дополнительных операций. Однако необходимо предотвратить бетонную поверхность от преждевременного высыхания после выравнивания. Для этого рекомендуются следующие приемы:

- Покрытие пленкой ПВХ
- Периодическое увлажнение бетонных поверхностей

## ***1.8. Последовательность работ по постройке многоэтажного здания***

В случае возведения многоэтажного здания необходимо тщательно выдерживать монтажные нагрузки, особенно, если строительство здания осуществляется в сжатые сроки. Возможно, что выполненная плита все еще слаба для восприятия нагрузки от последующего возводимого этажа. Поэтому необходимо соблюдать минимальные промежутки времени перед удалением подпорок, поддерживающих плиту.



Сначала устанавливаются стеновые панели и панели перекрытия первого этажа, включая все установочные стойки для верхнего этажа. Рисунок слева показывает последовательность выполнения комнаты с 3 рядами стоек.

Следующий шаг – первый слой бетона укладывается на стены и нижнюю сторону перекрытия. Затем можно бетонировать верхнюю сторону перекрытия.

Группа рабочих может начать подготовку второго слоя бетона. Однако рекомендуется подождать, пока не уберут часть стоек.

Третьим шагом будет установка стеновых панелей и панелей перекрытий верхнего этажа. Таким образом, опорные стойки обоих этажей устанавливаются одна за другой.

На первом этаже можно продолжать бетонирование

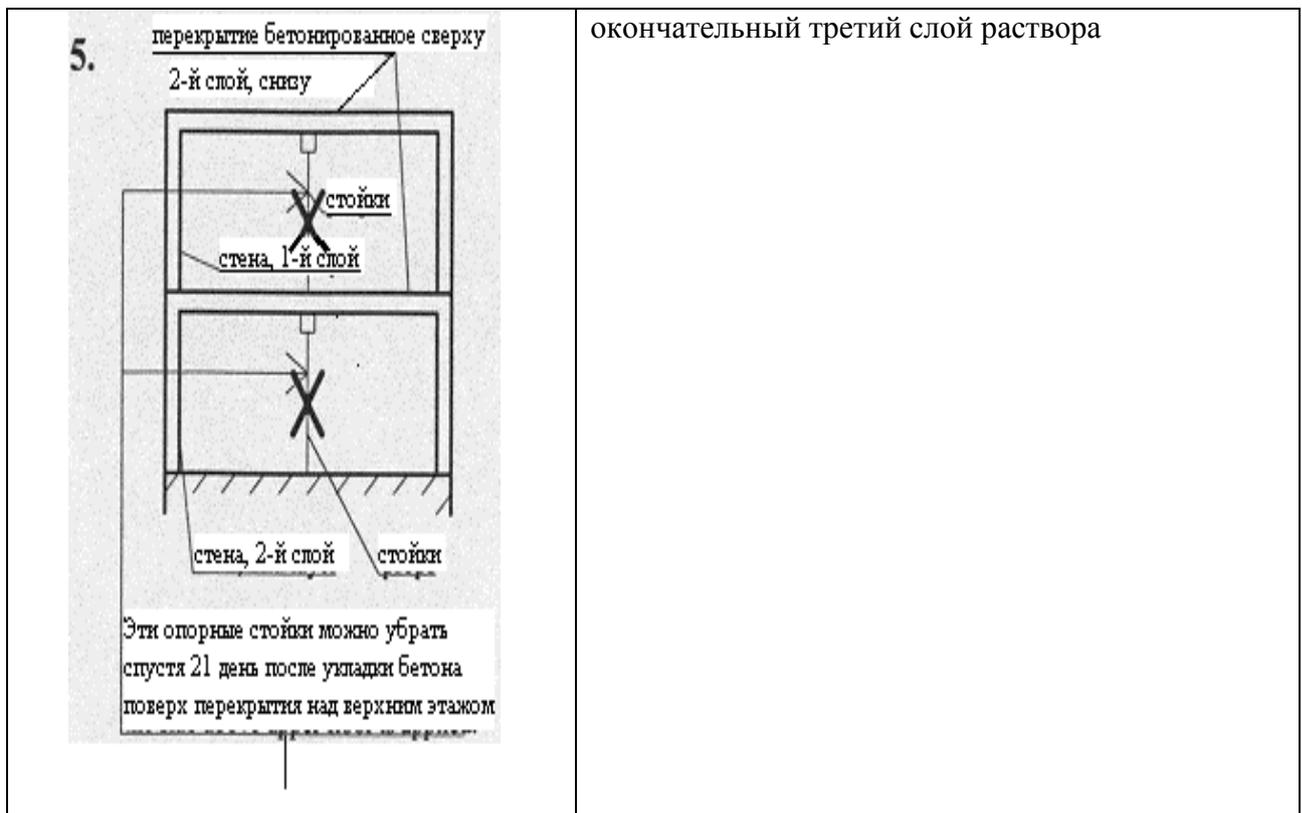
Следующий шаг – укладка первого слоя бетона на стены и нижнюю часть, а также дополнительного слоя бетона на перекрытие таким же способом, как и на первом этаже.

Опорные стойки по краям можно убрать спустя 2-3 дня после укладки верхнего слоя бетона на перекрытии верхнего этажа. Сначала уберите опорные стойки на верхнем этаже. Убедитесь, что расстояние между опорными стойками и стеной не превышает 2.25 метра.

После того, как стойки на краях убраны, можно укладывать 2-й слой бетона на обоих этажах.

Окончательное бетонирование стен и нижней части перекрытий. Все стойки можно убрать спустя 21 день после укладки верхнего слоя бетона на перекрытии верхнего этажа. Затем заполните все штрабы в местах крепления деревянных балок к стеновым панелям бетоном.

В конце уложите, если необходимо,



## 2. Изгиб

### Условные обозначения

- a ..... высота сжатой зоны приведенного сечения бетона
- $A_g$  ..... общая площадь поперечного сечения ( $=d \times b$ )
- $A_s$  ..... площадь сечения ненапрягаемой арматуры
- b ..... ширина поперечного сечения
- $\beta$  ..... коэффициент для определения высоты сжатой зоны бетона в соответствии с АСІ (0.65-0.85)
- d ..... рабочая высота поперечного сечения
- $\varepsilon$  ..... относительная деформация сжатия бетона в %
- $\varepsilon_{MAX}$  .... предельное значение деформации, при котором кривая деформации - параболическая ( $= 2\%$ )
- $E_s$  ..... модуль упругости арматуры
- $F_c$  ..... сжимающее усилие

$F_T$  ..... усилие напряжения арматуры  
 $f_c$  ..... расчетное сжимающее усилие  
 $f_{c\epsilon}$  ..... усилие сжатия бетона в зависимости от деформации сжатия  $\epsilon$   
 $f_{w28}$  ..... кубиковая прочность бетона  
 $f_y$  ..... расчетный предел текучести стали  
 $M$  ..... момент  
 $M_D$  ..... момент от постоянной нагрузки  
 $M_L$  ..... момент от переменной нагрузки  
 $M_{MAX}$  .. максимально допустимый момент от действующей нагрузки  
 $M_N$  ..... расчетный изгибающий момент  
 $M_U$  ..... конечный суммирующий момент  
 $\phi$  ..... коэффициент снижения прочности в соответствии с ACI  
 ..... на изгиб:  $\phi = 0.90$   
 ..... на сдвиг:  $\phi = 0.85$   
 $t_2$  ..... толщина верхнего слоя бетона  
 $x$  ..... высота сжатой зоны  
 $z$  ..... плечо внутренних сил

## **2.1. Основы**

В принципе, можно рассчитывать плиты перекрытий, изготовленные из трехмерных элементов в соответствии со стандартами, которые используются для расчета обычных армированных бетонных плит. Все правила, относящиеся к определению внутренних усилий и несущей способности бетона и арматуры, могут быть применены непосредственно к расчету трехмерных поперечных сечений. Однако при определении внутренних усилий необходимо учитывать уменьшение поперечного сечения за счет EPS наполнителя. Половые плиты из трехмерных панелей могут считаться в общем как однонаправленные системы плит, закрепленные по всей длине. Таким образом, усилия растяжения и сжатия воспринимаются армирующими элементами (сеткой и дополнительными арматурными стержнями) и бетонной стяжкой. Такие элементы конструируются с небольшими ограничениями в соответствии с правилами армирования. При этом растягивающие усилия передаются в трехмерных плитах без дополнительного армирования исключительно на диагональные раскосы (см. главу 3).

## **2.2. Диаграммы напряжения /деформации**

Стандартная модель конструкции имеет смысл только тогда, когда она основана на точной теории зависимости между напряжением и деформациями. Следовательно, теоретически сложно применять приближенные методы расчетов в соответствии с DIN или ACI (собственно метод аппроксимации). В

последующих разделах рассматриваются варианты расчетов несущей способности различных материалов и связанная с этим концепция прочности.

### 2.2.1. Диаграмма напряжения/ деформации бетона

Диаграмма зависимости деформаций от напряжений в сжатом бетоне четко представлена как нелинейная кривая не только в соответствующих стандартах, но и во всей специальной литературе по этой теме. Самым часто употребляемым математическим описанием этой кривой является квадратичная парабола с вершиной в точке, соответствующей предельному значению деформации (2%). Эта кривая определяется точными расчетами в соответствии с DIN. Отдельные недавно разработанные стандарты, которые должны приблизить все расчеты к будущему Еврокоду, применяют эту параболическую форму в пределах области деформаций, не превышающей 2%.

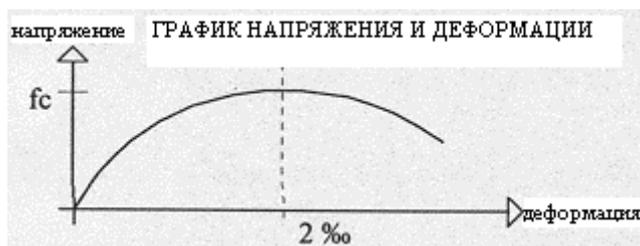


График 2.2.1.а. Типичный график напряжения/деформации бетона.

В то время как расчетное напряжение сжатия, определяемое различными стандартами, не должно изменяться при превышении значения предельной деформации, результаты испытаний показывают, что напряжение сжатия уменьшается, когда значение деформации увеличивается сверх 2%. Это противоречие между результатами испытаний и требованиями стандартов вновь рассматривается при объяснении концепций прочности армированных конструкций.

### Сжатая зона бетона по различным существующим стандартам

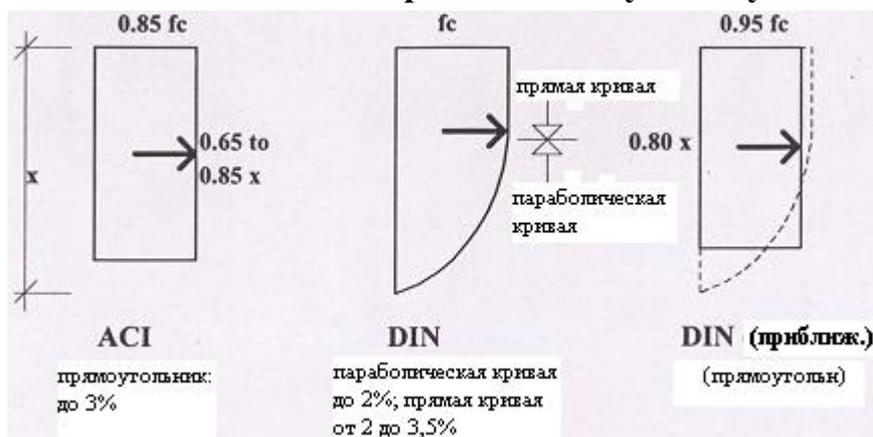


Рисунок 2.2.1.б. Теоретическое распределение напряжения

В расчетах по АСІ значение высоты сжатой зоны бетона  $\alpha$  находится в пределах между 0.65 х и 0.85 х.

Марка бетона - до 4000 psi (приблизительно 28 N/mm<sup>2</sup>):  $\alpha = 0.85 х$

Марка бетона выше 4000 psi: коэффициент уменьшается на 0.005 на каждые 1000 psi (приблизительно 7 N/mm<sup>2</sup>), но не ниже 0.65.

В отличие от европейских стандартов, марки бетона в соответствии с АСІ характеризуют прочность бетона. Однако маркировка бетона по европейским стандартам ориентируется на кубиковую прочность бетона, достигаемую в течение 28 дней, и таким образом приводит к следующим показателям призмной прочности бетонов на сжатие:

$$f_c = 0.70 f_{w28} \text{ (DIN)}$$

$f_{w28}$  - кубиковая прочность бетона за 28 дней.

В таблице 2.2.1.6 приведены следующие призмные прочности стандартных марок бетона:

Марка бетона	B15	B25	B35	B45	B55
$f_c$ [ N/mm <sup>2</sup> ]	10.5	17.5	23.0	27.0	30.0

Таблица 2.2.1.6. Марки бетона в соответствии с DIN в [ N/mm<sup>2</sup>]

Конструируя трехмерное поперечное сечение, можно применить две вышеупомянутые аппроксимации применительно к прямоугольной напряженной зоне сжатия бетона только с ограничениями. Эти ограничения предполагают, что вся теоретическая зона сжатия действительно существует и что нейтральная ось не лежит в изоляционном слое. Более того, значение предельной деформации не превышает 2% - что не всегда приемлемо для трехмерного поперечного сечения. В связи с вышеуказанными ограничениями мы можем рекомендовать расчет и конструирование трехмерных конструкции в соответствии с АСІ, либо в соответствии с методом приближений DIN с определенными оговорками. Однако для обеспечения восприятия максимального момента мы должны рекомендовать более низкие пределы нагрузок.

### 2.2.2. Диаграмма Напряжения/деформации арматуры

Высота сжатой зоны бетона определяется отношением между деформацией бетона и деформацией арматуры. Это относится к деформациям бетона, во время которой армирующий элемент достигает предела текучести. Для обоих материалов стандарты DIN и АСІ определяют предел деформаций.

Как немецкий стандарт DIN, так и американский стандарт ACI основываются на двухлинейных диаграммах напряжения и деформации. В общем случае, кривая напряжения/деформации в нижней части предполагается прямой ( $E_s = 20,600 \text{ kN/cm}^2$ ). Предполагая, что модуль упругости стали – величина постоянная, предел текучести арматуры из стали марки  $500 \text{ N/mm}^2$  (обычное армирование панели) достигается уже при значении деформации бетона, соответствующей 2,43%.

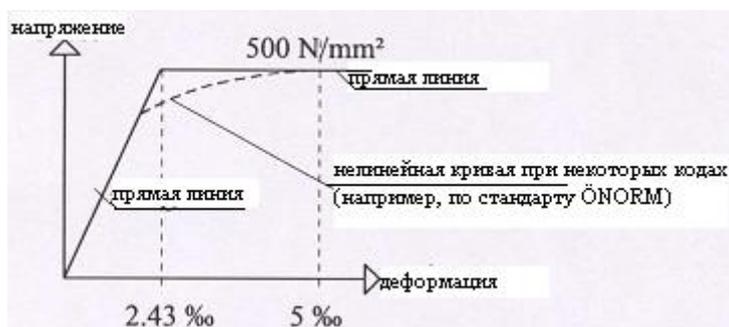


Рисунок 2.2.2.а. Диаграмма напряжения/деформации

В то время, пока деформация бетона достигает максимального значения (3%), расчетное значение деформации стали, как правило, значительно увеличивается в короткие промежутки времени (при применении методики расчета в соответствии с ACI); стандарт DIN же ограничивает величину деформации стали до 5% и приводит значение деформации бетона в соответствие с расчетными требованиями. Фактические различия в конструкции поперечного сечения при применении обоих методов незначительны, так как плечо внутренних сил практически не изменяется.

В соответствии с ACI коэффициент оптимального армирования эквивалентен 75% от величины необходимого армирования, при котором арматура от растягивающих усилий достигает своего предела текучести, так же, как и бетон достигает предполагаемой деформации 3%. Высота зоны сжатия бетона предполагает аналогичное ограничение. Благодаря такой корреляции можно рассчитать отношение между высотой зоны сжатия и общей высотой сечения следующим образом:

Предел деформации	DIN	ACI
Предельная деформация бетона	3.5%	3.0%
Предельная деформация стали	5.0%	4.2%
Зона/высота расчетной зоны сжатия	41.2%	41.5%

Некоторые стандарты, например, австрийский стандарт ÖNORM, используют плавную соединительную кривую вместо двухлинейной диаграммы напряжения/деформации. В результате, предел текучести арматуры достигается при более высоком напряжении стали (рисунок 2.2.2.а).

## 2.3. Модели

В данной главе коротко излагаются методы проектирования изгибаемых элементов согласно ACI-318 (США) и DIN-1045 и определяются случаи их применимости к трехмерным системам (3D)

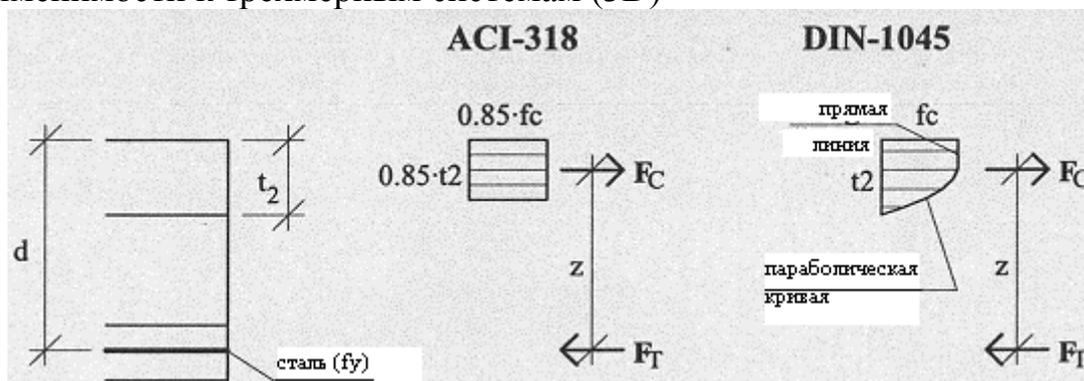


рис. 2.3.а Модели изгибаемых элементов (макс. относительное сжатие бетона)

### 2.3.1. Проектирование изгибаемых элементов в соответствии с ACI-318

Прочность на изгиб в соответствии с ACI рассчитывается по следующей формуле:

$$M_U = \sigma \cdot A_S \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{i.e.} \quad a = \frac{A_S \cdot f_y}{b \cdot 0.85 \cdot f_c} \leq \beta \cdot t_2$$

значение  $\beta$  см. параграф 2.2.1

### 2.3.2. Проектирование изгибаемых элементов в соответствии с DIN-1045

Эпюра напряжений в зоне сжатия может быть представлена участком, ограниченным параболической кривой при деформации сжатия до 2% и прямоугольным участком при деформации сжатия в пределах 2–3.5%. В зависимости от относительной деформации сжатия, уравнение для сжимающего усилия в бетоне для параболической части эпюры будет иметь следующий вид:

$$f_{c\varepsilon} = f_c \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{\max}} \cdot \left(2 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{\max}}\right)$$

$\varepsilon_{\max} = 2 \text{ ‰}$

При этом подсчитано, что сжимающее усилие останется таким же до достижения относительной деформации сжатия значения 3.5%. Такой вид зоны сжатия бетона будет также использован в будущем Еврокоде. Максимальная деформация арматуры стандартизирована как 5% для всех марок стали.

### 2.3.3. Проектирование изгибаемых элементов в соответствии с DIN-1045 (приближение)

$$M_{\max} = \frac{0.80t_2 \cdot 0.95f_c \cdot (d - a/2) \cdot b}{1.75} = 0.434 \cdot t_2 \cdot f_c \cdot (d - a/2) \cdot b$$

1.75.... общий запас прочности  
 $t_2 \dots \leq d \cdot 0.416$   
 $a \dots = t_2 \cdot 0.80$

В соответствии с методами стандарта DIN необходимая площадь ненапрягаемой арматуры может быть рассчитана следующим образом:

$$A_s = \frac{1.75 \cdot M}{z \cdot f_y}$$

1.75.... общий запас прочности

M..... максимальный момент от действующей нагрузки

z..... плечо равнодействующей внутренних сил, приблизительно 0.9 d

### 2.4. Концепции прочности

Концепции прочности по ACI с одной стороны, и по DIN с другой, значительно различаются между собой. В то время как DIN опирается при проектировании на предельные деформации и сопоставляет результирующие значения с внутренними усилиями, умноженными на коэффициенты общей прочности (1.75), ACI вводит несколько показателей прочности на различных этапах расчета. В первую очередь оцениваются моменты сил, определяющие предел прочности (с расчетными коэффициентами для статической нагрузки = 1.4, динамической нагрузки = 1.7). Затем снова рассчитывается площадь требуемой арматуры с применением коэффициентов снижения прочности (для изгиба = 0.9; сдвига = 0.85). Даже значение сжимающей силы, рассчитанное по формуле

$$F_c = \beta \cdot f_c \cdot 0.85 x \cdot b$$

т.е.  $\beta \dots 0.65 - 0.85$

нельзя рассматривать просто как уменьшение геометрического соотношения размеров сечения. Тем не менее, однозначная оценка запаса прочности в этом случае невозможна.

В концепции прочности при проектировании поперечного сечения трехмерного элемента, подвергаемого изгибу, должно особым образом учитываться влияние деформации тонкого слоя сжатия (бетонный верхний слой).

По итогам результатов испытаний отклонение фактической кривой зависимости деформации от напряжения для бетона от стандартной кривой, представляет собой снижение запаса прочности, которое не упоминается в соответствующих стандартах, но, тем не менее, имеет значение при проектировании трехмерного поперечного сечения. Хотя в большинстве норм, допускающих относительную деформацию бетона свыше 2%, утверждается, что напряжение в области деформаций, превышающих 2% остается постоянным, испытания четко указывают снижение напряжения сжатия в верхней зоне сечения (см. 2.2.1). В обычной армированной бетонной балке эта нехватка компенсируется без значительных ограничений посредством перераспределения напряжений в результате текучести бетона, из-за чего положение нейтральной оси смещается вниз, автоматически увеличивая высоту зоны сжатия. Из-за того, что поперечные сечения трехмерных панелей, подвергаемых изгибу, имеют ограниченно тонкую зону сжатия, такое перераспределение нагрузок может быть допущено только при наличии определенного запаса прочности.

Другим ограничением высоты сжатой зоны является величина деформации стали, при которой достигается предел текучести. В то время как предел текучести стали достигается достаточно быстро в стандартах, опирающихся на двухлинейную кривую зависимости деформации от напряжения, другие стандарты принимают плавную кривую сопряжения, которая заканчивается в области более высокой деформации стали (рис. 2.2.2.а).

В рамках простой теории прочности очевидно необходимо установить ограничения на сжимающую силу, предположив, что предел текучести стали лежит в области максимальной ожидаемой деформации. Деформация, допускаемая DIN (5%), не только обеспечивает высокую прочность, но также учитывает местные технические характеристики стали. Кстати говоря, такой особый случай поддерживается и австрийскими стандартами.

## ***2.5. Сопротивление изгибу трехмерных поперечных сечений***

Для проектирования трехмерных поперечных сечений можно использовать методы, приведенные в различных нормах и стандартах, таких как ACI или DIN. Тем не менее, использовать приближенную модель для определения расчетного сопротивления изгибу не является разумным, так как эти модели, как правило, исходят из сплошного бетонного поперечного сечения, воспринимающего растягивающие усилия по всей высоте. В частности, методы приближения требуют полностью определенной зоны сжатия, которая затем заменяется меньшим участком с прямоугольной эпюрой напряжений. Поэтому стандартный метод проектирования возможен только при учете оценки напряжений с использованием кривой зависимости деформации от напряжения. При таком подходе нужно определить предельные деформации, которые учитывают местные технические характеристики, такие как точная маркировка

стали с одной стороны, и которые требуют более строгих подходов к прочности бетона с другой. Эти ограничения приводят к принятию следующих предельных значений деформаций:

максимальное относительное значение деформации сжатия - 2.0‰ (чисто параболическая кривая зависимости деформации от напряжения)

максимальная деформация стали, при которой достигается предел текучести стали - 5.0‰

Это ограничивает высоту сжатой зоны бетона до 28.6% рабочей высоты, когда в полной мере используется сталь. Чтобы избежать снижения прочности сечения и в случае перераспределения напряжений из-за ползучести бетона, должно выполняться требование, чтобы нейтральная ось всегда располагалась в пределах верхнего слоя бетона.

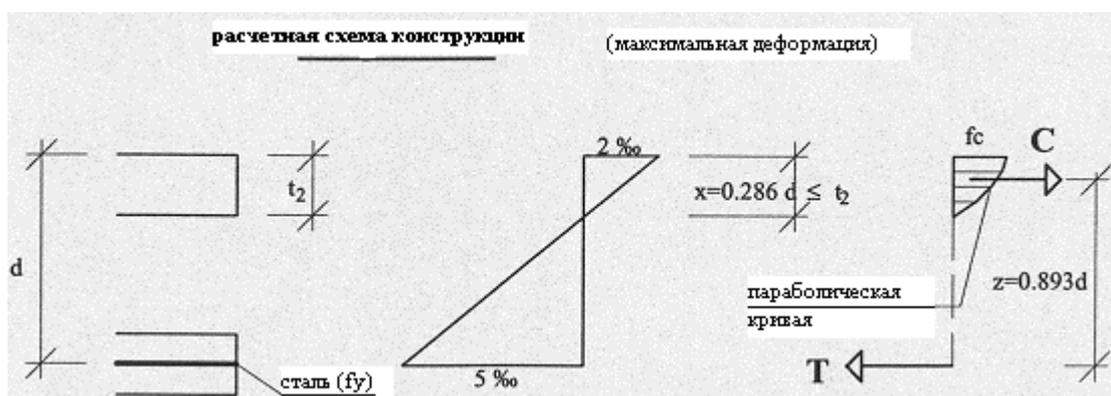


рис. 2.5.а Расчетная схема конструкции

### 2.5.1. Сопротивление изгибу от действующей нагрузки (DIN)

Согласно данному стандарту максимально допустимый момент от действующей нагрузки (при общем запасе прочности 1.75) может быть рассчитан следующим образом:

$$M = 0.0972 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \leq 0.3810 \cdot f_c \cdot t_2 \cdot b \cdot (d - 0.375 \cdot t_2)$$

В таблице 2.5.а приведены размеры  $t_2$  и  $d$  ПП в мм и соответствующие допустимые моменты в кНм/м. Моменты рассчитаны от действующей нагрузки, с учетом запаса прочности согласно DIN (=1.75) для марки бетона 17.5 Н/мм<sup>2</sup> (= B25). Для других марок бетона эти величины должны быть умножены на  $f_c/17.5$  Н/мм<sup>2</sup>. Допустимое расстояние от нижней грани ПП до центра тяжести арматуры составляет 20 мм.

Высота	Толщина $d$ ПП [мм]
--------	---------------------

сжатого слоя [мм]	40	50	60	70	80	90	100
50	20.6	24.5	28.7	33.3	38.3	43.5	49.1
60	24.5	28.7	33.3	38.3	43.5	49.1	55.1
70	28.7	33.3	38.3	43.5	49.1	55.1	61.4
80	33.3	38.3	43.5	49.1	55.1	61.4	68.0

таблица 2.5.а Максимально допустимые моменты М [кНм/м]  $f_c = 17.5 \text{ Н/мм}^2$

Следовательно, необходимая площадь поперечного сечения арматуры определяется по формуле:

$$A_s = \frac{1.75 \cdot M}{z \cdot f_y}$$

где 1.75.....общий запас прочности  
M.....максимальный момент от действующей нагрузки  
z..... можно взять в обычных расчетных таблицах.

Z - плечо результирующей внутренних сил зависит от вида нагрузки на поперечное сечение. В общем случае, примерное значение  $z = 0.9d$  достаточно верно для расчетов.

### 2.5.3. Сопротивление изгибу при предельной нагрузке (ACI)

Согласно модели проектирования по стандарту ACI, расчетные максимальные моменты определяются исходя их следующих условий:

$$M_U = 1.4 \cdot M_D + 1.7 \cdot M_L$$

$$M_U \leq \phi \cdot M_N \quad (\text{требуемая прочность} \leq \text{расчетной прочности конструкции})$$

$$M_U \leq 0.1531 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \leq 0.6 \cdot f_c \cdot t_2 \cdot b \cdot (d - 0.375 \cdot t_2)$$

В таблице 2.5.b приведены размеры  $t_2$  и  $d$  ПП в мм и соответствующие моменты в кНм/м. Моменты рассчитаны при предельной нагрузке согласно ACI для марки бетона  $17.5 \text{ Н/мм}^2$  (=B25). Для других марок бетона эти величины должны быть умножены на  $f_c/17.5 \text{ Н/мм}^2$ .

Допустимое расстояние между нижней гранью ПП и центром тяжести растянутой арматуры, составляет 20 мм.

Высота сжатой зоны бетона [мм]	толщина ПП [мм]						
	40	50	60	70	80	90	100
50	32.4	38.6	45.3	52.5	60.3	68.6	77.4
60	38.6	45.3	52.5	60.3	68.6	77.4	86.8

70	45.3	52.5	60.3	68.6	77.4	86.8	96.7
80	52.5	60.3	68.6	77.4	86.8	96.7	107.1

таблица 2.5.b Максимальные расчетные моменты М [кНм/м]  $f_c = 17.5 \text{ Н/мм}^2$

## 2.6. Конструирование плит

В следующем разделе будет сконструирована арматура, работающая на изгиб плиты, армированной в одном направлении, в соответствии с DIN и ACI.

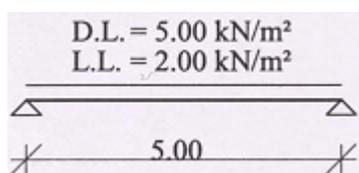


рис. 2.6.a Чертеж схемы трехмерной плиты

Пример:

трехмерное поперечное сечение с размерами слоев: 50 + 100 + 60 мм  
( $d = 180 \text{ мм}$ )

B25 ( $f_c = 17.5 \text{ Н/мм}^2 = 1.75 \text{ кН/см}^2$ ; примерно 2500 фунтов на квадратный дюйм)

ST500 ( $f_y = 500 \text{ Н/мм}^2 = 50 \text{ кН/см}^2$ )

В соответствии с DIN момент от действующей нагрузки определяется по формуле:

$$M = \frac{5.00^2 \cdot (5.00 + 2.00)}{8} = 21.9 \text{ кНм/м} < 55.1 \text{ кНм/м} \quad (\text{см. таблицу 2.5.a})$$

ПП 50	предельные моменты [кНм/м] (B25, $f_c = 17.5 \text{ Н/мм}^2$ , $f_y = 500 \text{ Н/мм}^2$ , $t_2 = 60 \text{ мм}$ )								
	сетка	8	8	8	8	8	8	10	10
доп. арматур- ный профиль $\varnothing$ [мм]									
расстоя- ние [мм]	$\varnothing 3/50$	300	240	200	150	120	100	120	100
$A_s$ [см <sup>2</sup> /м]	1.41	3.09	3.51	3.93	4.76	5.60	6.44	7.96	9.27
$M_u$ [кНм/м]	5.0	10.8	12.2	13.6	16.3	19.0	21.7	26.3	28.7

Таблица 2.6.б Максимально допустимые моменты в [кНм/м] (ПП-50) рабочая высота – 130 мм

Расстояние между арматурными раскосами было выбрано для плиты шириной 1.20 м. Следовательно, требуется целое число дополнительных арматурных стержней на каждую плиту. Диаметр дополнительных стержней должен быть меньше диаметра рабочей арматуры и не должен превышать 10 мм.

Основываясь на те же расчетные данные, конструирование в соответствии с американскими нормами АСІ приводит к следующим расчетным предельным моментам:

ПП 100	предельные моменты [кНм/м] (B25, $f_c=172.5$ Н/мм <sup>2</sup> , $f_y=500$ Н/мм <sup>2</sup> , $t_2=60$ мм)								
доп. арматур- ный профиль $\varnothing$ [мм]	сетка	8	8	8	8	8	8	10	10
расстоя- ние [мм]	$\varnothing 3/50$	300	240	200	150	120	100	120	100
$A_s$ [см <sup>2</sup> /м]	1.41	3.09	3.51	3.93	4.76	5.60	6.44	7.96	9.27
$M_u$ [кНм/м]	11.3	24.2	27.3	30.4	36.6	42.6	48.5	58.8	67.4

таблица 2.6.в Предельные расчетные моменты в [кНм/м] (ПП-100) рабочая высота = 180 мм

ПП 50	предельные моменты [кНм/м] 100 (B25, $f_c=172.5$ Н/мм <sup>2</sup> , $f_y=500$ Н/мм <sup>2</sup> , $t_2=60$ мм)								
доп. арматур- ный профиль $\varnothing$ [мм]	сетка	8	8	8	8	8	8	10	10
расстоя- ние [мм]	$\varnothing 3/50$	300	240	200	150	120	100	120	100
$A_s$ [см <sup>2</sup> /м]	1.41	3.09	3.51	3.93	4.76	5.60	6.44	7.96	9.27
$M_u$ [кНм/м]	8.1	17.2	19.4	21.6	25.9	30.0	34.0	40.9	46.6

таблица 2.6.г Предельные расчетные моменты в [кНм/м] (ПП-50) рабочая высота = 130 мм

### 3. Сдвиг

#### УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

$\alpha$  ..... угол наклона диагональных раскосов

$A_s$  ..... площадь арматуры [см<sup>2</sup>]

$a_s$  ..... площадь арматуры на 1 м [см<sup>2</sup>/м]

$b$  ..... ширина

$d_{DIAG}$  ... диаметр раскосов

$d_{EPS}$  ..... толщина ПП

$d$  ..... рабочая высота поперечного сечения

$F_{DIAG}$  ... сила, действующая на один раскос от действующей нагрузки

$f_{k,adm}$  .. допустимое напряжение при продольном изгибе от действующей нагрузки

$f_y$  ..... предел текучести стали

$\lambda$  ..... гибкость

$l_g$  ..... длина

$l_{ge}$  ..... длина зоны продольного изгиба

$v$  ..... запас прочности

$v_k$  ..... запас прочности при продольном изгибе

$n_{DIAG}$  ... количество рядов раскосов на 1 метр

$\varnothing$  ..... показатель снижения прочности в соответствии с АСІ

изгиб:  $\varnothing = 0.90$

сдвиг:  $\varnothing = 0.85$

$r$  ..... радиус инерции

$S$  ..... горизонтальное усилие сдвига

$\tau$  ..... напряжение при сдвиге

$\tau_{02}, \tau_{03}$  ..... предельные напряжения при сдвиге в соответствии с DIN

$V$  ..... усилие сдвига

$V_{DIAG}$  ... прочность на сдвиг панели при действующей нагрузке

$V_{ADM}$  ... прочность на сдвиг поперечного сечения при действующей нагрузке

$V_n$  ..... номинальная прочность на сдвиг

$V_u$  ..... расчетное предельное усилие сдвига

$z$ ..... плечо равнодействующей внутренних сил ( $0.90 \cdot d - 0.95 \cdot d$ )

### 3.1. Основные сведения

Прочность на сдвиг трехмерных плит обеспечивается за счет панельных диагональных раскосов и дополнительной (по расчету) арматуры, работающей на сдвиг. Прочность на сдвиг трехмерных панелей ограничена как прочностью на продольный изгиб, так и прочностью сварного соединения.

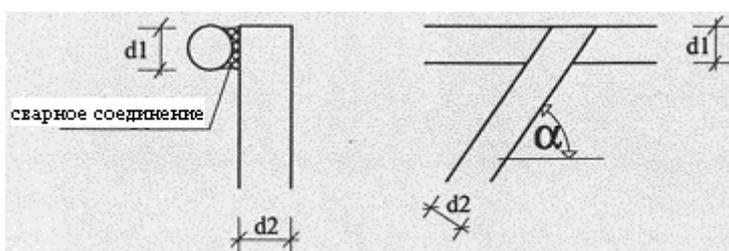


рис. 3.1.а Сварное соединение

Испытания позволяют установить допустимое усилие сдвига в сварном соединении (учитывая общий запас прочности), которое должно соответствовать 30% предельной сдвигающей силы в раскосе, ограниченной пределом текучести стали ( $f_y$ ) и определяет значение минимальной силы на один раскос (диагональ)

$$F_{DIAG} = 0.3 \cdot f_y \cdot \frac{d_{DIAG}^2 \cdot \pi}{4}$$

Это соотношение приводит к ограничению допустимого максимального напряжения в диагоналях до 15 кН/см<sup>2</sup>. Как правило, отношение между диаметром арматуры покрывающей сетки и диаметром раскоса не должно быть ниже 0.60.

Допустимое напряжение в случае продольного изгиба устанавливается в соответствии с австрийским стандартом ONORM B4600 с коэффициентом запаса прочности равным 2.05. Гибкость может быть рассчитана исходя из допущения частичного усиления раскосов при ограничении длины зоны продольного изгиба до 75% от свободной длины раскоса. Испытания подтвердили, что это частичное усиление диагоналей с обоих концов способствует увеличению запаса прочности, когда речь идет о проверенных трехмерных поперечных сечениях. В настоящее время (1999 г.) выпускаются панели с двумя различными расположениями диагоналей.

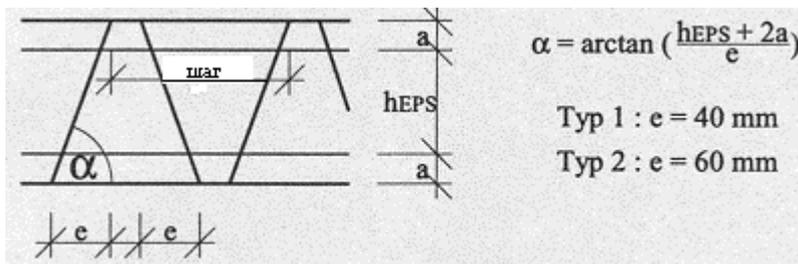


рис.3.1.b угол наклона диагоналей

Для этих типов панелей зазор "а" между сеткой и ПП составляет 13, 16 или 19 мм. Наиболее часто применяемая величина – 13 мм. Расстояние между ПП и центром тяжести укрепляющего элемента может быть около 20 мм. Угол наклона диагоналей, естественно, является средним значением, хотя разброс значений "е" составляет несколько миллиметров.

тип панели	шаг	диагональ/м2	e [мм]
тип 1	100 мм	200 pcs.	40
тип 2	200 мм	100 pcs.	60

таблица 3.1.a стандартные панели

В большинстве случаев панель типа 1 используется как стандартная панель для плит.

Однако такая передача сдвигающего усилия должна быть исключена в поперечном направлении трехмерной плиты. Так как угол наклона между покрывающей сеткой и раскосами в данном случае 90° – сдвигающие усилия отсутствуют, и, как следствие, нет моментов, которые могут передаваться на бетон.

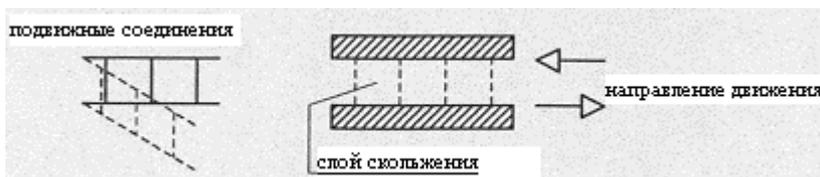


рис. 3.1.c Панель в поперечном направлении

В поперечном направлении раскосы и ПП образуют просто слой скольжения между двумя бетонными плитами. Они действуют независимо друг от друга и ведут к значительному снижению твердости. Для трехмерной конструкции с 50 мм бетонными оболочками, расположенными сверху и снизу слоистой 100мм ПП панели, момент инерции составляет 58,333 см<sup>4</sup> на метр в основном направлении, и 2,083 см<sup>4</sup> на метр в поперечном направлении. Следовательно, трехмерная плита примерно соответствует составной конструкции, состоящей из балок в одном направлении и тонкой плиты в другом.

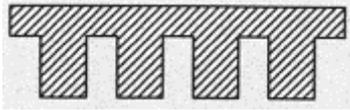


рис. 3.1.d Структурная эквивалентная схема, состоящая из балок в главном направлении и тонкой плиты в поперечном направлении.

Таким же образом, как и для трехмерной плиты, армированной в одном направлении, можно сконструировать квадратную плиту. Значительные сжимающие силы формируются только при возникновении критических деформаций в ПП. Это приводит к более равномерному распределению сосредоточенных нагрузок и, как следствие, увеличению прочности в случае местного перенапряжения, которое не было учтено при расчете конструкции.

### 3.2. Допустимые силы в раскосах

Нагрузка, вызывающая продольный изгиб раскосов определяется для рабочей длины, составляющей 75%, от свободной длины раскосов.

Допущения:

угол диагоналей принимается в соответствии с рис.3.1.b  
марка стали ST 500

длина зоны продольного изгиба

$$l_{ge} = 0.75 \cdot l_g = 0.75 \cdot \frac{d_{EPS}}{\sin \alpha}$$

$$\lambda = \frac{l_{ge}}{r} = \frac{4 \cdot l_{ge}}{d_{DIAG}} \xrightarrow{\text{table}} f_{k, adm}$$

$$F_{DIAG} = f_{k, adm} \cdot A_s$$

$$f_{k, adm} \leq 0.3 \cdot f_y = 0.3 \cdot 50 = 15 \text{ kN/cm}^2$$

Разные углы наклона диагоналей для двух типов стандартных панелей приводят к небольшим различиям для критических усилий при продольном изгибе. В следующих таблицах приведены диагональные силы для панелей типа 1 и 2 на основании таблицы 3.1.a. Расстояние между сеткой и ПП составляет 13 мм. Для значений, превышающих 13 мм, результаты будут немного лучше.

ПП [мм]	Ø диагоналей [мм]					
	3.0	3.5	<b>3.8</b>	4.0	4.3	4.5
≤ 70	1.06	1.44	<b>1.70</b>	1.88	2.18	2.39
80	0.97	1.44	<b>1.70</b>	1.88	2.18	2.39
90	0.78	1.44	<b>1.70</b>	1.88	2.18	2.39
100	0.64	1.19	<b>1.65</b>	1.88	2.18	2.39

таблица 3.2.a Допустимые силы в диагоналях в [кН] ((тип панели 1, 200 диагоналей/м2)

ПП [мм]	Ø диагоналей [мм]					
	3.0	3.5	<b>3.8</b>	4.0	4.3	4.5
≤ 70	1.06	1.44	<b>1.70</b>	1.88	2.18	2.39
80	0.85	1.44	<b>1.70</b>	1.88	2.18	2.39
90	0.70	1.30	<b>1.70</b>	1.88	2.18	2.39
100	0.58	1.08	<b>1.50</b>	1.88	2.18	2.39

таблица 3.2.b Допустимые силы в диагоналях в [кН] (тип панели 2, 100 диагоналей/м2)

В виду ограничения напряжения до 15 кН/см<sup>2</sup>, значения строки 1 применимы также для всех панелей ПП толщиной ниже 70 мм. Столбцы, напечатанные жирным шрифтом, отображают использующийся в настоящий момент диаметр.

Значения допустимого напряжения в случае действия усилия продольного изгиба  $f_{k,adm}$  могут быть определены по таблице 3.3.a.

### 3.3. Допустимые напряжения в случае продольного изгиба

Продольный изгиб для ST 500 (марка стали 500) в соответствии с австрийским стандартом ONORM B 4600

запас прочности для стали  $V = 1.70$

запас прочности на продольный изгиб  $V_k = 2.05$

В пределах зоны упругости ( $\lambda \geq 75$ ) применяется следующая формула для определения допустимого напряжения в случае продольного изгиба:

$$f_{k,adm} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2 \cdot V_k} \quad [\text{kN/cm}^2] \quad \text{when } E = 20,600 \text{ kN/cm}^2$$

$\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	$\lambda$
0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	0
10	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	10
20	28.4	28.3	28.2	28.1	28.0	27.9	27.8	27.7	27.6	27.5	20
30	27.3	27.2	27.1	27.0	26.8	26.6	26.5	26.3	26.2	26.1	30
40	26.0	25.9	25.7	25.5	25.3	25.1	25.0	24.8	24.6	24.4	40
50	24.3	24.1	23.9	23.7	23.5	23.3	23.1	22.9	22.6	22.4	50
60	22.1	21.9	21.7	21.4	21.1	20.8	20.6	20.3	20.0	19.7	60
70	19.4	19.0	18.7	18.3	18.0	17.6	17.2	16.7	16.3	15.9	70
80	15.5	15.1	14.7	14.4	14.1	13.7	13.4	13.1	12.8	12.5	80
90	12.2	12.0	11.7	11.5	11.2	11.0	10.8	10.5	10.3	10.1	90
100	9.9	9.7	9.5	9.3	9.2	9.0	8.8	8.7	8.5	8.3	100
110	8.2	8.0	7.9	7.8	7.6	7.5	7.4	7.2	7.1	7.0	110
120	6.9	6.8	6.7	6.6	6.5	6.3	6.2	6.1	6.1	6.0	120
130	5.9	5.8	5.7	5.6	5.5	5.4	5.4	5.3	5.2	5.1	130
140	5.1	5.0	4.9	4.8	4.8	4.7	4.7	4.6	4.5	4.5	140
150	4.4	4.3	4.3	4.2	4.2	4.1	4.1	4.0	4.0	3.9	150

160	3.9	3.8	3.8	3.7	3.7	3.6	3.6	3.6	3.5	3.5	160
170	3.4	3.4	3.4	3.3	3.3	3.2	3.2	3.2	3.1	3.1	170
180	3.1	3.0	3.0	3.0	2.9	2.9	2.9	2.8	2.8	2.8	180
190	2.7	2.7	2.7	2.7	2.6	2.6	2.6	2.6	2.5	2.5	190
200	2.5	2.5	2.4	2.4	2.4	2.4	2.3	2.3	2.3	2.3	200
210	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	210
220	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.9	1.9	1.9	1.9	220
230	1.9	1.9	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.7	230

таблица 3.3.а допустимое напряжение в случае продольного изгиба ST500 [кН/см<sup>2</sup>]

В виду ограничения напряжения в случае продольного изгиба из-за недостаточной прочности соединения значения, важные при практическом расчете силы в раскосах, лежат полностью в зоне упругости ( $\lambda \geq 75$ ). Таким образом, они определяются независимо от стандарта методом точной теории Эйлера. Следовательно, можно использовать эти значения также для расчетов по любому другому стандарту (например, АСІ). Реальная величина прочности на продольный изгиб устанавливается умножением значений, указанных в таблице на коэффициент запаса прочности равный 2.05. Прочность соединения также содержит определенный запас прочности. Таким образом, ограничение напряжений величиной 15 кН/см<sup>2</sup> не применяется при определении действительной прочности на продольный сгиб.

### 3.4. Модель фермы

Если шаг между сварными соединениями небольшой, то трехмерное поперечное сечение можно рассматривать как ферму. По аналогии с расчетом для фермы, поперечная сила  $V$  может рассматриваться как вертикальная составляющая равнодействующей усилий в диагональном раскосе и может быть определена по формуле:

$$V_{DIAG} = n_R \cdot F_{DIAG} \cdot \sin \alpha$$

Только для панелей с пространственным армированием 200 раскосов/м<sup>2</sup>, имеющими верхний слой бетона толщиной не менее 60 мм и сварные соединения, расположенные очень близко друг к другу (максимальное расстояние 10 мм), возможно компенсировать отклонения трехмерной конструкции от идеальной системы (фермы), принимая во внимание шаг между сварными соединениями, безопасную длину зоны продольного изгиба и, таким образом, пренебречь ими для приблизительного анализа. Если шаг больше (например, 200 мм), то поведение конструкции под действием реальной нагрузки будет очень сильно отличаться от поведения идеальной схемы. Так как для плит применяются и панели с более широким шагом арматуры, рекомендуется исследовать их более тщательно.

Из-за наличия расстояния между диагональными раскосами невозможно учитывать данные соединения на устойчивость к сдвигу, если шаг между

сварными соединениями велик. Заметим, что в случае небольшого расстояния между диагоналями (шаг = 100 мм, тип панели 1 в соответствии с таблицей 3.1.a) или верхнего слоя плиты достаточной толщины имеется, по крайней мере, теоретически, точка пересечения диагоналей и зоны сжатия. Подобная точка пересечения с зоной растяжения невозможна даже в случае анализа идеальной системы. Поэтому в любом случае изгибающие моменты должны быть переданы в зону растяжения. Если же расстояние между диагоналями больше (шаг = 200мм), то точка пересечения с осью пояса сжатия не предполагается.

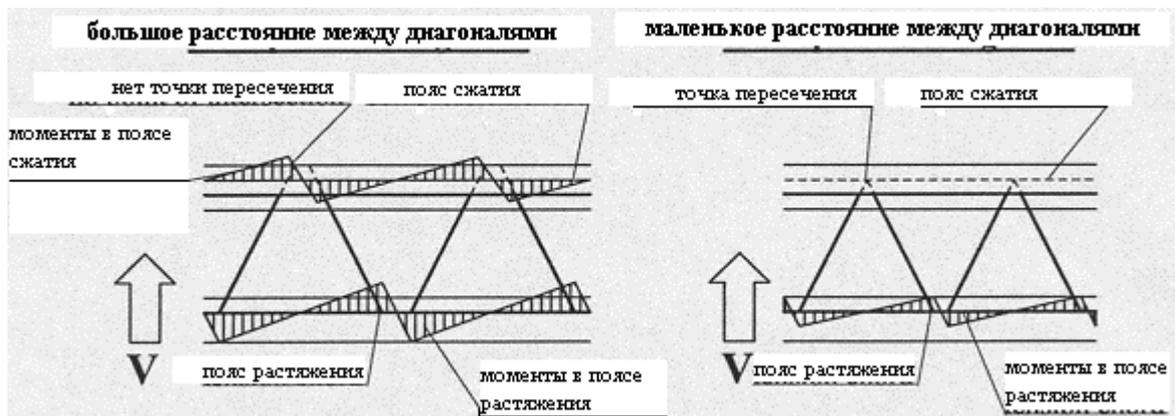


рис. 3.4.a Внутренние силы

### 3.5. Горизонтальное усилие сдвига

Предусмотреть на основании работы идеальной пространственной конструкции (фермы) общие для всех типов панелей адекватные рекомендации по расчету и проектированию является довольно сложной задачей. Тем не менее, допустимо рассматривать момент от внешней нагрузки как произведение горизонтальной составляющей усилия сдвига и плеча результирующей внутренних сил, как это делается в случае обычных армированных бетонных балок. Горизонтальное усилие сдвига  $S$ , рассмотренное как изменение силы растяжения на единицу длины, точно соответствует горизонтальной составляющей усилия в раскосе.



рис. 3.5.a модель усилия сдвига

Общее горизонтальное усилие сдвига складывается из суммы горизонтальных составляющих усилий в сжатом раскосе  $H_c$  и в растянутом раскосе  $H_t$ . Таким образом, общее горизонтальное усилие сдвига

$$S = \Sigma(H_c + H_t)$$

Основываясь на этом допущении, может быть непосредственно рассчитано допустимое усилие сдвига:

$$V_{DIAG} = S \cdot z = \Sigma(H_c + H_t) \cdot z = F_{DIAG} \cdot \cos \alpha \cdot n_{DIAG} \cdot z$$

где  $z$ ..... плечо равнодействующей внутренних сил. Эта величина обычно принимается равной  $0.95 d$ . В случае расчета плит имеющих бетонный слой повышенной толщины (см. рис.3,5а) эта величина будет возрастать пропорционально толщине бетонного слоя. В пределах толщины бетонного слоя, когда поперечное сечение работает как свод, расчетное плечо внутренних сил на опоре, не может быть больше, чем расстояние, определяющее положение теоретической точки пересечения диагоналей.

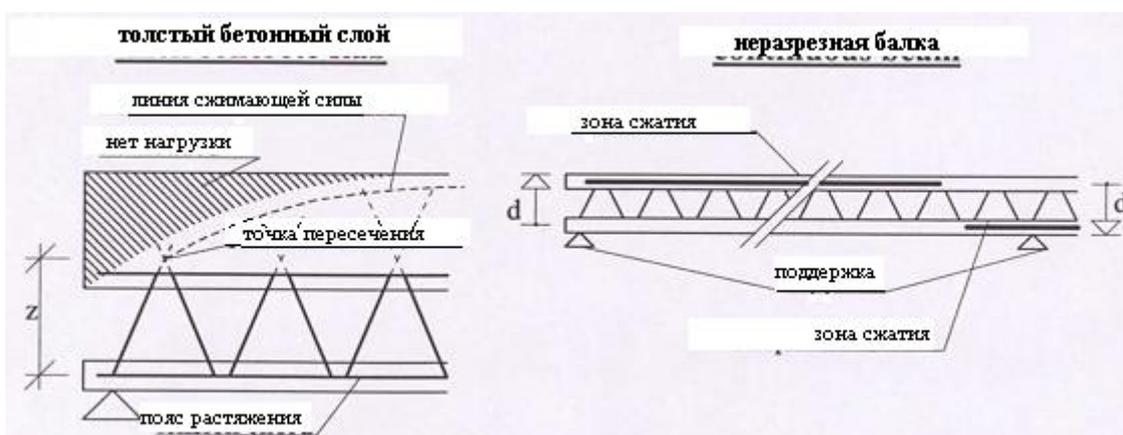


рис. 3,5.а Силы в поясах  
поддержка-опора

### 3.6. Стандартные плиты перекрытия

Теоретические оценки соотношений для обоих типов панелей приведены ниже. Эти типы панелей соответствуют таблице 3.1.а.

тип 1 - 200 диагоналей на м<sup>2</sup>

тип 2 - 100 диагоналей на м<sup>2</sup>

Напряжения в случае продольного изгиба были рассчитаны исходя из следующих параметров:  $l_{ge}=0.75$  и  $\varnothing 3.8$  мм; ST500. Рабочие высоты принимались, исходя из следующих конструктивных размеров: толщина пенополистиролового наполнителя - 50 или 100 мм, зазор между покрывающими сетками и ПП - 13 мм. Бетонный слой толщиной от 50 до 80 мм был принят в качестве верхней плиты. Наиболее интересные из полученных для неразрезных балок значения – два самых нижних, поскольку нижний бетонный слой обычно выполняется меньшей толщины. Тем не менее, последний является решающим для внутренней опоры неразрезной балки. В

таблицах 3.6.a и 3.6.b плечо результирующей внутренних сил принималось в соответствии с теоретической точкой пересечения диагоналей.

ПП 100		
слой бетона (сжатие)	диагоналей на м2	
	200	100
50 мм	14.3	9.8
60 мм	14.3	10.3
70 мм	14.3	10.9
80 мм	14.3	10.9

таблица 3,6.a Допустимые усилия сдвига для ПП 100 в [кН/м]

ПП 50		
слой бетона (сжатие)	диагоналей на м2	
	200	100
50 мм	13.8	11.0
60 мм	13.8	11.0
70 мм	13.8	11.0
80 мм	13.8	11.0

таблица 3,6.б Допустимые усилия сдвига для ПП 50 в [кН/м]

Усилие сдвига остается неизменным для слоев бетона разной толщины. Значения в обеих таблицах представляют собой допустимые усилия сдвига от действующей нагрузки. По американскому стандарту (ACI), который увеличивает статическую нагрузку в 1.4 раза и динамическую нагрузку - в 1.7 раз, должен учитываться коэффициент запаса прочности, равный 2.05.

В соответствии с ACI для 100 мм ПП и армированием 200 диагоналями на квадратный метр, расчетная прочность на сдвиг рассчитывается следующим образом:

$$V_n = 2.05 \times 14.3 = 29.3 \text{ kN}$$

Максимально допустимое усилие сдвига составит

$$V_u \leq \phi V_n = 0.85 \times 29.3 = 24.9 \text{ kN}$$

Для других стандартных панелей расчетное усилие сдвига может быть определено по таблицам 3.6.c и 3.6.d.

ПП 100		
слой бетона (сжатие)	диагоналей на м2	
	200	100
50 мм	24.9	17.0

60 мм	24.9	18.0
70 мм	24.9	19.0
80 мм	24.9	19.1

таблица 3.6.с Расчетные усилия сдвига  $\varnothing V_n$  для ПП 100 в [кН/м]

ПП 50		
слой бетона (сжатие)	диагоналей на м2	
	200	100
50 мм	24.0	19.2
60 мм	24.0	19.2
70 мм	24.0	19.2
80 мм	24.0	19.2

таблица 3.6.d Расчетные усилия сдвига  $\varnothing V_n$  для ПП 100 в [кН/м]

### 3.7. Дополнительная арматура, работающая на сдвиг

В отличие от методов расчета обычной стандартной армированной конструкции, усилие сдвига, которое является решающим для конструирования трехмерной плиты, может быть определено прямо по внутренней грани опоры, без учета расстояния в  $d/2$  (иногда также  $d$ ) см.рис.3.7.a

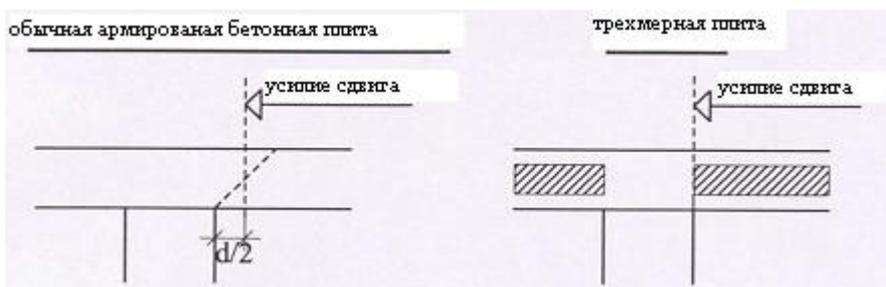


рис. 3.7.a Решающее усилие сдвига

Если усилие сдвига, определенное расчетом, превышает табличное сопротивление сдвигу трехмерной панели, необходимо предусмотреть дополнительную арматуру, работающую на сдвиг. Хорошее решение этой проблемы дают следующие предложения:

- изготовленные заводским способом решетчатые балки
- армированные балки, литые на месте
- соединительные U-образные сетки
- специальные арматурные элементы, работающие на сдвиг (элементы фермы против сдвига)

Все нижеследующие примеры осуществлены как армированные бетонные конструкции в соответствии с немецким стандартом (DIN). Впрочем, конструирование согласно других норм и стандартов также возможно.

### 3.7.1. Балки против сдвига, изготавливаемые заводским способом

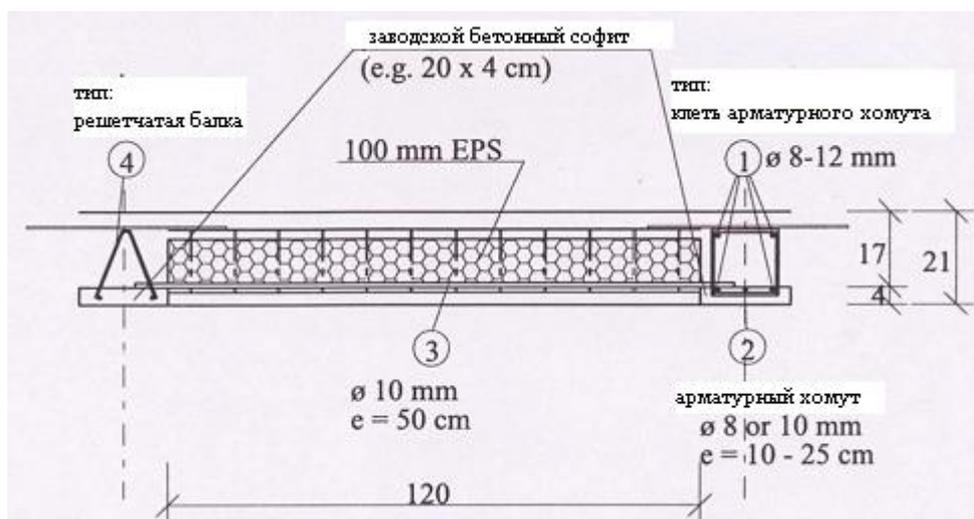


рис. 3.7.1 Балки против сдвига, изготавливаемые заводским способом

На рис. 3.7.1.a приведена решетчатая балка с дополнительной продольной арматурой для больших нагрузок на перекрытие. Заводские арматурные элементы, такие как решетчатые балки, могут также использоваться вместо арматурных каркасов из хомутов. Пример на рисунке 3.7.2.b представляет аналогичную балку в монолитном варианте. Обе балки конструируются в соответствии с правилами расчета и проектирования обычной армированной конструкции. В случае использования заводского бетонного софита рекомендуется устанавливать трехмерные панели на бетонные софиты с помощью укладки дополнительных арматурных стержней ( $\varnothing$  не менее 10 мм) с шагом 50 см.

### 3.7.2. Балки против сдвига монолитные.

В общем случае расчет арматуры, работающей на сдвиг, производится по нижеследующей схеме:

1. материал: марка стали = 500 Н/мм<sup>2</sup>  
диаметр = 8 или 10 мм

2. усилие сдвига 
$$V_{ADM} = \frac{a_s \cdot f_y \cdot z}{1.75}$$

где 1.75 ..... общий запас прочности в соответствии с DIN  
z ..... приблизительно 0.95 d

Результаты расчета приведены в таблицах 3.7.2.a и 3.7.2.b. В этих таблицах учтена часть балки, армированная хомутами. Работа бетона в данном случае зависит от качества бетона и ширины балки. В соответствии с немецкими нормами, усилие сдвига должно полностью компенсироваться арматурой, если напряжение при сдвиге велико ( $\geq \tau_{02}$ ). Были приняты рабочие высоты, равные 130 и 180 мм. Это соответствует стандартным панелям с 50 и 100 мм ПП основной части и бетонным верхним слоем 60 мм.

Одиночные арматурные хомуты могут быть расположены параллельно панелям в случае наличия небольших выступов в трехмерных панелях, работающих на сдвиг.



рис. 3.7.2.a Дополнительный одиночный арматурный хомут

арматурный хомут [мм]	шаг [см]	площадь стали [см <sup>2</sup> /м]	толщина наполнителя	
			ПП-50	ПП-100
8	25	2.01	7.09	9.82
8	20	2.51	8.87	12.28
8	15	3.35	11.82	16.37
8	10	5.03	17.74	24.56
10	25	3.14	11.09	15.35
10	20	3.93	13.86	19.19
10	15	5.24	18.48	25.58
10	10	7.85	27.71	38.37

таблица 3.7.2.a Допустимые усилия сдвига для одиночных арматурных хомутов  $h = 50 + \text{ПП} + 60 \text{ мм}$ , ST500

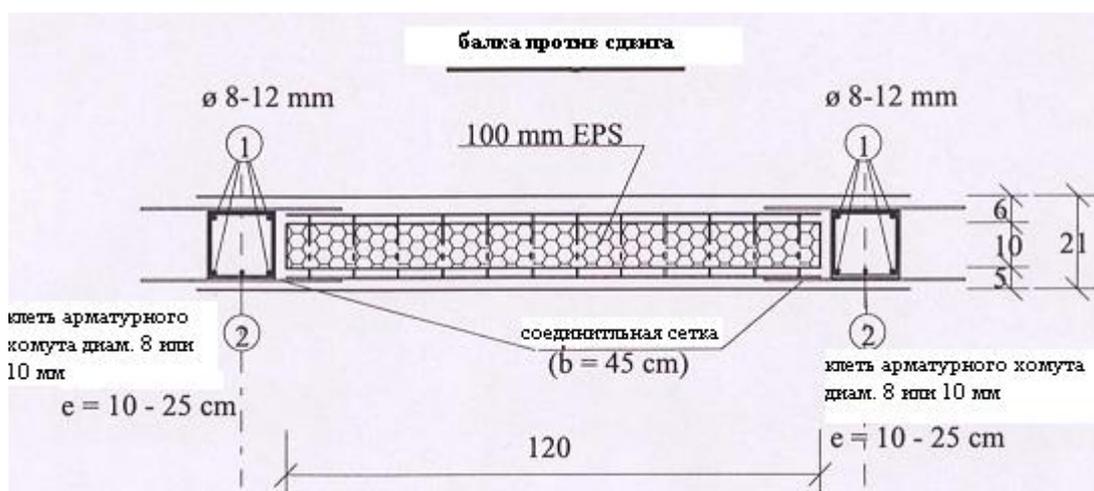


рис. 3.7.2.в Балка против сдвига

арматурный хомут [мм]	шаг [см]	площадь стали [см <sup>2</sup> /м]	толщина наполнителя	
			ПП-50	ПП-100
8	25	4.02	13.44	18.61
8	20	5.03	16.80	23.27
8	15	6.70	22.40	31.02
8	10	10.05	33.61	46.53
10	25	6.28	21.00	29.08
10	20	7.85	26.25	36.35
10	15	10.47	35.01	48.47
10	10	15.71	52.51	72.71

таблица 3.7.2.а Допустимые усилия сдвига для пространственных каркасов из арматурных хомутов  
 $h = 50 + \text{ПП} + 60 \text{ мм}, \text{ST500}$

Пример:

(тип панели 1, 100 мм ПП; сопротивление сдвигу панелей согласно таблице 3.6.а)

Ширина сечения балки, работающей на сдвиг должна быть 20 см. В результате получаем расстояние между элементами 1.40 м. Если реальное усилие сдвига принять равным 24.0 кН/м, дополнительная арматура будет следующей:

$$\begin{aligned}
 \text{требуемое усилие сдвига } V_{\max} &= 24.0 \text{ кН/м} & = 33.60 \text{ кН/1.40 м} \\
 \text{допустимое усилие сдвига панели } V_{\text{panel}} &= 14,3 \text{ кН/м} & = \underline{-17,20 \text{ кН/1.40 м}} \\
 \text{горизонтальное усилие сдвига } \Delta V & & = 16,40 \text{ кН/1.40 м}
 \end{aligned}$$

требуемая арматура =  $\varnothing 8 \text{ мм}$ ,  $e = 25 \text{ см}$  ( $\Delta V = 18.61 \text{ кН/1.40 м}$ )

На рис. 3.7.2.с показаны внутренние силы в плите с решетчатыми балками. Горизонтальное усилие сдвига  $S$  может быть получено из силы растяжения  $T$  в диагонали и угла наклона  $\alpha$ . Влиянием угла  $\beta$  можно пренебречь.

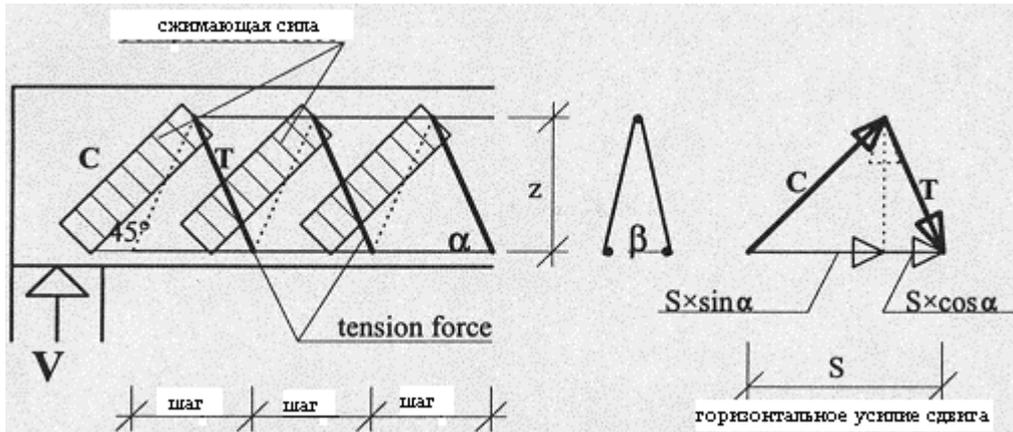


рис.3.7.2.с Внутренние силы в решетчатой балке  
tension force – растягивающее усилие в диагонали

Предполагая, что стойка в бетоне расположена под углом  $45^\circ$ , горизонтальное усилие сдвига  $S$  (равно изменению силы сжатой зоны на каждый метр) при использовании решетчатой балки с двумя диагональными проволоками рассчитывается следующим образом:

$$S = T \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha) = 2 \cdot \frac{a_s \cdot f_y}{\text{step}} \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha)$$

где  $T$ ..... сила растяжения в диагонали  
 $a_s$  ..... площадь поперечного сечения одной диагонали  
 $\text{step}$  ..... расстояние между диагоналями

В этом случае  $\sin\alpha$  представляет собой составляющую усилия сжатия бетона, а  $\cos\alpha$  - составляющую усилия растяжения решетчатой балки. Таким образом, вертикальное усилие сдвига  $V$  будет равняться:

$$V = \frac{S \cdot z}{1.75}$$

где  $1.75$ ..... (согласно DIN)  
 $z$  ..... приблизительно  $0.95 d$

В любом случае бетонная стойка должна быть проверена на касательное напряжение при сдвиге.

$$\tau = \frac{\Delta V}{b \cdot z} \leq \tau_{03} \text{ согласно DIN}$$

где  $\Delta V$ ..... усилие сдвига без вклада панели  
 $b$  ..... ширина бетонного поперечного сечения. Для решетчатой балки это соответствует только ширине между панелями (около  $10 - 12$  см).

### 3.7.3. Соединительная сетка

Чтобы использовать U-образную соединительную сетку для компенсации усилий сдвига, необходимо закрепить стержни сетки с одной или с обеих сторон панели. Необходимая несущая способность гарантирована, только если сетка достаточно заделана в бетоне. Растяжение бетона обычно не учитывается, так как ширина бетонного слоя в большинстве случаев составляет лишь несколько сантиметров.

В данном случае расчет производится аналогично расчету на сдвиг обычных армированных балок. Прочность на сдвиг, обеспечиваемая соединяющей сеткой, равняется:

$$V_{ADM} = \frac{a_s \cdot f_y \cdot z}{1.75}$$

где  $z$  ..... приблизительно 0.95 d  
1.75 ..... общий запас прочности в соответствии с DIN

Для стандартной плиты (ПП-100, 60 мм верхний слой бетона) с  $a_s = 1.41 \text{ см}^2/\text{м}$  и  $f_y = 500 \text{ Н/см}^2$ , допустимое усилие сдвига на каждую U-сетку составляет  $V = 6.5 \text{ кН}$ . Можно закрепить соединительную сетку к краю панели или вырезать для закрепления небольшую часть панели (около 5 см шириной). Напряжение при сдвиге в такой бетонной балке шириной 5 см будет:

$$\tau = \frac{V}{b \cdot z} = \frac{6.5}{5 \cdot 0.95 \cdot 18} = 0.08 \text{ кН/см}^2 = 0.8 \text{ Н/мм}^2$$

что соответствует допустимым пределам (принимаемым для всех марок бетона). В соответствии с DIN 1045 максимальное допустимое напряжение при сдвиге равняется  $\tau_{03}$ . При закреплении сетки между панелями нужно учитывать эту дополнительно необходимую площадь при компоновке панели.

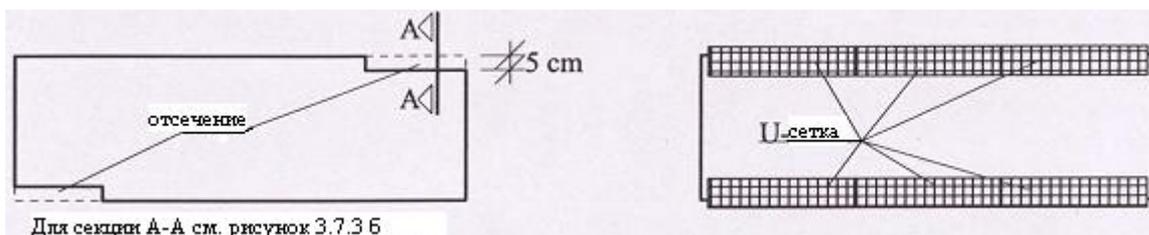


рис. 3.7.2.а Дополнительная соединительная сетка

Ввиду того, что в большинстве случаев дополнительная арматура, работающая на сдвиг, нужна только для небольшой части панели, вариант, предусматривающий вырез участка панели и вставки туда U-сетки, кажется наиболее подходящим решением. В тех случаях, когда требуется арматура,

работающая на сдвиг, на большом участке панели, более приемлемым решением будет использование арматурного пространственного каркаса.

Дополнительная прочность на сдвиг на каждый метр панели в последнем примере (ПП-100, тип панели 1, 200 диагоналей/м<sup>2</sup> с толщиной верхнего слоя бетона 60 мм) будет равняться:

$$V_{ADM} = 6.5 \text{ kN/piece} / 1.20 \text{ m} = 5.4 \text{ kN/m}$$

панель + 1 U-образная сетка	= 14.3 + 5.4	= 19.7 кН/м
панель + 2 U-образных сетки	= 14.3 + 2·5.4	= 25.1 кН/м

В случае ПП-50 и верхним слоем бетона толщиной 60 мм она принимает следующие значения:

$$V_{ADM} = 4.7 \text{ kN/piece} / 1.20 \text{ m} = 3.9 \text{ kN/m}$$

панель + 1 U-образная сетка	= 13.8 + 3.9	= 17.7 кН/м
панель + 2 U-образных сетки	= 13.8 + 2·3,9	= 21.6 кН/м

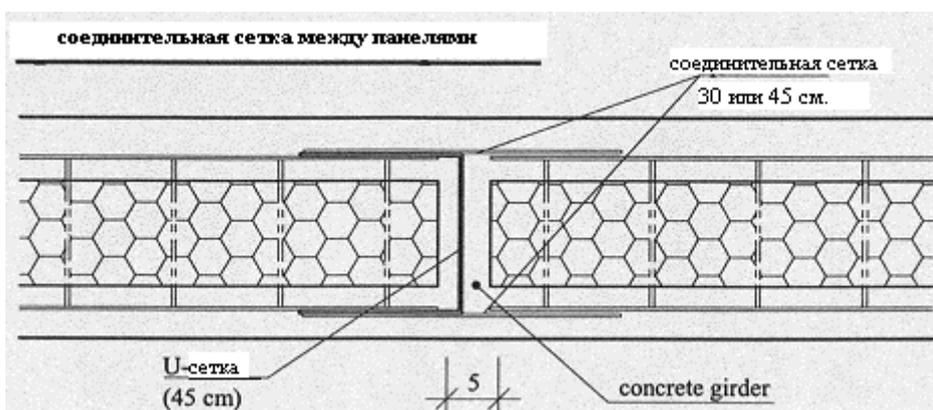


рис. 3.7.3.б соединительная сетка между панелями

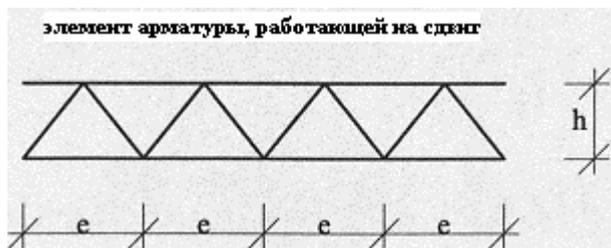
### 3.7.4. Дополнительные арматурные элементы, работающие на сдвиг

Использование дополнительных элементов из арматуры, работающих на сдвиг (арматурные фермы), является, наверное, самой рациональной формой из предложенных выше. В ниже следующих таблицах приведены основные параметры арматурных ферм, работающих на сдвиг, которые могут быть изготовлены EVG. Допустимое усилие сдвига необходимо определить для трех случаев.

1. Элементы арматурных ферм, изготовлены из антикоррозионной стали (нержавеющей или оцинкованной) и установлены между панелями без бетонного заполнения. В этом случае сжатые диагонали могут испытывать напряжения, вызывающие продольный изгиб. Ограничение для величины допустимого напряжения, установленное для диагоналей панелей, в пределах 15 кН/см<sup>2</sup> не применяется ввиду непрерывности диагональной арматуры.

2. Элементы арматурных ферм, заливаются тонким бетонным слоем. В том случае, если бетон не может скомпенсировать усилия сдвига, он должен рассматриваться только как защитный слой от коррозии и как элемент, воспринимающий продольный изгиб сжатой диагонали.

3. Бетонная заполнение имеет достаточную ширину, чтобы быть рассчитанным как балка при действии сдвигающего усилия. Расчеты выполняются по аналогии с расчетом решетчатой балкой в соответствии с разделом 3.7.2. Напряжение при сдвиге в бетоне должно быть точно определено.



е ..расстояние между диагоналями  
 h ..высота элементов (толщина ПП + 40 мм)

рис. 3.7.4.а элемент арматуры, работающей на сдвиг (арматурной фермы)

Расстояние е принимается в зависимости от диаметра диагонали.

∅ 3.8-∅4.2мм	e= 150 мм
∅ 5.0-∅12.0мм	e = 200 мм

Это определено в тех случаях, когда различные элементы изготавливаются на двух различных станках. В любом случае высота арматурных ферм, работающих на сдвиг, принимается равной толщине ПП + 40 мм. Значения, приведенные в таблице, были рассчитаны для панели с верхним слоем бетона толщиной 60 мм. Расстояние между нижней арматурой и ПП была принято равным 20 мм.

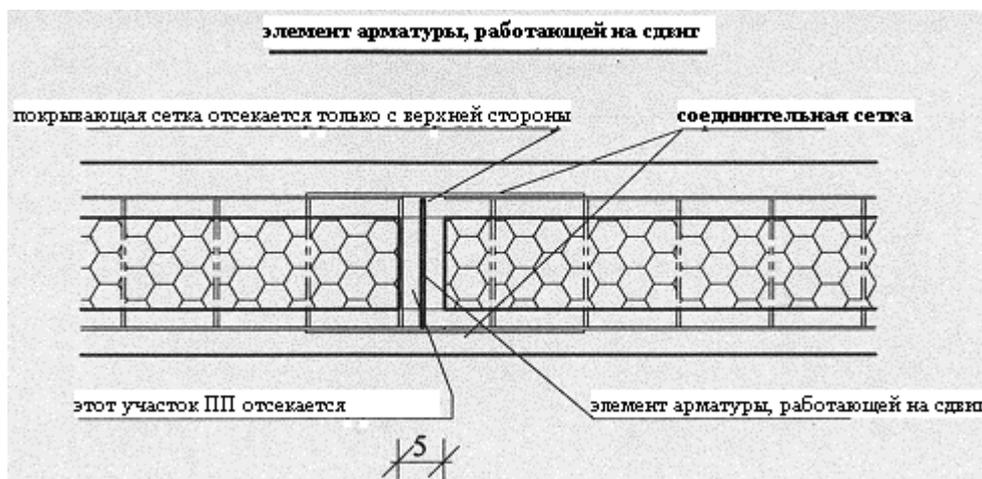


рис. 3.7.4.б Установка элемента арматуры, работающей на сдвиг (арматурной фермы)

### 3.7.4.1. Антикоррозионные элементы арматуры, работающей на сдвиг (случай 1)

В таблице 3.7.4.a приведены значения допустимых усилий сдвига для элементов, работающих на сдвиг, с антикоррозионной защитой, которые устанавливаются между панелями без заполнения швов бетоном. Прочность на продольный сгиб взята из раздела 3.3.

∅ [мм]	3.8	4.0	4.2	5.0	6.0	8.0	10.0	12.0
ПП 50	2.1	2.4	2.7	3.3	5.0	9.3	14.8	21.6
ПП 100	1.2	1.5	1.8	2.9	5.0	10.2	16.8	25.0

таблица 3.7.4.a Допустимые усилия сдвига в [кН/участок] для элементов арматуры, работающей на сдвиг, не залитых бетоном

### 3.7.4.2. Элементы арматуры, работающей на сдвиг, с несущей бетонной оболочкой (случай 2)

Коэффициент запаса прочности для значений, приведенных в таблице 3.7.4.b был принят равным 1.75 (DIN). Бетон служит только как обшивка и не выполняет какой-либо конструктивной функции.

∅ [мм]	3.8	4.0	4.2	5.0	6.0	8.0	10.0	12.0
ПП 50	2.5	2.8	3.0	3.8	5.4	9.6	15.0	21.6
ПП 100	2.9	3.2	3.5	4.6	6.6	11.7	18.3	26.3

таблица 3.7.4.b Допустимые усилия сдвига в [кН/участок] для элементов арматуры, работающей на сдвиг, с несущей бетонной обшивкой

### 3.7.4.3. Элементы арматуры, работающей на сдвиг, с несущей бетонной обшивкой (случай 3)

Значения, приведенные в таблице 3.7.4.c рассчитаны для элементов арматуры, работающей на сдвиг, которые залиты бетоном. В этом случае предполагается, что бетон должен выполнять определенные конструктивные функции. Поэтому необходимо проконтролировать напряжение при сдвиге, которое в соответствии с DIN должно быть ниже  $\tau_{03}$ . В общем случае бетонная обшивка шириной 4-5 см не достаточна для больших диаметров арматуры.

∅ [мм]	3.8	4.0	4.2	5.0	6.0	8.0	10.0	12.0
ПП 50	3.6	3.9	4.3	4.6	6.7	11.9	18.5	26.7
ПП 100	4.7	5.2	5.8	6.3	9.1	16.2	25.4	36.5

таблица 3.7.4.c Допустимые усилия сдвига в [кН/участок] для элементов арматуры, работающей на сдвиг, с несущей бетонной обшивкой

## 4. Сжатие

### УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

- $A_C$  ..... площадь поперечного сечения бетона  
 $A_G$  ..... площадь общего поперечного сечения трехмерной стены  
 $a_s$  ..... площадь арматуры на каждый метр панели  
 $\beta_d$  ..... отношение между расчетной статической нагрузкой и расчетной общей нагрузкой  
 $b$  ..... ширина панели стены (чаще всего 1 м)  
 $\delta$  ..... коэффициент увеличения момента в соответствии с АСІ  
 $d$  ..... рабочая высота сечения  
 $e$  ..... эксцентриситет приложения равнодействующей силы от действующей нагрузки  
 $e_{max}$  ..... максимальный эксцентриситет приложения равнодействующей силы от действующей нагрузки  
 $E_C$  ..... показатель эластичности бетона  
 $f_c$  ..... прочность на сжатие бетона  
 $f_y$  ..... предел текучести стали  
 $h$  ..... общая толщина стены  
 $I$  ..... момент инерции поперечного сечения стены  
 $\lambda$  ..... гибкость  
 $l_{ge}$  ..... рабочая длина элементов, работающих на сжатие (длина зоны продольного изгиба)  
 $l_{gu}$  ..... свободная длина элементов, работающих на сжатие  
 $m$  ..... случайный эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил, определяемый величиной  $1/3 x$   
 $M$  ..... изгибающий момент  
 $\nu$  ..... коэффициент запас прочности  
 $N$  ..... допустимая сжимающая сила от действующей нагрузки  
 $N_0$  ..... допустимая сжимающая сила от действующей нагрузки без учета продольного изгиба  
 $\phi$  ..... коэффициент снижения прочности в соответствии с АСІ  
Сжатие  $\phi = 0.70$   
сдвиг  $\phi = 0.85$   
 $P_C$  ..... Эйлера продольная нагрузка  
 $P_U$  ..... максимальная расчетная осевая нагрузка  
 $r$  ..... радиус инерции  
 $s$  ..... расстояние от центра тяжести до края сжатия  
 $t_1$  ..... толщина внешней бетонной оболочки (край растяжения)  
 $t_2$  ..... толщина внутренней бетонной оболочки (край сжатия)  
 $V_c$  ..... нормативная прочность на сдвиг, обеспечиваемая бетоном  
 $V_n$  ..... нормативная прочность на сдвиг  
 $V_s$  ..... нормативная прочность на сдвиг, обеспечиваемая арматурой, работающей на сдвиг

$V_{wu}$  ..... расчетное предельное усилие сдвига  
 $W$  ..... момент сопротивления поперечного сечения стены, определяемого границей зоны сжатия  
 $x$  ..... средняя треть поперечного сечения стены, определяемая границей зоны сжатия

#### **4.1. Основы**

Любая ограждающая конструкция из трехмерных панелей может быть запроектирована под действующую нагрузку с учетом ее восприятия. В данной главе приводится расчет допустимой вертикальной силы в соответствии с методом приближения DIN, который мы рекомендуем к применению. Этот метод выбран из-за простоты расчета и надежности результатов, подтвержденных испытаниями, проведенными в различных странах. Он также применим для определения расчетного сопротивления трехмерных стен в соответствии с традиционными методами, предусмотренными DIN и ACI для проектирования армированных бетонных стен. Поэтому метод по ACI изложен кратко. Эти методы принимают во внимание случайный эксцентриситет продольного усилия. Кроме того, расчеты выполняются с учетом дополнительного эксцентриситета, который возникает из-за неточностей во время строительства, непредвиденных деформаций из-за ползучести и усадки бетона, или от температурных воздействий. Вдобавок, эксцентриситет учитывает наклон плиты в точке опоры, вызванный провисанием. Для трехмерных стен можно выполнять расчеты с минимальным эксцентриситетом находящимся в пределах от 20 и до 40 мм. Правило оценки минимального эксцентриситета можно найти в разделе 9.1.1.

##### **Проемы в стене**

Участки стены, расположенные над проемом, рассчитываются как балки или высокие балки. Этот случай возникает, когда соединения между стеной и плитой осуществляется с обеих сторон соединительной сеткой по всей длине стены. Для упрощения, большинство дверных и оконных перемычек проектируется как опорные балки.

##### **Передача боковых нагрузок – сейсмологические силы.**

Кроме вертикальных нагрузок трехмерные стены испытывают сдвиг в плоскости стены от боковых усилий (ветер или землетрясение), особенно на нижних этажах здания. В этом случае стены проектируются как консольные стены, работающие на сдвиг (ACI).

Боковые нагрузки, которые могут действовать одновременно в двух взаимно-перпендикулярных направлениях, передаются на фундаменты трехмерными панелями стен, работающими на сдвиг, через анкера,

устанавливаемые в фундаменты. Сейсмические нагрузки считаются сосредоточенными на уровне плит перекрытий, аналогично другим боковым нагрузкам. Общая боковая нагрузка складывается из веса этажа и нормированной величины, включаемой в расчет части горизонтальных нагрузок. В качестве боковой нагрузки в расчете участвует 1/100 веса этажа.

## 4.2. Расчеты в соответствии с DIN 1045

### 4.2.1. Метод приближения

В общем случае площадью арматуры покрывающих сеток трехмерных стен ( $a_s = 1.41 \text{ см}^2/\text{м}$ ) можно пренебречь, поэтому мы можем допустить, что количество арматуры чрезвычайно мало для расчета в первом приближении. Для определения несущей способности тонких неармированных бетонных поперечных сечений DIN 1045 предлагает простой метод приближения с увеличивающимся запасом прочности. В модифицированной форме этот метод также применим к двухоболочной системе трехмерных стен. При этом считается, что сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается и что центр тяжести поперечного сечения совпадает с точкой приложения равнодействующей внешних сил. Это означает, что сжимающее усилие воспринимается только одной из бетонных оболочек стены. При первом приближении расчетная осевая сжимающая сила  $N_0$  (без учета продольного изгиба), действующая на поперечное сечение неармированной стены с двойной бетонной обшивкой может быть определено по следующим уравнениям (бетонные оболочки, при этом, могут быть разной толщины):

$$F_0 = \frac{1}{\nu} \cdot b \cdot f_c \cdot k_1 \quad (1)$$

$$k_1 = t_1 \cdot \left( 1 - \frac{e}{e_{\max}} \right) + t_2$$

$$e_{\max} = s - \frac{t_2}{2}$$

$$s = \frac{t_2 \cdot \frac{t_2}{2} + t_1 \cdot \left( h - \frac{t_1}{2} \right)}{(t_1 + t_2)}$$

где  $\nu$ ..... коэффициент запаса прочности

Коэффициент  $k_1$  соответствует приближению, которое учитывает нелинейные деформации бетона.

Так как толщина бетонных слоев очень мала, и допускаемые в процессе возведения зданий неточности приводят к значительным отклонениям, мы рекомендуем при проектировании трехмерных стен в общем случае принимать коэффициент запаса прочности равным 3.0 .

Помимо определения допустимой нагрузки неармированных поперечных сечений необходимо выяснить прочность на продольный изгиб тонких сжатых элементов, применяя коэффициент ослабления  $k_2$ , определяемый в соответствии с уравнением (2). Этот коэффициент учитывает во втором приближении влияние случайного эксцентриситета и прогиб стены.

$$k_2 = \left[ 1 - \frac{\lambda}{140} \cdot \left( 1 + \frac{m}{3} \right) \right] \quad (2)$$

где:

$m = \frac{e}{x}$	эксцентриситет приложения нагрузки к средней трети при рабочей нагрузке
$e = \frac{M}{F}$	наибольший эксцентриситет приложения в средней трети длины зоны продольного изгиба при рабочей нагрузке
$x = \frac{W}{A_c}$	средняя треть поперечного сечения стены, связанная с краем сжатия
$A_c = (t_1 + t_2) \cdot b$	бетонное поперечное сечение трехмерной стены
$I = b \cdot \left[ t_1 \cdot \left( h - s - \frac{t_1}{2} \right)^2 + t_2 \cdot \left( s - \frac{t_2}{2} \right)^2 + \frac{t_1^3 + t_2^3}{12} \right]$	момент инерции поперечного сечения стены
$W = \frac{I}{s}$	момент сопротивления сечения поперечного сечения стены, связанного с краем сжатия (см. уравнение (1))
$l_{ge}$	эффективная длина трехмерной стены (большая часть высоты стены)
$\lambda = \frac{l_{ge}}{r}$	гибкость
$r = \sqrt{\frac{I}{A_c}}$	радиус инерции

Таким образом, допустимая сжимающая сила для трехмерной стены определится как

$$N = k_2 \cdot N_0 \quad (3)$$

Этот простой метод приближения для определения допустимой силы сжатия в случае проектирования различных трехмерных стен (с различной толщиной бетонных оболочек и бетонных марок) применяется также другими стандартами (например, австрийским стандартом ONORM) и дает приближенные значения, которые могут приниматься рассчитанными с запасом.

Использование общего коэффициента запаса прочности  $\nu = 3.0$  также соответствует австрийским нормам ONORM B3350.

Следовательно, сжимающая сила определится по формуле

$$N = \frac{1}{3} \cdot b \cdot f_c \cdot k_1 \cdot k_2 \quad (4)$$

Этот метод приближения может использоваться только при гибкости стены  $\lambda \leq 70$ . В главе 9 показаны некоторые методы приведения длины зоны продольного изгиба под это требование.

#### 4.2.2. Продольный изгиб в случае небольших нагрузок

Если нагрузка на стену достаточно мала, то можно увеличить гибкость до значений 70 и 100. Этого можно достигнуть, пренебрегая частью бетонных оболочек за счет возрастания радиуса инерции. Однако значение эксцентриситета для определения  $k_1$  связано с размерами начального поперечного сечения стены. Из-за того, что расчетное поперечное сечение бетона уменьшается довольно быстро, этот метод можно применять только для сравнительно небольших нагрузок (например, нагрузки от кровли).

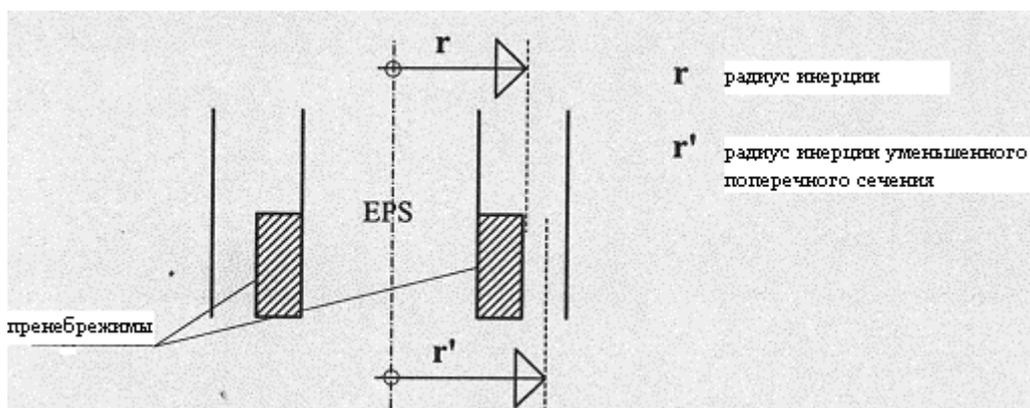


рис. 4.2.2.а. Теоретическое уменьшение поперечного сечения

На графиках, приведенных в разделе 4.6 учитывается это уменьшение для гибкости более 70. Максимальная длина зоны продольного изгиба трехмерной стены с уменьшенным поперечным сечением должна быть меньше, чем

$$l_{ge} \leq 70 \cdot h/2 = 35 \cdot h$$

Из соображений устойчивости эта гибкость рекомендуется также для несущих стен, т.е. свободностоящих ограждающих стен.

длина зоны продольного изгиба	ПП 50		ПП 100		
	толщина	40 мм	50 мм	толщина	50 мм

бетонного слоя				
$\lambda = 70$	3.25	3.64	4.97	5.35
$l_{ge} = 35 h$	4.55	5.25	6.30	7.00

таблица 4.2.2.а Рекомендуемая максимальная эффективная длина трехмерных стен в [м]

Если гибкость превышает эти значения, нужно применять более точный метод.

Рассмотренный случай применим также для учета дополнительной деформации стены из-за усилий в диагоналях, которые могут увеличить общую деформацию сечения.

### 4.2.3. Стены с асимметричным поперечным сечением

Стены заводского изготовления могут иметь различные толщины оболочек в разных местах, в отличие от стен, выполненных на месте методом торкретирования. В последнем случае поверхностная бетонная оболочка будет иметь требуемую минимальную толщину. Внутренняя бетонная оболочка представляет, в большинстве случаев, несущую часть стены и кроме этого должна быть спроектирована с учетом температурной и акустической звукоизоляции. Для достижения более высокой температурной изоляции, как показано на рис 11.5.b, более толстый внутренний бетонный слой имеет больше конструктивных преимуществ.

Метод расчета, описанный в разделе 4.2.1, может быть применен в этом случае аналогично. Для восприятия сжимающих сил может использоваться только внутренняя бетонная оболочка. Если внутренняя бетонная оболочка толще, чем 10 см, она должна рассчитываться с учетом дополнительного эксцентриситета. Можно посоветовать принимать величину эксцентриситета равную  $t_2/10$ , где  $t_2$  зависит только от толщины сжатой бетонной оболочки. По сравнению с трехмерной стеной, имеющей очень тонкие бетонные оболочки, эпюра напряжений в такой бетонной стене принимается треугольной или трапецевидной.

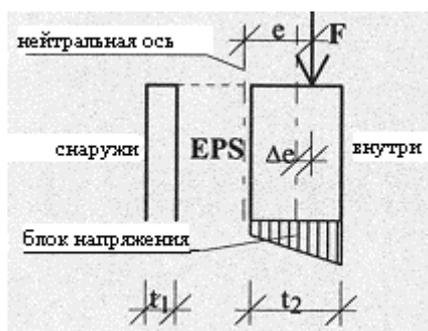


рис. 4.2.3.а Стена с асимметричным поперечным сечением.

Промежуточные значения напряжений могут быть определены методом линейной интерполяции. Тогда как толщина  $t_2$  всегда зависит от толщины

внутренней бетонной оболочки, гибкость  $\lambda$  может определяться радиусом инерции общего поперечного сечения.

### 4.3. Расчеты в соответствии с нормами ACI 18-89

Влияние гибкости может быть учтено при помощи "метода увеличения момента" по ACI 318-89, раздел 10.11.5. В этом случае расчетный момент увеличивается в зависимости от гибкости и величины вертикальной нагрузки на коэффициент  $\delta$ .

коэффициент  $\delta$  определяется по формуле

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_U}{\phi P_C}}$$

где

$P_U$  ..... максимальная расчетная нагрузка

$P_C$  ..... продольная нагрузка согласно теории Эйлера

$\phi$  ..... показатель снижения прочности = 0.70

Таким образом, продольная нагрузка согласно теории Эйлера определится по формуле

$$P_C = \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot I_E}{(l_g)^2 \times (1 + \beta_d)}$$

где

$I_E$  ..... рабочий момент инерции поперечного сечения. Он соответствует 1/5 момента инерции общего поперечного сечения (для расчета см. объяснение к формуле 2, параграф 4.2.1).

Момент умножается на полученное значение  $\delta$ . После чего внутренние усилия (момент и вертикальная нагрузка) сравниваются с несущей способностью поперечного сечения стены. В общем случае, влиянием арматуры можно пренебречь. Из-за сложности расчетов оценку расчетного соотношения производят с помощью специальных компьютерных программ (см. раздел 4.5).

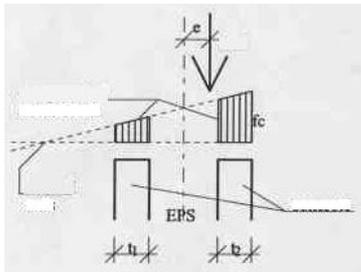


рис. 4.3.а Распределение напряжений в трехмерной стене. Эпюра напряжений может считаться линейной.

#### 4.4. Прочность на сдвиг трехмерных стен в соответствии с ACI 318-89

Особенности передачи боковых нагрузок, таких как ветровые нагрузки и сейсмические нагрузки, требуют, чтобы учитывался расчет на сдвиг стен. Особенно это становится актуальным в сейсмических регионах, где нужно приспособлять конструкцию к соответственной передаче боковых нагрузок. В этом случае использование соединительных арматурных элементов в основании с двух сторон стены является очень существенным. Расчет на сдвиг для трехмерных стен может быть выполнен с небольшими ограничениями аналогично расчету на сдвиг для армированных балок. В этой главе рассматривается конструирование стен в соответствии с положениями американского стандарта ACI. Единственное отличие по сравнению с конструкцией балки при расчете на сдвиг заключается в уменьшении рабочей высоты поперечного сечения до 80% от действительной высоты стены. При учете этого уменьшения можно конструировать сдвиг аналогичным образом по любому другому стандарту.

Расчет на сдвиг для панелей в плоскости стены производится по нижеследующим формулам:

$$V_w \leq \phi \cdot V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Верхний предел для  $V_n$  устанавливается экспериментально и принимается равным:

$$V_n \leq \frac{5}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot (t_1 + t_2) \cdot d$$

здесь

$\phi$  ..... показатель снижения прочности = 0,85  
 $d$  ..... рабочая высота, принимаемая равной 80% от горизонтальной длины стены

Нормативная прочность на сдвиг  $V_c$ , обеспечиваемая бетоном, равняется

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot (t_1 + t_2) \cdot d$$

$f_c$  в [Н/мм<sup>2</sup>]

Если усилие сдвига  $V_{wu}$  превышает значение прочности на сдвиг  $\varnothing_{Vc}$ , то нужно добавлять дополнительное армирование.

$$V_s = a_s \cdot f_y \cdot d \quad \text{прочность на сдвиг, обеспечиваемая арматурой}$$

где  $a_s$  ..... площадь арматуры на погонный метр длины. Эта

арматура должна размещаться по обеим сторонам стены в продольном и поперечном направлениях.

Пример:

Определим прочность на сдвиг трехмерной стены (длина:  $l_w = 1$  m)

сетка покрытия:	(3/50/50)	$A_s = 2 \times 1.41 \text{ cm}^2/\text{m} = 282 \text{ mm}^2/\text{m}$
марка стали:	СТ 500	$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
марка бетона:	B15	$f_c = 10.5 \text{ N/mm}^2$
толщина обоих бетонных слоев		$t_1 + t_2 = 2 \times 50 = 100 \text{ mm}$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot d \cdot b = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{10.5} \cdot 100 \cdot 0.8 = 43.2 \text{ kN}$$

$$V_s = A_s \cdot f_y \cdot d = 282 \cdot 500 \cdot 0.8 = 112.8 \text{ kN}$$

$$V_{wu} \leq \varnothing \cdot V_n = 0.85 \cdot (43.2 + 112.8) = \underline{132.6 \text{ kN}}$$

В случае действия сейсмических нагрузок, влиянием прочности бетона в суммарной прочности на сдвиг нужно пренебречь. Во время землетрясения в бетоне образуются трещины и снижают прочность на сдвиг.

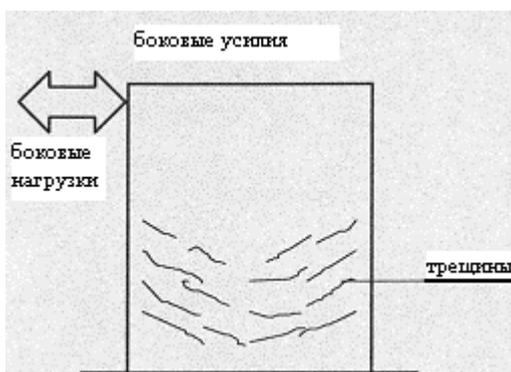


рис. 4.4.а Трещины в стене после землетрясения.

#### 4.5. Распечатка с компьютера

В данной главе показаны возможности вывода данных на печатающее устройство в программах EVG. Эти программы действуют в соответствии с

DIN и ACI и отражают данные сравнительного расчета в соответствии с ÖNORM для центральных нагрузок.

#### 4.5.1. Трехмерная стена с 50 мм ПП (DIN –1045)

ПРИМЕР 1

##### ХАРАКТЕРИСТИКИ ТРЕХМЕРНЫХ ПАНЕЛЕЙ

ТОЛЩИНА ПП	$e = 50 \text{ мм}$
ДИАМЕТР ПРОВОЛОКИ, ИСПОЛЬЗУЕМОЙ В ПОКРЫВАЮЩЕЙ СЕТКЕ	$d = 3.0 \text{ мм}$
РАЗМЕР ЯЧЕЙКИ СЕТКИ	$a = 50 \text{ мм}$
ПЛОЩАДЬ АРМАТУРЫ НА 1М ПОКРЫВАЮЩЕЙ СЕТКИ	$A_{s1} = 141 \text{ мм}^2/\text{м}$
РАССТОЯНИЕ «ПП – ПОКРЫВАЮЩАЯ СЕТКА» (13;16;19)	$d_e = 13 \text{ мм}$
ДИАМЕТР ПРОВОЛОКИ В ФЕРМАХ	$d_d = 3.8 \text{ мм}$
КОЛИЧЕСТВО ПРОВОЛОКИ ФЕРМЫ НА $\text{м}^2$	$n = 100$
ВЕС ПОКРЫВАЮЩЕЙ СЕТКИ (ОДИН СЛОЙ)	$g_g = 2.22 \text{ кг/м}^2$
ВЕС ПРОВОЛОКИ ФЕРМЫ НА $\text{м}^2$	$g_2 = 1.08 \text{ кг/м}^2$
ВЕС ТРЕХМЕРНОЙ ПАНЕЛИ НА $\text{м}^2$	$g_3 = 6.52 \text{ кг/м}^2$

##### МЕТОД ПРИБЛИЖЕНИЯ ДЛЯ ПРОЕКТИРУЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА СЖАТИЕ (DIN 1045)

ПРОЕКТИРУЕМЫЙ ПРЕДЕЛ ТЕКУЧЕСТИ СТАЛИ	$f_y = 500 \text{ Н/мм}^2$
ПРОЕКТИРУЕМАЯ ПРОЧНОСТЬ НА СЖАТИЕ БЕТОНА	$f_c = 10.5 \text{ Н/мм}^2$
ТОЛЩИНА БЕТОННОЙ ОБШИВКИ растяжение	$t_1 = 50 \text{ мм}$
ТОЛЩИНА БЕТОННОЙ ОБШИВКИ сжатие	$t_2 = 50 \text{ мм}$
СВОБОДНАЯ ДЛИНА ЭЛЕМЕНТА, РАБОТАЮЩЕГО НА СЖАТИЕ	$W_H = 2.80 \text{ м}$

ЭКЦЕНТРИСИТЕТ $e$ (мм)	ОСЕВАЯ НАГРУЗКА (допускаемая) (кН/м)	ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ (допускаемый) (кН/м)
20	153	3.1
25	138	3.5
30	125	3.7
35	112	3.9
40	99	4.0
45	88	4.0
50	77	3.8

ПРИБЛИЗИТЕЛЬНАЯ ОСЕВАЯ НАГРУЗКА ÖNORM В 3350  $P_0 = 133 \text{ кН/м}$

#### 4.5.2. Трехмерная стена с 100 мм ПП (DIN –1045)

ПРИМЕР 2

##### ХАРАКТЕРИСТИКИ ТРЕХМЕРНЫХ ПАНЕЛЕЙ

ТОЛЩИНА ПП	$e = 100 \text{ мм}$
------------	----------------------

ДИАМЕТР ПРОВОЛОКИ, ИСПОЛЬЗУЕМОЙ В ПОКРЫВАЮЩЕЙ СЕТКЕ	$d=3.0\text{мм}$
РАЗМЕРЯЧЕЙКИ СЕТКИ	$a=50\text{мм}$
ПЛОЩАДЬ АРМАТУРЫ НА 1м ПОКРЫВАЮЩЕЙ СЕТКИ	$A_{s1}=141\text{мм}^2/\text{м}$
РАССТОЯНИЕ «ПП – ПОКРЫВАЮЩАЯ СЕТКА» (13;16;19)	$d_e=13\text{мм}$
ДИАМЕТР ПРОВОЛОКИ В ФЕРМАХ	$d_d=3.8\text{мм}$
КОЛИЧЕСТВО ПРОВОЛОКИ ФЕРМЫ НА $\text{м}^2$	$n = 100$
ВЕС ПОКРЫВАЮЩЕЙ СЕТКИ (ОДИН СЛОЙ)	$g_g=2.22\text{кг}/\text{м}^2$
ВЕС ПРОВОЛОКИ ФЕРМЫ НА $\text{м}^2$	$g_2=1.48\text{кг}/\text{м}^2$
ВЕС ТРЕХМЕРНОЙ ПАНЕЛИ НА $\text{м}^2$	$g_3=7.92\text{кг}/\text{м}^2$

### МЕТОД ПРИБЛИЖЕНИЯ ДЛЯ ПРОЕКТИРУЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА СЖАТИЕ (DIN 1045)

ПРОЕКТИРУЕМЫЙ ПРЕДЕЛ ТЕКУЧЕСТИ СТАЛИ	$f_y=500\text{Н}/\text{мм}^2$
ПРОЕКТИРУЕМЫЙ ПРЕДЕЛ СЖАТИЯ БЕТОНА	$f_c=10.5\text{Н}/\text{мм}^2$
ТОЛЩИНА БЕТОННОЙ ШТУКАТУРКИ растяжение	$t_1=50\text{мм}$
ТОЛЩИНА БЕТОННОЙ ШТУКАТУРКИ сжатие	$t_2=50\text{мм}$
СВОБОДНАЯ ДЛИНА ЭЛЕМЕНТА, РАБОТАЮЩЕГО НА СЖАТИЕ	$W_H=2.80\text{м}$

ЭКЦЕТРИСИТ ЕТ е (мм)	ОСЕВАЯ НАГРУЗКА (допускаемая) (кН/м)	ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ (допускаемый) (кН/м)
30	194	5.8
38	179	6.7
45	164	7.4
53	150	7.9
60	136	8.2
68	123	8.3
75	110	8.2

ПРИБЛИЗИТЕЛЬНАЯ ОСЕВАЯ НАГРУЗКА  $\ddot{O}NORM$  В 3350 РО = 231 кН/м

### **4.5.3. Трехмерная стена с 50 мм ПП (АСІ 318)**

ПРИМЕР 3

### ХАРАКТЕРИСТИКИ ТРЕХМЕРНЫХ ПАНЕЛЕЙ

ХАРАКТЕРНЫЙ ПРЕДЕЛ ТЕКУЧЕСТИ СТАЛИ	$f_y=500.0\text{Н}/\text{мм}^2$
ХАРАКТЕРНАЯ ПРОЧНОСТЬ НА СЖАТИЕ БЕТОНА	$f_c=10.5\text{Н}/\text{мм}^2$
ДИАМЕТР ПРОВОЛОКИ, ИСПОЛЬЗУЕМОЙ В ПОКРЫВАЮЩЕЙ СЕТКЕ	$d=3.0\text{мм}$
РАЗМЕР СЕТКИ	$a=50\text{мм}$
РАССТОЯНИЕ ПП – ПОКРЫВАЮЩАЯ СЕТКА (13;16;19)	$d_e=13\text{мм}$
ДИАМЕТР ПРОВОЛОКИ В ФЕРМАХ	$d_d=3.8\text{мм}$
КОЛИЧЕСТВО ПРОВОЛОКИ ФЕРМЫ НА 1 $\text{м}^2$	$n=100$
ВЕС ПОКРЫВАЮЩЕЙ СЕТКИ (ОДИН СЛОЙ)	$g_g=2.22\text{кг}/\text{м}^2$
ВЕС ПРОВОЛОКИ ФЕРМЫ НА 1 $\text{м}^2$	$g_2=0.99\text{кг}/\text{м}^2$
ВЕС ТРЕХМЕРНОЙ ПАНЕЛИ НА $\text{м}^2$	$g_3=6.43\text{кг}/\text{м}^2$
ТОЛЩИНА ПП	$e=50\text{мм}$

ТОЛЩИНА БЕТОННОЙ ШТУКАТУРКИ растяжение	$t_1=50\text{мм}$
ТОЛЩИНА БЕТОННОЙ ШТУКАТУРКИ сжатие	$t_2=50\text{мм}$
ПЛОЩАДЬ СТАЛИ НА 1м ПОКРЫВАЮЩЕЙ СЕТКИ	$A_{s1}=141\text{мм}^2/\text{м}$
РАССТОЯНИЕ ОТ СЖАТОГО ВОЛОКНА ДО СТАЛИ	$d_1=118\text{мм}$

### КОНСТРУКЦИОННЫЕ ПРОЧНОСТИ ТРЕХМЕРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В СООТВЕТСТВИИ С АСІ 318-95

ПРОЧНОСТЬ НА ПРОГИБ ТРЕХМЕРНЫХ ПЛИТ	$M_u=6.9\text{кНм/м}$
ПРОЧНОСТЬ НА СДВИГ ДЛЯ ТРЕХМЕРНЫХ ПЛИТ	$V_u=17.4\text{кН/м}$
ПРОЧНОСТЬ НА СДВИГ ДЛЯ ТРЕХМЕРНЫХ СТЕН (В ПЛОСКОСТИ)	$V_{wu}=143.5\text{кН/м}$

### РАСЧЕТ ТРЕХМЕРНЫХ ПЛИТ ПРИ СЖАТИИ (МЕТОД УВЕЛИЧЕНИЯ МОМЕНТА, Глава 10.11.5)

СВОБОДНАЯ ДЛИНА ЭЛЕМЕНТА, РАБОТАЮЩЕГО НА СЖАТИЕ (м)	$l_u=2.8$
ОТНОШЕНИЕ МАКСИМАЛЬНОЙ ОСЕВОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ К МАКСИМАЛЬНОЙ ОСЕВОЙ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКЕ	$B_d=0.7$

КОЭФФИЦИЕНТ УВЕЛИЧЕНИЯ МОМЕНТА $\delta$	РАСЧЕТНАЯ ОСЕВАЯ НАГРУЗКА $P_u$ (кН/м)	ФАКТИЧЕСКИЙ ДОПУСТИМЫЙ МОМЕНТ $M_{\max}$ (кН/м)	ЭКЦЕТРИЦИТЕТ $e$ (мм)
1.252	87	5.7	65
1.368	116	6.3	55
1.506	145	6.7	47
1.676	174	6.9	40
1.888	203	6.9	34
2.162	232	6.6	29

#### **4.5.4. Трехмерная стена с 100 мм ПП (АСІ 318)**

##### ПРИМЕР 4

### ХАРАКТЕРИСТИКИ ТРЕХМЕРНЫХ ПАНЕЛЕЙ

ХАРАКТЕРНЫЙ ПРЕДЕЛ ТЕКУЧЕСТИ СТАЛИ	$f_y=500.0\text{Н/мм}^2$
ХАРАКТЕРНАЯ ПРОЧНОСТЬ НА СЖАТИЕ БЕТОНА	$f_c=10.5\text{Н/мм}^2$
ДИАМЕТР ПРОВОЛОКИ, ИСПОЛЬЗУЕМОЙ В ПОКРЫВАЮЩЕЙ СЕТКЕ	$d=3.0\text{мм}$
РАЗМЕР СЕТКИ	$a=50\text{мм}$
РАССТОЯНИЕ ПП – ПОКРЫВАЮЩАЯ СЕТКА (13;16;19)	$d_e=13\text{мм}$
ДИАМЕТР ПРОВОЛОКИ В ФЕРМАХ	$d_d=3.8\text{мм}$
КОЛИЧЕСТВО ПРОВОЛОКИ ФЕРМЫ НА 1 м <sup>2</sup>	$n=100$
ВЕС ПОКРЫВАЮЩЕЙ СЕТКИ (ОДИН СЛОЙ)	$g_g=2.22\text{кг/м}^2$
ВЕС ПРОВОЛОКИ ФЕРМЫ НА 1 м <sup>2</sup>	$g_2=1.40\text{кг/м}^2$
ВЕС ТРЕХМЕРНОЙ ПАНЕЛИ НА 1 м <sup>2</sup>	$g_3=7.83\text{кг/м}^2$
ТОЛЩИНА ПП	$e=100\text{мм}$
ТОЛЩИНА БЕТОННОЙ ШТУКАТУРКИ растяжение	$t_1=50\text{мм}$
ТОЛЩИНА БЕТОННОЙ ШТУКАТУРКИ сжатие	$t_2=50\text{мм}$
ПЛОЩАДЬ СТАЛИ НА 1м ПОКРЫВАЮЩЕЙ СЕТКИ	$A_{S1}=141\text{мм}^2/\text{м}$

РАССТОЯНИЕ ОТ СЖАТОГО ВОЛОКНА ДО СТАЛИ

$d_1=168\text{мм}$

### КОНСТРУКЦИОННЫЕ ПРОЧНОСТИ ТРЕХМЕРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В СООТВЕТСТВИИ С АСІ 318-95

ПРОЧНОСТЬ НА ПРОГИБ ТРЕХМЕРНЫХ ПЛИТ

$M_u=9.9\text{кНм/м}$

ПРОЧНОСТЬ НА СДВИГ ДЛЯ ТРЕХМЕРНЫХ ПЛИТ

$V_u=24.8\text{кН/м}$

ПРОЧНОСТЬ НА СДВИГ ДЛЯ ТРЕХМЕРНЫХ СТЕН (В ПЛОСКОСТИ)  $V_{wu}=143.5\text{кН/м}$

### РАСЧЕТ ТРЕХМЕРНЫХ ПЛИТ ПРИ СЖАТИИ

(МЕТОД УВЕЛИЧЕНИЯ МОМЕНТА, Глава 10.11.5)

СВОБОДНАЯ ДЛИНА ЭЛЕМЕНТА, РАБОТАЮЩЕГО НА СЖАТИЕ (м)

$l_u=2.8$

ОТНОШЕНИЕ МАКСИМАЛЬНОЙ ОСЕВОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ К

МАКСИМАЛЬНОЙ ОСЕВОЙ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКЕ

$B_d=0.7$

КОЭФФИЦИЕНТ УВЕЛИЧЕНИЯ МОМЕНТА $\delta$	РАСЧЕТНАЯ ОСЕВАЯ НАГРУЗКА $P_u$ (кН/м)	ФАКТИЧЕСКИЙ ДОПУСТИМЫЙ МОМЕНТ $M_{\max}$ (кН/м)	ЭКЦЕТРИЦИТЕТ $e$ (мм)
1.103	87	8.5	98
1.143	116	10.1	88
1.185	145	11.6	80
1.230	174	12.9	74
1.279	203	14.1	70
1.333	232	15.1	65
1.390	261	15.9	61
1.453	289	16.6	57
1.522	318	17.2	54
1.598	347	17.5	50
1.682	376	17.7	47
1.775	405	17.8	44
1.880	434	17.9	41
1.997	463	16.8	36
2.129	492	15.0	39
2.281	521	13.3	25

#### **4.6. Графики в соответствии с DIN 1045**

В данном разделе приводятся допустимые вертикальные нагрузки, определенные в соответствии с методом приближения DIN 1045, глава 17.9. Все графики определялись исходя из следующих исходных данных:

коэффициент запаса прочности  $\nu = 3.0$

марка бетона

$f_c = 10.5 \text{ N/мм}^2$  (= B15)

Для определения допустимой вертикальной нагрузки требуются следующие величины:

$$\lambda = l g_e / r$$

где  $l g_e$  = свободная длина элементов, работающих на сжатие  
 $r$  = радиус инерции

$$e = M / N$$

где  $M$  = изгибающий момент  
 $N$  = вертикальное усилие

Точка пересечения графической кривой эксцентриситета  $e$  и гибкости  $\lambda$  определяет силу  $F$  для принятой марки бетона. Для других марок бетона допустимая нагрузка на стену равняется:

$$F' = \frac{F \cdot f_c}{10.5}$$

где  $F$  ..... значение силы по графику

Пример:

В15 ( $f_c = 10.5 \text{ Н/мм}^2$ )                      коэффициент запаса прочности = 3.0  
высота стены = 2.80 м                      эффективная длина  $l g_e = 1.0$ ; х высота = 2.80 м  
толщина стены = 50 + 100 + 50 мм = 200 мм (2 х 50 мм бетона; 100 мм ПП)  
внутренняя стена (случайный эксцентриситет  $e_1 = 30$  мм)

радиус инерции  $r = 76.4$  мм;       $\lambda = 2800 / 76.4 = 36.7$

нагрузки:                       $F = 120 \text{ кН/м}$   
    $M = 3.00 \text{ кНм/м}$   
    $e_0 = M / N = 25 \text{ мм}$

Общий эксцентриситет равняется  $e = e_0 + e_1 = 30 \text{ мм} + 25 \text{ мм} = 55 \text{ мм}$ .  
Согласно графику максимально допустимое вертикальное усилие равняется примерно 145 кН/м.

$$F_{adm} = 145 \text{ кН/м} > F_{existing}$$

Следовательно, стена отвечает требованиям по прочности.

#### 4.6.1 Толщина стены = 40 + 50 + 40 мм.

Радиус инерции  $r = 46,5$  мм; максимальный эксцентриситет  $e_{\max} = 45$  мм.

#### ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

( $f_c = 10,5$  N/мм<sup>2</sup>; коэффициент запаса прочности = 3,0)

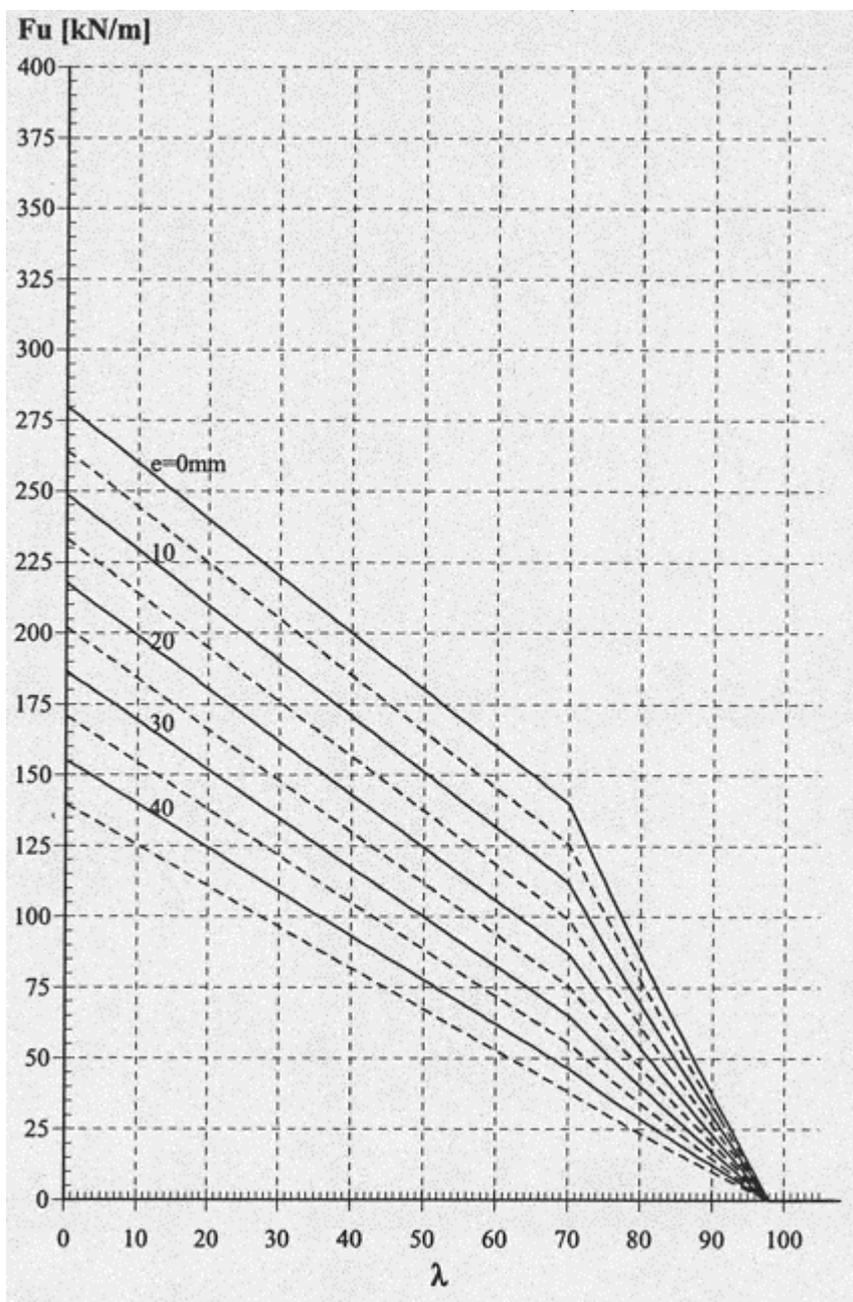


Диаграмма 4.6.1. а. Допустимая вертикальная нагрузка (40 + 50 + 40 мм.)

#### 4.6.2 Толщина стены = 50 + 50 + 50 мм.

Радиус инерции  $r = 52,0$  мм., максимальный эксцентриситет  $e_{\max} = 50$  мм.

#### ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

( $f_c = 10,5$  N/мм<sup>2</sup>; коэффициент запаса прочности = 3,0)

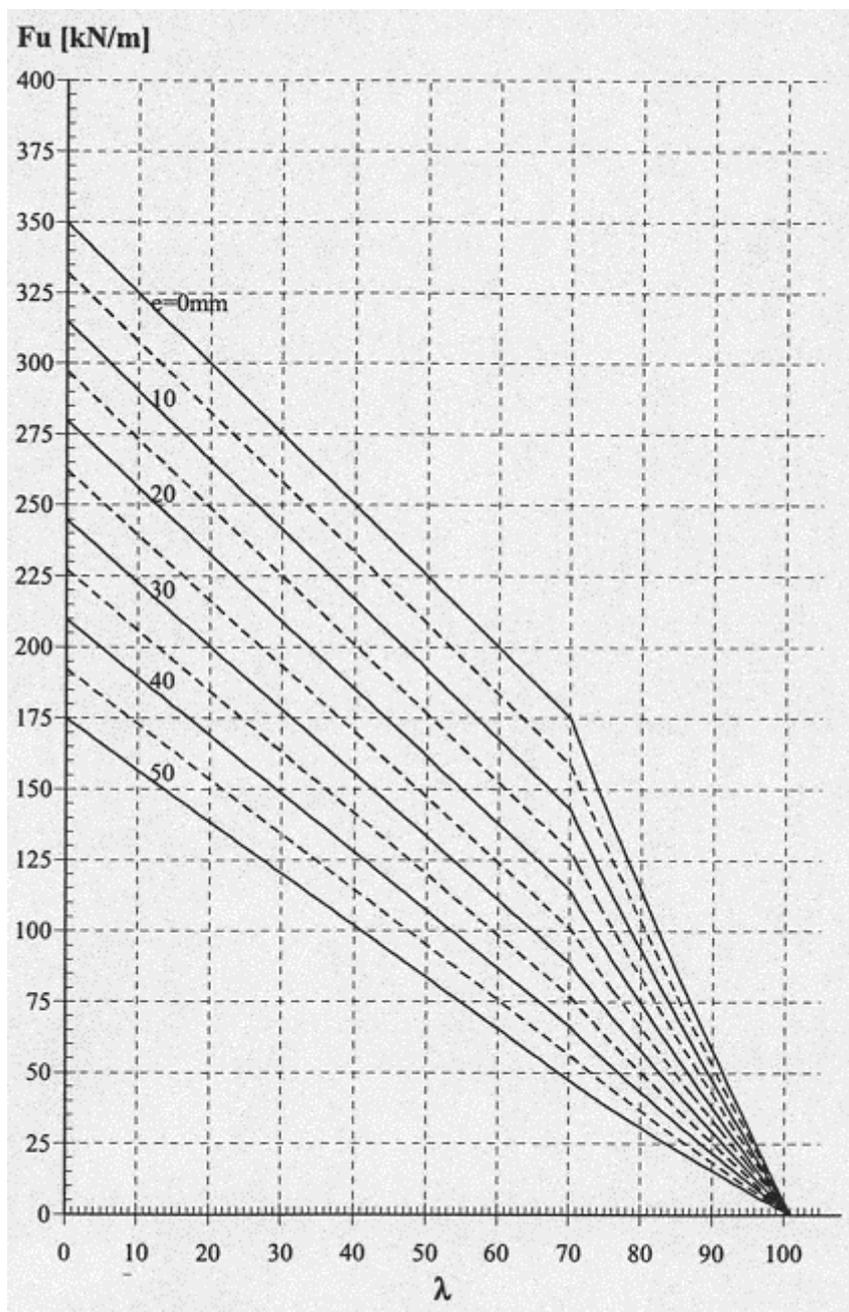


Диаграмма 4.6.2.а. Допустимая вертикальная нагрузка (50 + 50 + 50 мм.)

### 4.6.3 Толщина стены = 40 + 50 + 90 мм.

Радиус инерции  $r = 57,7$  мм, максимальный эксцентриситет  $e_{\max} = 35$  мм.

#### ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

( $f_c = 10,5$  N/мм<sup>2</sup>; коэффициент запаса прочности = 3,0)

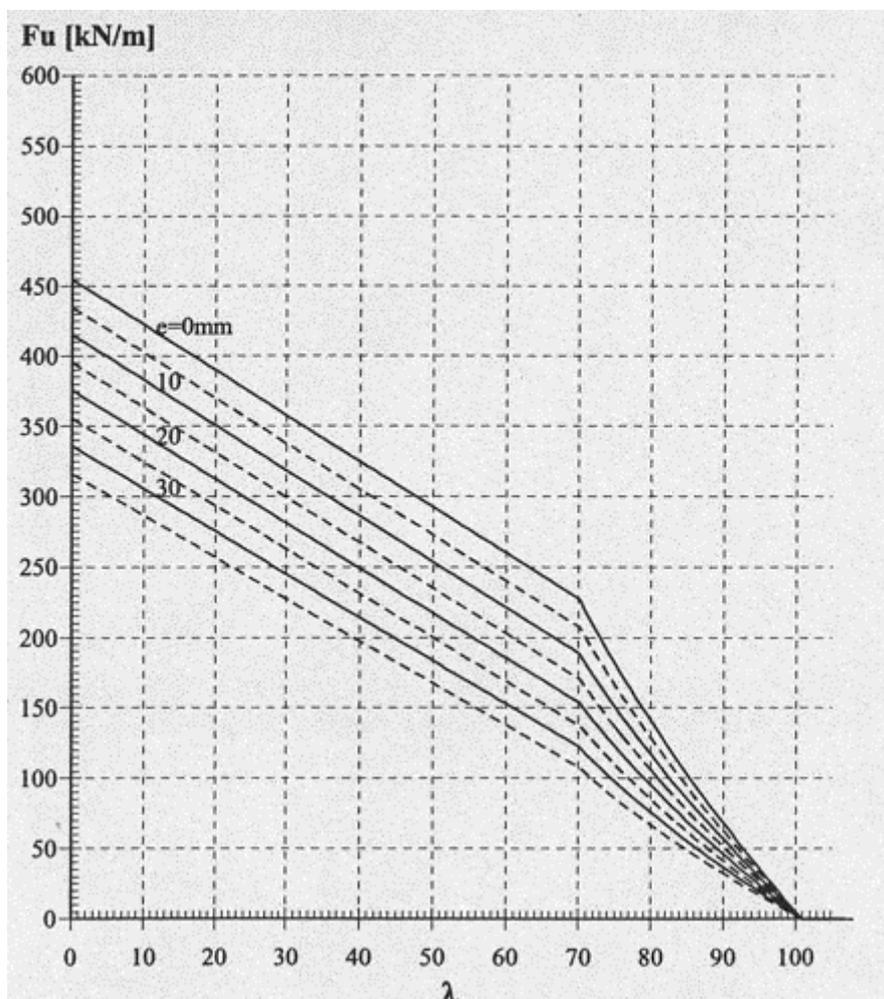


Диаграмма 4.6.3.а. Допустимая вертикальная нагрузка (40 + 50 + 90 мм.)

#### 4.6.4 Толщина стены = 50 + 50 + 100 мм.

Радиус инерции  $r = 64,0$  мм, максимальный эксцентриситет  $e_{\max} = 42$  мм.

#### ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

( $f_c = 10,5$  N/мм<sup>2</sup>; коэффициент запаса прочности = 3,0)

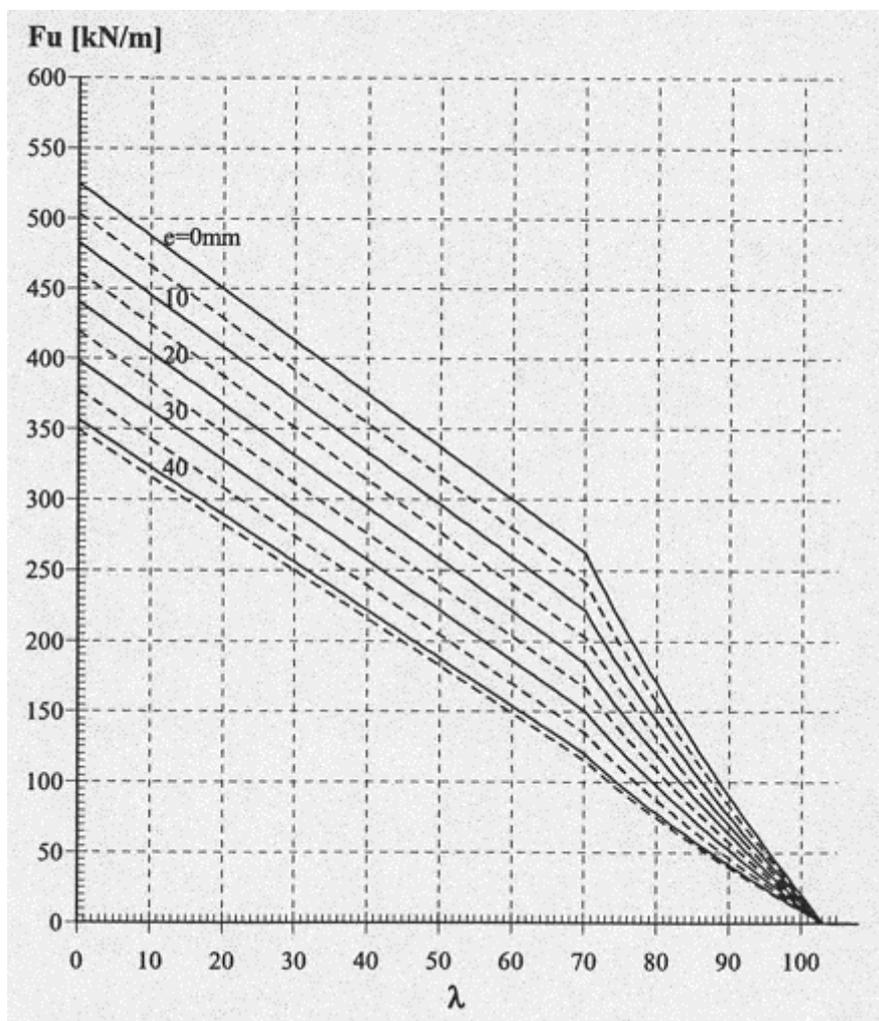


Диаграмма 4.6.4.а. Допустимая вертикальная нагрузка (50 + 50 + 100 мм.)

#### 4.6.5 Толщина стены = 40 + 100 + 40 мм.

Радиус инерции  $r = 70,9$  мм, максимальный эксцентриситет  $e_{\max} = 70$  мм.

#### ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

( $f_c = 10,5$  N/мм<sup>2</sup>; коэффициент запаса прочности = 3,0)

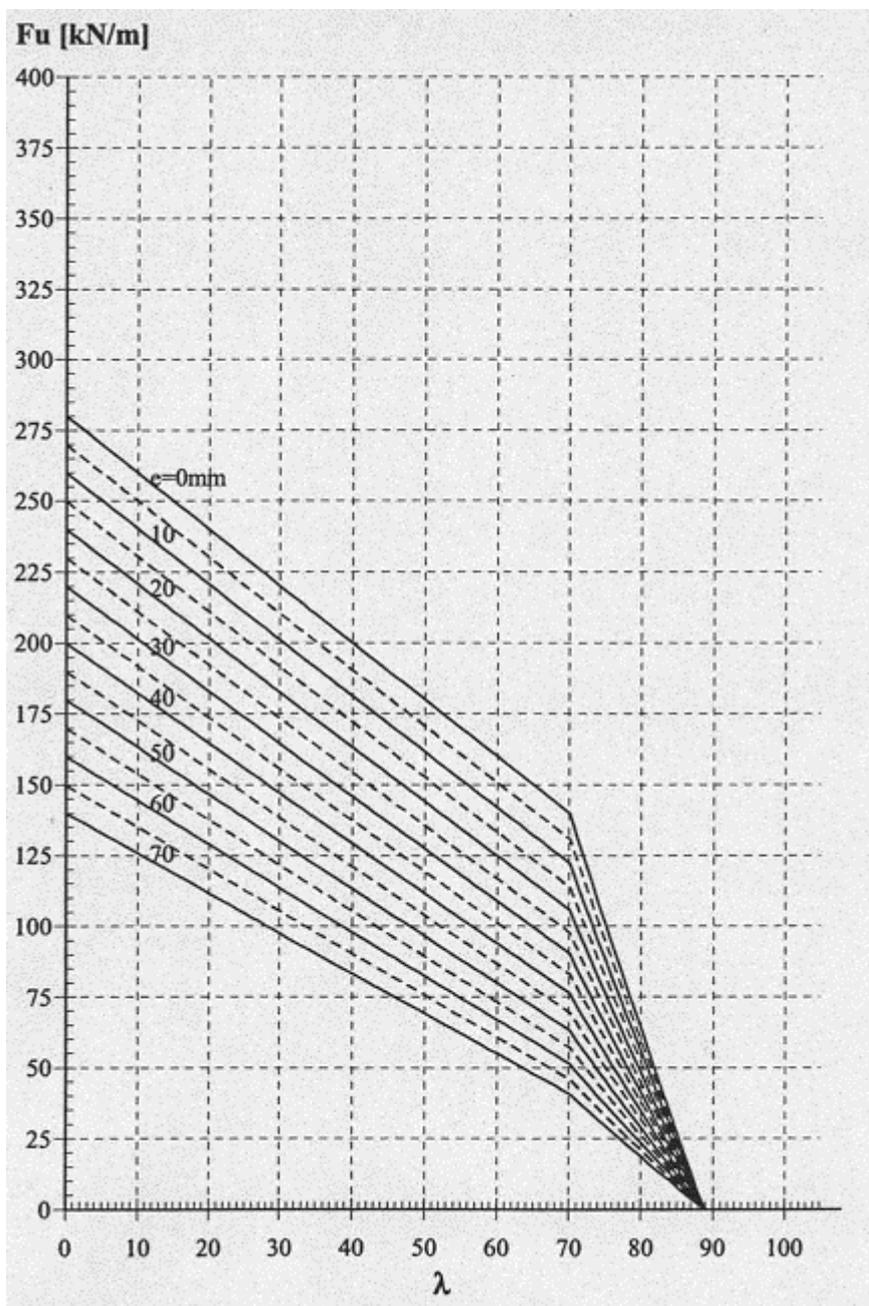


Диаграмма 4.6.5.а. Допустимая вертикальная нагрузка (40 + 100 + 40 мм.)

#### 4.6.6 Толщина стены = 50 + 100 + 50 мм.

Радиус инерции  $r = 76,4$  мм, максимальный эксцентриситет  $e_{\max} = 75$  мм.

#### ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

( $f_c = 10,5$  N/мм<sup>2</sup>; коэффициент запаса прочности = 3,0)

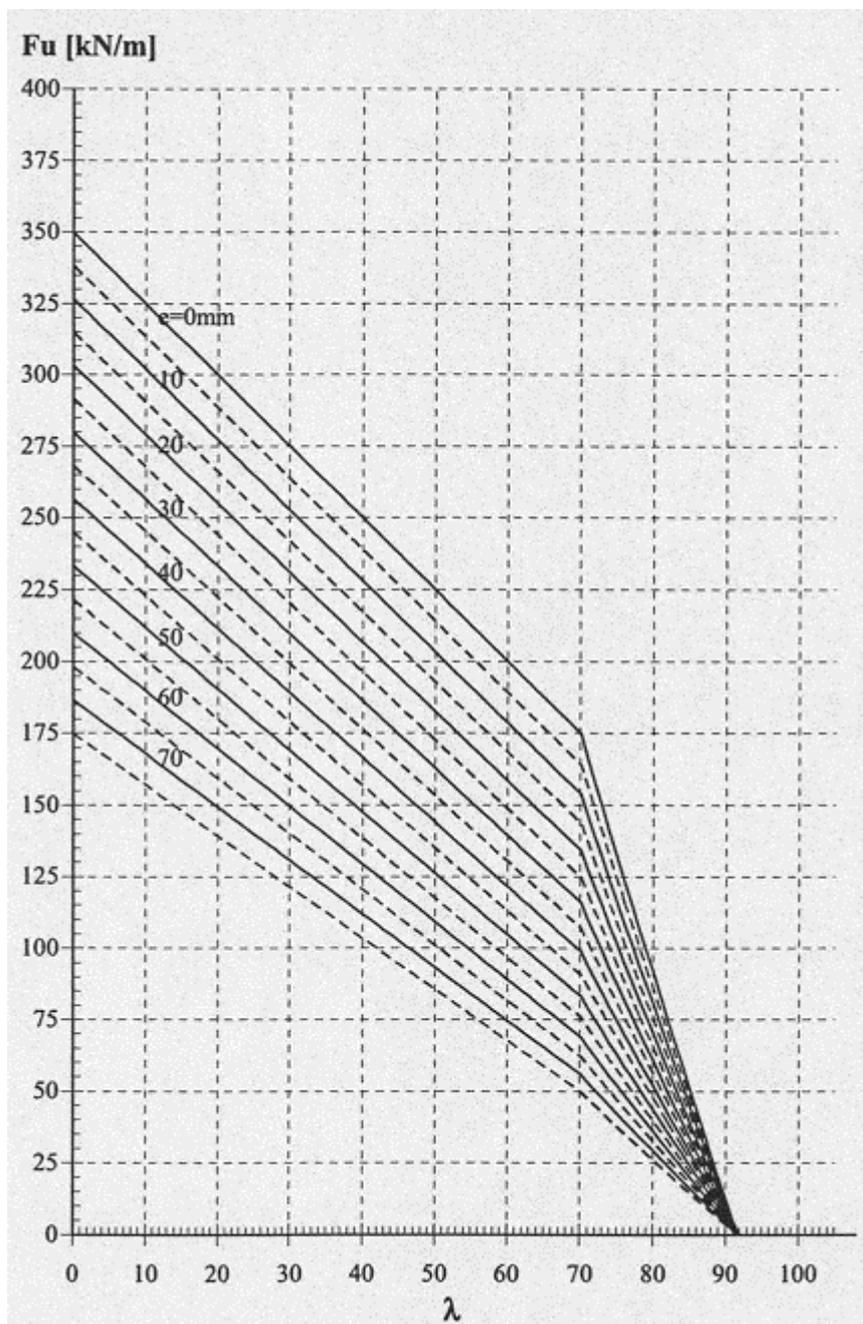


Диаграмма 4.6.6.а. Допустимая вертикальная нагрузка (50 + 100 + 50 мм.)

#### 4.7 Расчетные таблицы, соответствующие стандарту DIN.

Следующие сокращенные таблицы относятся к стенам с общим эксцентриситетом 30мм.

Бетон с пределом прочности при сжатии  $14,5 \text{ N/mm}^2$  не применяется в DIN, хотя и широко используется. Это бетон марки В20.

марка бетона [N/mm <sup>2</sup> ]	допустимая осевая нагрузка P [N/m] для трехмерных стен эффективная длина стены [m]													
	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.20	4.40	4.60	4.80	5.00	5.20
10.5	90	82	75	67	57	46	36	26	17	7	0	0	0	0
14.5	124	113	103	93	79	64	50	36	23	10	0	0	0	0
17.5	149	137	124	112	95	77	60	44	28	12	0	0	0	0

Таблица 4.2а 40 мм. бетон + 50 мм. пенополистирол + 40 мм. бетон

марка бетона [N/mm <sup>2</sup> ]	допустимая осевая нагрузка P [N/m] для трехмерных стен эффективная длина стены [m]													
	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.20	4.40	4.60	4.80	5.00	5.20
10.5	133	125	116	108	99	90	86	84	81	79	77	76	74	73
14.5	184	172	160	149	137	125	119	115	112	109	107	104	102	100
17.5	222	208	194	179	165	151	144	139	135	132	129	126	124	121

Таблица 4.2б 50 мм. бетон + 50 мм. пенополистирол + 50 мм. бетон

марка бетона [N/mm <sup>2</sup> ]	допустимая осевая нагрузка P [N/m] для трехмерных стен эффективная длина стены [m]													
	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.20	4.40	4.60	4.80	5.00	5.20
10.5	152	147	142	136	131	126	121	116	110	105	100	95	88	74
14.5	210	203	196	188	181	174	167	160	152	145	138	131	121	102
17.5	254	245	236	227	219	210	201	193	184	175	166	158	146	123

Таблица 4.2в 40 мм. бетон + 100 мм. пенополистирол + 40 мм. бетон

марка бетона [N/mm <sup>2</sup> ]	допустимая осевая нагрузка P [N/m] для трехмерных стен эффективная длина стены [m]													
	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.20	4.40	4.60	4.80	5.00	5.20
10.5	200	194	188	182	176	170	163	157	151	145	139	133	127	120
14.5	277	268	260	251	243	234	226	217	209	200	192	183	175	166
17.5	334	324	313	303	293	283	272	262	252	242	231	221	211	201

Таблица 4.2г 50 мм. бетон + 100 мм. пенополистирол + 50 мм. бетон

## 5. Балки и высокие балки (балки-стенки)

### УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

a.....	расстояние между опорами
$\alpha$ .....	угол наклона
$a_s$ .....	площадь арматуры на единицу длины
$A_s$ .....	общая площадь армирования
d.....	эффективная толщина
$d_p$ .....	высота балки
$f_c$ .....	нормативная прочность бетона на сжатие
$f_y$ .....	нормативный предел текучести стали
lg.....	длина пролета
$M_{MAX}$ .....	максимальный момент от действующей нагрузки
q.....	равномерно распределенная нагрузка
$\sigma_1$ .....	диагональное напряжение при растяжении (по $\sigma_{NORM}$ )
s.....	толщина опоры высокой балки
$\tau$ .....	напряжение при сдвиге от действующей нагрузки
$\tau_{02/03}$ .....	предельные напряжения при сдвиге (согласно DIN)
$t_1$ .....	толщина внешней бетонной стены (граница растянутой зоны)
$t_2$ .....	толщина внутренней бетонной стены (граница сжатой зоны)
$V_{MAX}$ .....	максимальное усилие сдвига от действующей нагрузки
x.....	высота сжатой зоны изгибаемых элементов конструкции
z.....	плечо внутренних сил

#### Основные сведения

Трехмерные элементы стены рассчитываются как балки при выполнении проемов в стенах. Возможны три конструктивных решения.

1. Трехмерная панель может нести нагрузку без дополнительного армирования.
2. Трехмерная панель требует дополнительного армирования.
3. Вместо трехмерной панели необходимо применить обычную конструкцию из железобетона.

В следующих главах будет рассматриваться несущая способность тонких балок (с(без) дополнительного армирования) и применение балок-стенок, выполненных из трехмерных элементов.

## 5.1 Балки

Балки из трехмерных панелей конструируются так же, как и обычные балки из железобетона. По практическим соображениям несколько ограничено расположение арматуры, работающей на срез. Вследствие малой толщины бетонного слоя размещение арматуры, работающей на срез, в вертикальном и горизонтальном направлении невозможно, так как не обеспечивается требуемый защитный слой из бетона. По той же самой причине ограничено использование наклонной арматуры, работающей на срез. Поэтому рекомендуется рассматривать предел прочности при сдвиге как ограничивающее значение для использования 3D панелей в качестве балок.

Другим фактором, ограничивающим использование 3D панелей как балок, является необходимость введения дополнительной арматуры, работающей на изгиб. Вследствие того, что арматура в трехмерной панели распределена по всей ее высоте сечения картина изгиба отличается от обычной.

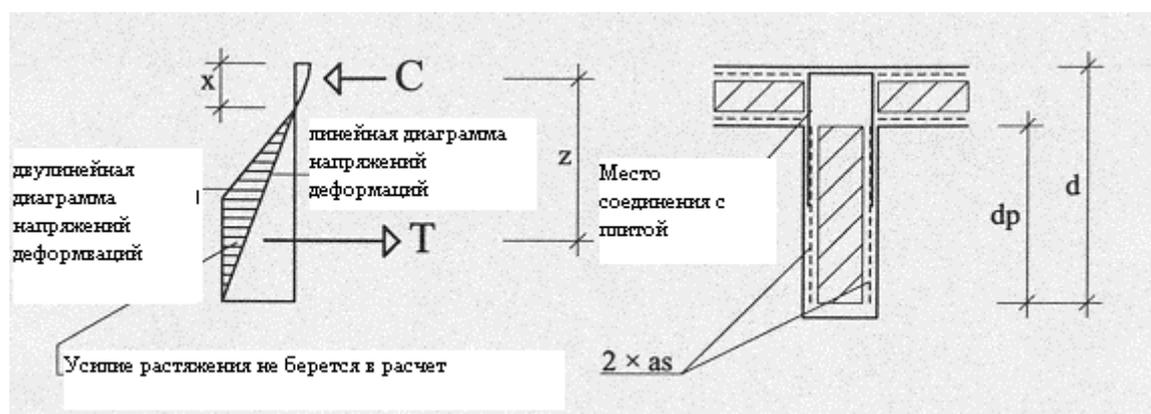


Рисунок 5.1.а. Модель балки

Так как базовое армирование панели очень невелико, деформация сжатия бетона всегда будет меньше 0,5%. Для простоты диаграмма напряжений-деформаций стали предполагается линейной. Поэтому есть некоторый запас прочности, и вычисление проверки диагонального растягивающего напряжения может быть опущено

Для обычных поперечных сечений с относительно небольшой площадью армирования панелей может использоваться следующее приближение:

$x$  ..... максимум  $0,10 d$

$z$  ..... приблизительно  $2/3d$

Однако, эти значения применимы лишь тогда, когда панель почти полностью находится в растянутой зоне ( $d_p \sim d - x$ ). Значение  $x$  уменьшается с увеличением ширины сжатого пояса и прочности бетона. Значение  $0,10 d$  соответствует ширине 20 см и прочности бетона  $10,5 \text{ N/mm}^2$ , а также обычному армированию панели ( $2 \times 1,41 \text{ cm}^2/\text{m}$  и ST500). Как правило, эти значения отражают наиболее невыгодную из возможных ситуаций.

Таблица моментов была рассчитана исходя из следующих параметров:

- линейная диаграмма напряжений-деформаций
- качество бетона = В15 ( $f_c = 10,5 \text{ N/mm}^2$ )
- ширина сжатого пояса = 20см.
- общий запас прочности = 1,75

В соответствие с этой таблицей, допустимый момент составляет:

$$M = 2 \cdot a_s \cdot f_y \cdot d^2 \cdot m_e / 1.75 = 80.6 \text{ kN/m} \cdot d^2 \cdot m_e$$

$d_p/d$	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1
$m_e$	0.30	0.30	0.30	0.29	0.27	0.25	0.21	0.16	0.09

таблица 5.1. коэффициенты момента  $m_e$

Соотношение  $d_p/d > 0.9$  равнозначно  $d_p/d = 0.9$ . Промежуточные значения могут интерполироваться линейно. Таблица 5.1.b показывает допустимые моменты без дополнительного усиления для высоты перемычки от 30 до 100 см. Высота  $d$  применяется согласно рис. 5.1.a, и включается в рабочую высоту, учитывая допустимую толщину панели перекрытия 20 см. В случае меньшей толщины панели перекрытия, результаты будут отличаться от стандартных случаев изгиба.

$d[\text{см}]$	30	40	50	60	70	80	90	100
$M [\text{kNm}]$	1.60	3.48	5.84	8.70	11.84	15.47	19.58	24.17

Таблица 5.1 .b Допустимые моменты для объемных балок без дополнительного усиления [kNm]

Если допустимый момент превышен, необходимо применять дополнительное армирование. Однако это отражается в изменении распределения внутренних сил таким образом, что необходимо принимать меньшую допустимую нагрузку армирования панели (расширение зоны сжимающих напряжений равно уменьшению зоны растягивающих напряжений). Наша рекомендация относительно ограничения деформации сжатия трехмерных плит (2 %) не применима к балкам. Определение параметров может быть произведено в соответствии с DIN при следующих допущениях:

Максимальная деформация сжатия бетона 3.5 %

Максимальная деформация стали 5.0 %

В отдельных случаях высота зоны растяжения может быть уменьшена приблизительно до 60 % от рабочей высоты балки. Отсюда значение для  $d_p/d > 0.6$  равнозначно  $d_p/d = 0.6$ . Допустимый момент может быть принят, как 2/3

момента по таблицам 5.1.a и 5.1.b. Однако значение сопротивления изгибу может быть определено только тогда, когда касательное напряжение соответствует классу 1 по стандарту DIN 1045 ( $\tau_0 < \tau_{012}$ ). Это означает, что максимальное значение касательного напряжения для бетона марки B15 составляет 0.50 N/мм<sup>2</sup> и 0.75 N/мм<sup>2</sup> – для марки B25. В случае большего касательного напряжения для его компенсации необходимо дополнительное армирование панели.

Пример: Балка с общей высотой 50 см  
 Заданный момент: 7.00 kNm  
 Допустимый момент составляет  $2/3 \cdot 5.84 = 3.90$  kNm  
 Необходимо дополнительное армирование:  $7.00 - 3.90 = 3.10$  kNm

Из-за недостаточного сопротивления изгибающему моменту не допускается использование объемных балок без дополнительного армирования в качестве перемычек окон и дверей при определенном соотношении между высотой и длиной. Если это соотношение выходит за границы значений, указанных в таблице 5.1.c, то такая перемычка не может больше считаться простой балкой. В этом случае мы имеем дело с балкой-стенкой, как описано в разделе 5.2.

Сопротивление изгибу объемных перемычек без дополнительного армирования увеличивается лишь незначительно в случаях, когда превышены предельные значения моментов таблиц 5.2.a или 5.2.b. В частности, потому, что высота зоны растяжения в изгибающихся элементах достаточно мала. Большие трещины (разрывы) образуются в балках-стенках с неоднородными поперечными сечениями. Поэтому балки-стенки конструируются из предположения сплошного поперечного сечения. Поэтому расчет несущей способности объемных балок без дополнительного армирования предполагает уменьшенную высоту в соответствии с таблицей 5.1.c :

Простая балка	$d_{MAX} = 0.5 \times \text{длину}$
Неразрезная балка (крайняя)	$d_{MAX} = 0.4 \times \text{длину}$
Неразрезная балка (средняя)	$d_{MAX} = 0.3 \times \text{длину}$
Консольная балка	$d_{MAX} = 1.0 \times \text{длину}$

таблица 5.1.c Рекомендуемая конструктивная высота тонких объемных балок

## 5.2. Балки –стенки.

В соответствии с DIN 1045, тонкие балки считаются балками-стенками, если  $d/l_0$  превышает значение 0.5. В данном случае  $d$  – это рабочая высота высокой балки, а  $l_0$  – расстояние между точками опоры, вычисленных в соответствии с традиционным расчетом конструкций. Это выражено в следующих соотношениях определения балок-стенок:

Простая балка	$d > \text{или} = 0.5 \times \text{на длину}$
---------------	---

Неразрезная балка (крайняя)	$d > \text{или} = 0.4 \times \text{на длину}$
Неразрезная балка (средняя)	$d > \text{или} = 0.3 \times \text{на длину}$
Консольная балка	$d > \text{или} = 1.0 \times \text{на длину}$

таблица 5.2.a Предельные значения для высоких балок в соответствии с DIN

В следующем разделе рассмотрено проектирование простой и усиленной конструкции балок-стенок. Как правило, эти данные базируются на требованиях стандарта DIN 1045. Требования американского стандарта ACI применительно к параметрам тонких балок существенно отличаются от них. Код ACI дает два определения для высоких изгибаемых элементов. Для изгиба предел высота/длина составляет 0.4 - для неразрезных пролетов или 0.8 - для простых. Для направляющих соотношение высота/длина составляет 0.2.

Тип пролета	Изгиб	направляющая
Простой	глубина/длина $> \text{или} = 0.8$	глубина/длина $> \text{или} = 0.2$
Неразрезной	глубина/длина $> \text{или} = 0.4$	глубина/длина $> \text{или} = 0.2$

таблица 5.2b Предельные значения для высоких балок в соответствии с ACI

### 5.2.1. Изгиб

Моменты рассчитываются в соответствии с правилами традиционных методик расчета конструкций. Дальнейший расчет растянутой арматуры должен проводиться с учетом уменьшения плеча равнодействующей усилий, за счет применения понижающих коэффициентов. Дополнительно должно быть учтено, что допустимое максимальное напряжение стали составляет  $41.2 \text{ kN/cm}^2$ . Это становится актуальным для балки-стенки, когда деформации сечения могут привести к образованию недопустимо больших трещин и, как следствие, привести к невозможности дальнейшей нормальной эксплуатации конструкции. Поэтому деформации сжатия и растяжения, а соответственно высота зоны растяжения и плечо внутренних сил, всегда принимаются исходя из сплошного сечения. Проверка сжимающих напряжений для балок-стенок может быть опущена. В таблице 5.2.a представлены значения плеч внутренних сил для различных типов балок-стенок. Эти значения действительны для положительных и отрицательных моментов. Рассчитанные таким образом плечи сил остаются постоянными для рабочей высоты со значениями  $d = 1.0 l_g$  или  $d = 2.0 l_g$  (для консолей). Данные второй строки (неразрезная балка (крайняя)) применимы также для отрицательного момента в средних балках на крайних опорах.

Простая балка	$0.5 < d/l_g < 1.0$ $d/l_g > \text{или} = 1.0$	$z = 0.3 d (3.0 - d/l_g)$ $z = 0.60 l_g$
Неразрезная балка (крайняя)	$0.4 < d/l_g < 1.0$ $d/l_g > \text{или} = 1.0$	$z = 0.5 d (1.9 - d/l_g)$ $z = 0.45 l_g$
Неразрезная балка (средняя)	$0.3 < d/l_g < 1.0$ $d/l_g > \text{или} = 1.0$	$z = 0.5 d (1.8 - d/l_g)$ $z = 0.40 l_g$
Консольная балка	$1.0 < d/l_g < 2.0$ $d/l_g > \text{или} = 2.0$	$z = 0.65 l_g + 0.10 d$ $z = 0.85 l_g$

таблица 5.2.1.а плечо равнодействующей внутренних сил

Таким образом, требуемое дополнительное армирование составит:

$$A_s = \frac{1.75 \cdot M_{MAX}}{f_y \cdot z}$$

где 1.75.... запас прочности (по DIN)

$f_y$  ..... установленный предел текучести стали < 41.2 kN/cm<sup>2</sup>

$z$  ..... плечо рычага в соответствии с таблицей 5.2.1.а

Несомненно, дополнительное армирование для балок-стенок необходимо. В виде отдельного исключения, от дополнительного армирования можно отказаться только в случае применения вспомогательных компонентов панелей высотой до 2.00 м, и в случае усиления панелей, в соответствии с требованиями, указанными на рис.5.2.3.а.

В случае конструктивного соответствия рассматриваемого варианта стандарту АСІ возможно определение плеча равнодействующей внутренних сил на основании данных, указанных в таблице 5.2.1.а. Однако при этом должен учитываться предельный момент и для значения  $f_y$  должен быть принят коэффициент снижения прочности 0.90.

### 5.2.2. Расчет сдвигающих усилий

Сдвигающие усилия рассчитываются в соответствии с правилами традиционного расчета конструкций. При этом, сила реакции первой опоры неразрезной балки увеличивается на 15 %. Соппротивление сдвигу на опоре в значительной степени определяется силами давления в раскосах. Таким образом, расчет поперечного армирования в случае балок-стенок не является необходимым. Напряжения в раскосах в пределах опорной части воспринимаются определенным минимальным % армирования. Он составляет 0.05 % от площади поперечного сечения бетона или 1.5 см<sup>2</sup>/м с двух сторон и соответствует суммарной площади сечения на 1м покрывающей арматурной сетки объемной панели. Однако ряд источников специальной литературы рекомендует значительно большего % армирования основной сеткой (до 0.15 % на сторону). В соответствии с этим более высоким значением, площадь армирования основной сетки для стены с толщиной бетонных слоев 2 x 50 мм соответствует 1.5 см<sup>2</sup>/м. Это значение приблизительно равняется площади стержней покрывающей сетки панели. Однако, если высота сечения необходимого бетонного элемента, который должен воспринимать усилие сжатия менее 50 мм, то трехмерная стена должна быть заменена обычной усиленной бетонной стеной.

Нагрузка  $p$  на опоре трехмерной балки может быть рассчитана по следующей формуле:

$$p = \frac{V_{MAX}}{(t_1 + t_2)} \leq \frac{fc}{2.1}$$

где  $s$  ..... высота опоры;  $s$  должна быть выбрана таким образом, чтобы не выходить за пределы  $1/5$  пролета.

## 2.1 .... коэффициент запаса прочности (разрушения бетона)

Помимо вышеуказанного, некоторые стандарты требуют контрольного расчета диагональных растягивающих напряжений. Эти напряжения не должны превышать максимального значения допустимого касательного напряжения сплошного бетонного ( $\tau_{03}$  в соответствии с DIN). По аналогии с балкой диагональное напряжение для равномерно распределенной нагрузки рассчитывается следующим образом:

$$\sigma_1 = 1.2 \cdot V_{max} / (t_1 + t_2) \cdot d, \quad \text{принимая } d \leq l_g \text{ (ÖNORM)}$$

В расчете, основанном на стандарте ACI-318, сопротивление сдвигу может быть определено по формуле главы 11.8. Учитывая это в расчетах в соответствии с ACI, армирование против сдвига не выполняют.

### 5.2.3. Расположение арматуры

Расположение арматуры в балках-стенках значительно отличается от расположения в обычных балках. Дополнительно к арматуре на изгиб необходима сетка для минимального армирования, как указано в главе 5.2.2. Детали расположения дополнительной арматуры смотрите также на рис.5.2.3.a и 5.2.3.b.

Сетка для минимального армирования:

- Перекрывает все места стыков панелей. Длина нахлеста в зоне растяжения составляет как минимум 4-х кратный размер шага стержней сетки. Поэтому в основном для дополнительного армирования балки-стенки используются покрывающие сетки шириной 45 см.
- В местах опирания балки-стенки должны быть усилены за счет армирования опор. Это армирование должно охватывать до половины длины ( $l_g/2$ ) нижней грани балки-стенки и должно быть полностью замоноличено. Собственный вес стены этого участка, так же, как и опоры, должен быть обоснован.

Армирование нижней части:

- Вся арматура нижней части располагается на высоте  $1/10$  длины ( $l_g$ ).
- На участке высотой между  $0.1$  длины и  $0.3$  длины должно быть размещено дополнительное  $50\%$  армирование пролета. При этом в расчет может быть включена площадь минимального армирования покрывающей сеткой.
- Установить арматуру по всей длине и полностью закрепить ее на опорах. На опорах рекомендуется выполнить это крепление при помощи горизонтальных, а не вертикальных U-образных хомутов. Нахлест на стыках внутренней части опоры должен быть запроектирован на всю длину.

#### Армирование верхней части:

- Установить всю арматуру верхней части в области высотой между  $0.3$  длины и  $0.7$  длины или до верхней грани стены.
- При армировании непрерывных балок-стенок дополнительное  $50\%$  армирование верхней части должно размещаться по всей длине пролета.
- Установить дополнительно  $30\%$  армирования верхней части в области высотой между  $0.1$  и  $0.3$  длины пролета. При этом может быть учтена площадь минимального армирования покрывающей сетки.

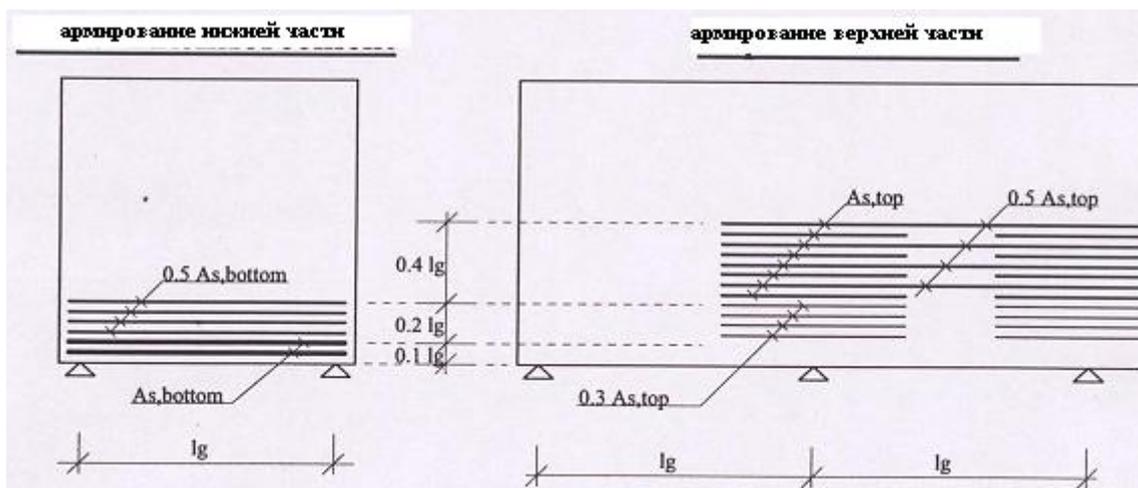


рис 5.2.3.а Размещение дополнительного армирования балок-стенок

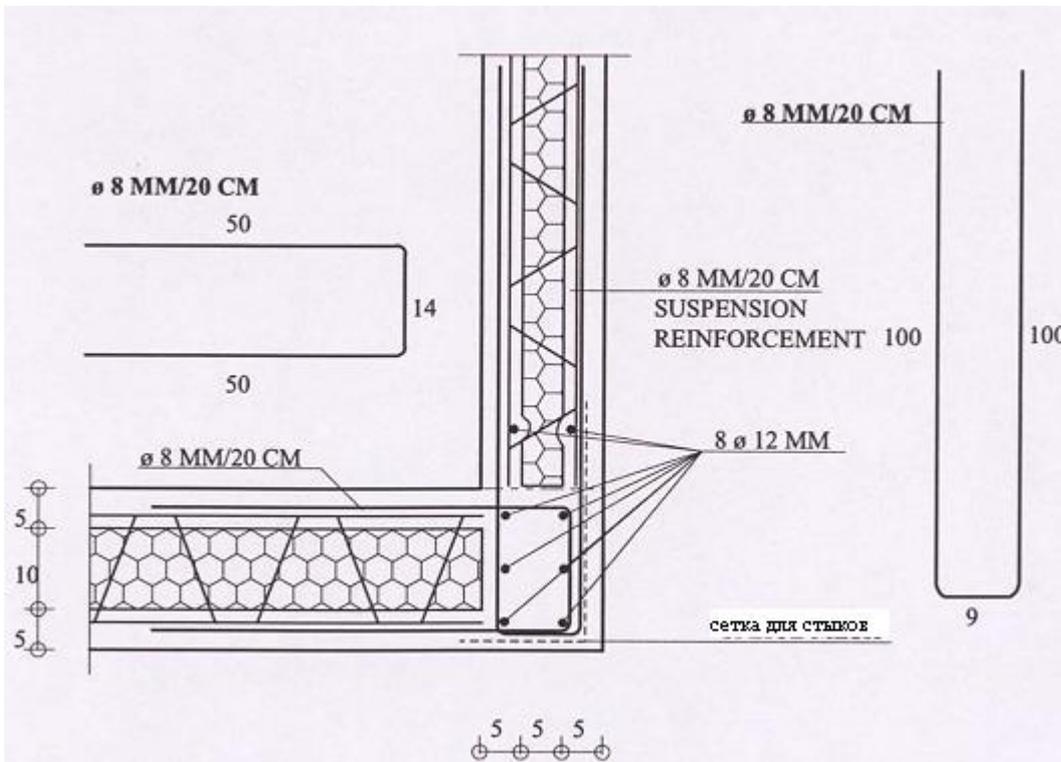


Рис. 5.2.3.b Типовое укрепление нижней части балок-стенок

### 5.3. Карнизы и консоли.

В принципе, карнизы и консоли являются консольными балками-стенками. В большинстве случаев действующая на них нагрузка является нагрузкой, сосредоточенной у конца консоли. В результате этой неравномерно распределенной нагрузки возникает существенная разница в расчете по сравнению с равномерно нагруженными высокими балками-стенками. Отношение между высотой и длиной находится в пределах  $2 \geq d/a \geq 1$ . Консоли высотой  $d > 2a$  должны рассматриваться, как консоли с  $d=2a$ . Консоли рассчитываются как система балочно-консольных ферм с упругими-деформируемыми связями и сжатыми арматурными стержнями. В этом случае, контрольный расчет сдвигающих сил может производиться из предположения, что сдвигающая сила передается непосредственно на сжатый арматурный стержень. В дальнейшем учитывается стандарт DIN. Полученные данные в достаточной степени совпадают с результатами расчета по стандарту ACI. Для более подробной информации смотрите главу 11.9 стандарта ACI-318.

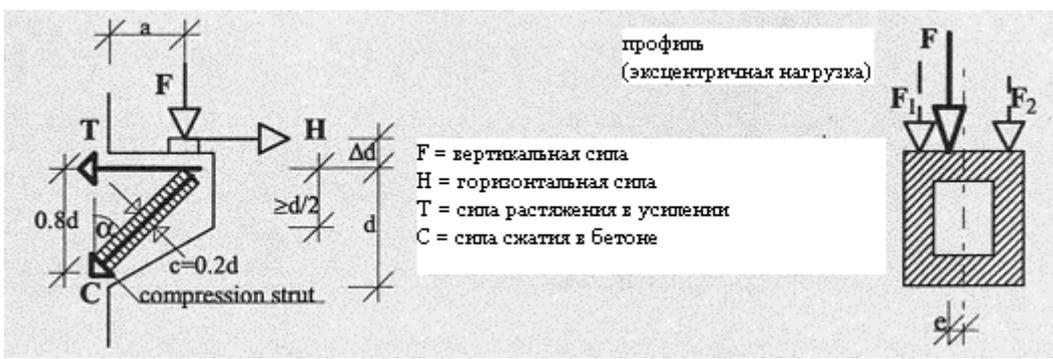


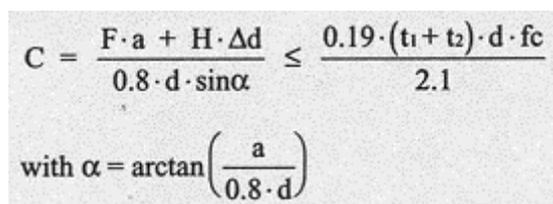
Рис. 5.3.а Силы, действующие на консоль

Устойчивость консоли обеспечивается за счет выполнения следующих условий.

Армирование упруго-деформируемой связи должно рассчитываться в зависимости от силы растяжения  $T$ . Коэффициент надежности составляет 1.75 (разрушение стали). На конце консоли арматура должна быть закреплена горизонтальными хомутами. Для определения рабочей высоты необходимо учесть то, что растянутая зона включает в себя неоднородные слои. Сила  $T$  определяется по формуле:

$$T = F \cdot a / 0.8 \cdot d + N \cdot (1 + \Delta d / 0.8 \cdot d)$$

Идеальная распорка внутренней фермы (сжатая распорка) принимается высотой  $(t_1 + t_2) \cdot c$ , причем  $(t_1 + t_2)$  – ширина двух бетонных оболочек трехмерной панели. Значение  $c$  эквивалентно  $0.2d$ . Максимальное напряжение в такой распорке определяется аналогично методу простой итерации по DIN и равно  $0.95 \cdot f_c$ . Коэффициент надежности равен 2.1 (разрушение бетона).


$$c = \frac{F \cdot a + N \cdot \Delta d}{0.8 \cdot d \cdot \sin \alpha} \leq \frac{0.19 \cdot (t_1 + t_2) \cdot d \cdot f_c}{2.1}$$

with  $\alpha = \arctan\left(\frac{a}{0.8 \cdot d}\right)$

В случае внецентренно приложенной нагрузки (рис. 5.3.а, справа), две силы  $F_1$ , и  $F_2$  должны быть определены таким образом, что сила  $F$  является их результирующей. Расположение консоли должно быть определено перед бетонной оболочкой, которая подвергается более высокой нагрузке.

Не рекомендуется рассчитывать теоретическое касательное напряжение  $\tau = F / ((t_1 + t_2)z)$ . Если максимальное касательное напряжение ( $\tau_{03}$ ) учитывается полностью, то возможные нагрузки, которые возникнут в этом случае могут намного превысить несущую способность распорки.

## 6. Прогиб

Условные обозначения

$\alpha$  ..... угол раскоса

$A_s$  ..... площадь растянутой арматуры

$A_s'$  ..... площадь сжатой арматуры

$b$  ..... ширина сечения (в основном 1 метр)

$B_I$  ..... изгибная жесткость сечения без трещин

$B_I'$  ..... изгибная жесткость сечения без образования трещин при

	длительной деформации
$B_{II}$ .....	изгибная жесткость сечения с учетом образованием трещин
$B_{II}'$ .....	изгибная жесткость профиля с образованием трещин при длительной деформации
$\Delta$ .....	деформация
$\Delta_{DIAG}$ .....	деформация раскоса
$d$ .....	рабочая высота трехмерной панели
$d_{PAN}$ .....	общая толщина панели до наружного края покрывающей сетки
$E_C$ .....	модуль упругости бетона
$E_S$ .....	модуль упругости стали
$f_c$ .....	расчетный предел прочности бетона при сжатии
$f_R$ .....	предел прочности бетона
$I_G$ .....	момент инерции сечения без трещин
$I_{CR}$ .....	момент инерции сечения с учетом трещинами
$I_E$ .....	момент инерции сечения
$K$ .....	кривизна в [m-1]
$\lambda$ .....	коэффициент, учитывающий длительность деформации по стандарту ACI
$l_g$ .....	длина пролета панели
$M$ .....	изгибающий момент
$M_{MAX}$ .....	максимальный момент при действующей нагрузке
$M_{CR}$ .....	момент трещинообразования
$n_{DIAG}$ .....	число раскосов на м <sup>2</sup>
$q$ .....	равномерно распределенная рабочая нагрузка
$\rho'$ .....	коэффициент армирования для ненапрягаемой сжатой арматуры, где $A_{s'}$ принимается для середины пролета простых и протяженных панелей, и опорной части консолей $\rho' = A_{s'}/bd$
$V$ .....	сдвигающее усилие на опоре
$W$ .....	момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна
$\xi$ .....	коэффициент длительности деформации в соответствии со стандартом ACI. Он позволяет учитывать фактор длительности нагрузок равный 2.0 (5 лет или более).
$x$ .....	высота зоны сжатия
$y_t$ .....	расстояние центральной оси крайнего волокна поверхности напряжения
$z$ .....	плечо внутренних сил

Описано три варианта расчета изгибаемых трехмерных плит. Первый вариант заключается в определении кривизны изгибаемого сечения. Прогибы, рассчитанные этим методом, вполне совпадают с действительно образующимися прогибами при работе трехмерных плит. Однако из-за большого количества расчетов, которые необходимо выполнить при этом, рекомендуется использовать специальные компьютерные программы. Второй

метод соответствует требованиям стандарта АСІ и, основываясь на внутренних силах в момент образования трещин, позволяет определить среднюю жесткость сечения. Третий метод является не более чем приблизительным решением, основанным также на требованиях стандарта АСІ. Однако в ограниченной области эта аппроксимация дает надежные результаты. В отличие от метода кривизны метод аппроксимации более простой.

### **6.1. Метод кривизны**

Как и все другие методы для расчета прогибов он основывается на допущении, что кривизна элемента приблизительно соответствует второй производной прогиба. В результате, необходимо определить кривизну элемента по всей длине и использовать эту кривизну как математическую «нагрузку». Рассчитанные при этом «моменты» непосредственно покажут деформацию плиты. Однако для трехмерных элементов необходимо также учитывать влияние раскосов. В большинстве случаев эта влияние намного ниже, чем доля изгибной деформации и, поэтому, расчет может осуществляться с некоторыми упрощениями, что не окажет какого-либо значительного влияния на конечные результаты.

#### **6.1.1. Кривизна**

Кривизна определяется для двух случаев:

1. для участков элемента, где в растянутой зоне не образуются трещины, нормальные к продольной оси элемента, - как для сплошного тела
2. для участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, нормальные к продольной оси.

При допущении, что все сечение либо с трещинами, либо без трещин, возможно определение минимальных и максимальных предельных значений ожидаемого прогиба. В этом параграфе описывается метод, который рассчитывает прогиб при полном использовании рабочей жесткости.

Изгибная жесткость сечения без трещин следующая:

$$B_I = I_G \cdot E_C$$

Жесткость сечения с трещинами зависит, в основном, от площади растянутой арматуры и положением нейтральной оси изгиба:

$$B_{II} = A_s \cdot z \cdot (d - x) \cdot E_s$$

Значения  $z$  и  $x$  могут быть приняты из расчета максимального момента изгиба. Определение этих значений для каждой отдельной точки представляет интерес только при компьютеризованном расчете.

### 6.1.2 Поперечное сечение без трещин

Кривизна сплошного поперечного сечения может быть определена в соответствии с общим структурным анализом,

$$K = \frac{M}{B_1}$$

Используя метод приближений, влиянием арматуры на момент инерции сечения можно пренебречь. Для более точных расчетов необходимо учитывать это влияние на модули упругости. Однако при определении нормативных характеристик, в этом случае, бетона обнаруживаются значительные неточности. Как модуль упругости, так и предел прочности при изгибе являются только приближенными значениями. В литературе встречаются расхождения данных по пределу прочности вплоть до 25%. Как следствие, с самого начала любые расчеты прогиба нужно считать лишь приблизительными. Более того, в результате длительных нагрузок момент трещинообразования составляет до 20% от расчетного момента. В таблице 6.1.2 а отображены характеристики бетона в соответствии с DIN.

Марка бетона (W28)	$f_c$ (Н/мм <sup>2</sup> )	Модуль упругости (Н/мм <sup>2</sup> )	Предел прочности при изгибе (Н/мм <sup>2</sup> )
B 15	10,5	26 000	2,0
B 25	17,5	30 000	2,7
B 35	23,0	34 000	3,2
B 45	27,0	37 000	3,8
B 55	30,0	39 000	4,3

Таблица 6.1.2 а. Стандартные характеристики бетона в соответствии с DIN (после 28 дней)

Имея значения момента инерции сечения, момента сопротивления сечения и предела прочности при изгибе момент трещинообразования определяется непосредственно по формуле:

$$M_{CR} = W \cdot f_R$$

Где  $f_R$  ..... предел прочности в соответствии с таблицей 6.1.2 а

Момент трещинообразования определяет переход от состояния сечения без образования трещин к состоянию сечения с трещинами. Подобный момент трещинообразования действителен для небольшого временного промежутка.

Данные значения действительны, если при первоначальном приложении полной нагрузки, возраст бетона составляет, как минимум, 28 дней. Если же возраст бетона составляет только 7 дней, модуль упругости и предел прочности при изгибе согласно таблице 6.1.2а необходимо уменьшать на 25%.

### 6.1.3 Поперечное сечение с трещинами

Схему деформации поперечного сечения с трещинами описать намного сложнее, чем схему сплошного поперечного сечения. Если момент трещинообразования превышен незначительно, появляются отдельные трещины, и бетон между трещинами существенно поможет сократить деформацию. В тех случаях, когда момент трещинообразования превышен в несколько раз, состояние элемента будет полностью соответствовать поперечному сечению с трещинами. Следовательно, первоначальным условием для возможности применения комбинированного расчета кривизны является строгое соблюдение технологии изготовления плиты и окончательной обработки бетона в нижней части плиты, обеспечивающие образование небольшого количества трещин.

Полная кривизна поперечного сечения с трещинами определяется по формуле

$$K = \frac{M_{CR}}{B_1} + \frac{4}{3} \cdot \frac{M - M_{CR}}{B_{II}} \leq \frac{M}{B_{II}}$$

т. е.  $M$ .....действительный изгибающий момент в определенной точке сечения.

Так как график кривизны, рассчитанной по вышеприведенной формуле, выглядит довольно сложно (см. рисунок 6.1.4 с), его можно заменить «сосредоточенными единичными нагрузками» (так называемыми «угловыми силами веса»). Для этого, необходимо разделить плиту на определенное количество участков (например, 10 или 20) и определить кривизну в каждой отдельной точке. В области графика, расположенного ниже кривой теоретические «единичные нагрузки» могут быть определены путем деления указанной площади на треугольники.

$$F = (K_L + 4K_M + K_R) \cdot \frac{1}{6} \cdot a$$

Где  $F$  ..... математическая «единичная сила» в точке приложения

$K_L$  ..... кривизна в левой точке участка

$K_R$  ..... кривизна в правой точке участка

$K_m$ ..... кривизна в точке приложения единичной нагрузки  
а..... длина сектора

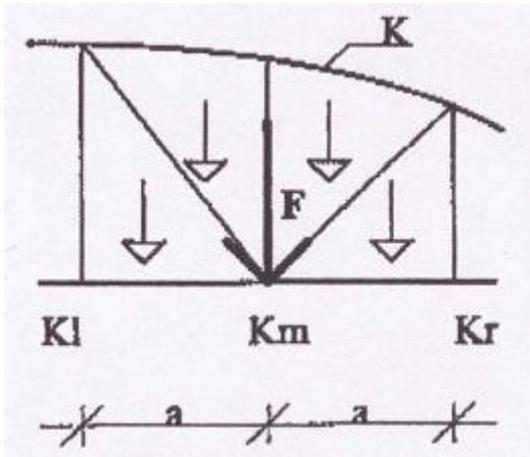


рисунок 6.1.3 а «Угловые силы веса»

#### 6.1.4 Кратковременный прогиб

На следующей стадии расчета «единичные силы», рассчитанные в пункте 6.1.3 применяются как «нагрузки». «Моменты», возникающие в результате данных нагрузок прямо отображают прогиб в любой точке плиты.

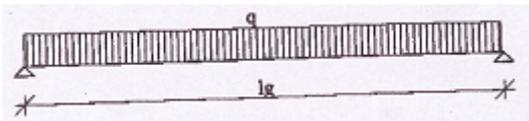


Рисунок 6.1.4 а. Схематический чертеж плиты с простым опиранием и равномерно распределенной нагрузкой

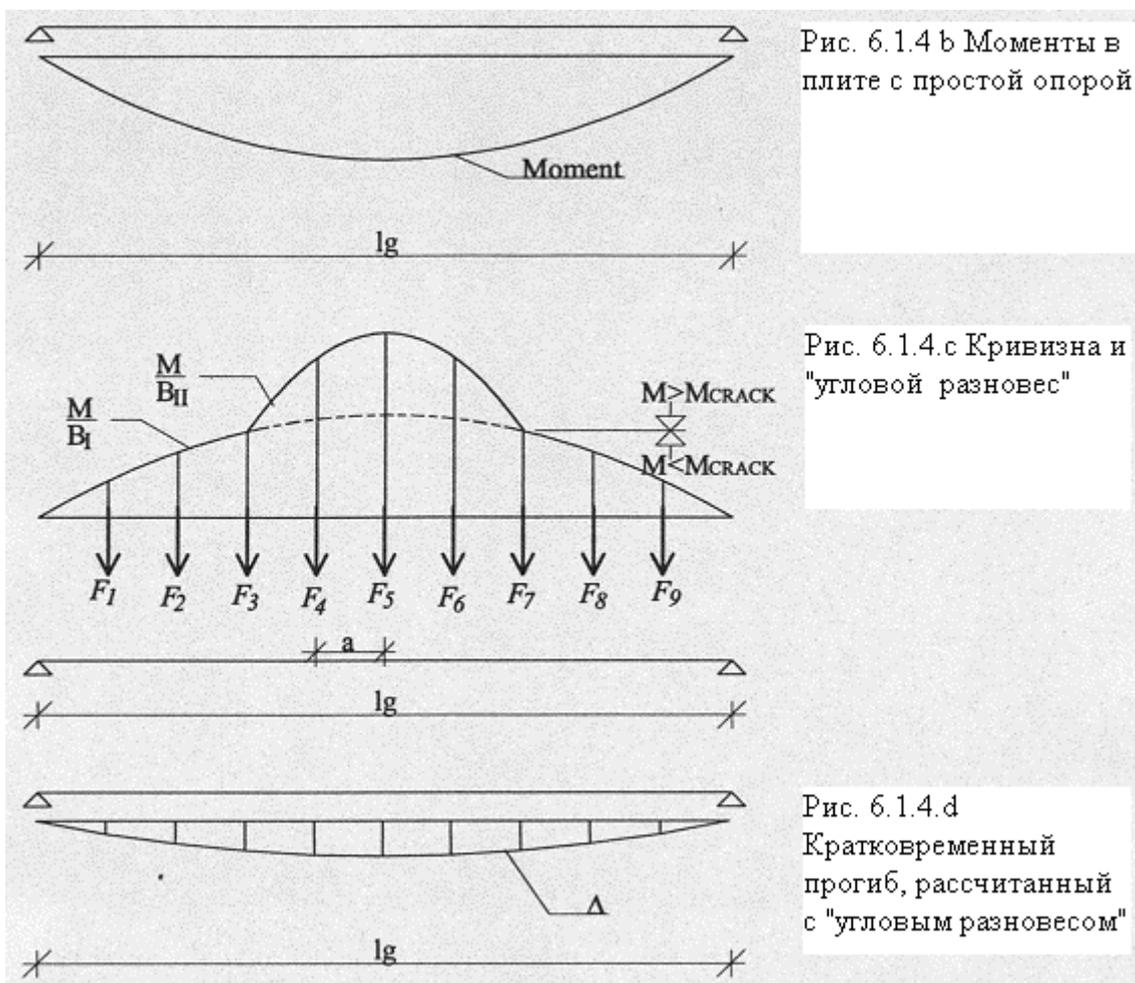


Рис. 6.1.4 б Моменты в плите с простой опорой

Рис. 6.1.4.с Кривизна и "угловой развес"

Рис. 6.1.4.d Кратковременный прогиб, рассчитанный с "угловым развесом"

### 6.1.5. Длительные деформации (Ползучесть и усадка)

Как правило, в бетоне возникают значительные деформации в случае действия долговременной нагрузки. Эти деформации зависят от коэффициента использования бетона, времени работы бетона при действии полной нагрузки и от климатических условий (влажность) во время затвердевания бетона. Из-за сложности учета всех факторов, влияющих на прочность бетона, можно сделать лишь очень приблизительную оценку прочности. Это отражается в снижении жесткости на изгиб. В этом случае прогиб рассчитывается отдельно для действия длительной нагрузки.

Для усредненных условий работы с учетом полного использования бетонного сечения могут быть применены следующие значения (в этом упрощенном методе не учитывается воздействие сжатой арматуры на деформацию при явлении ползучести бетона):

$$\begin{aligned} \text{сечение без трещин:} & \quad B_1' = 1/3 \cdot B_1 \\ \text{сечение с трещинами:} & \quad B_{II}' = 2/3 \cdot B_{II} \end{aligned}$$

Обычно эти значения и данные, полученные экспериментально, полностью совпадают. Большой опыт наблюдения за работой элемента в реальных

условиях показывает, что с учетом корректного применения изгибной жесткости можно отказаться от снижения момента трещинообразования (см. 6.1.2). Опыт показал, что динамическая нагрузка действует кратковременно. Следовательно, для расчета длительного прогиба она может быть снижена до 40 %. Однако, в этом случае также уменьшаются моменты, обуславливая непропорционально большое влияние сплошных сечений на прогиб. Поэтому при определении использования сечения с трещинами необходимо учитывать полную динамическую нагрузку.

### 6.1.6. Деформация сдвига.

В отличие от других несущих конструкций деформация сдвига в раскосах трехмерных плит достаточно важна. Эта деформация зависит от угла наклона и числа раскосов на единицу площади. Учитывая, что наклон возрастает с числом раскосов, деформация сдвига будет одинаковой как при 200 раскосах/м<sup>2</sup>, так и при 100 раскосах/м<sup>2</sup>.

Для плит с равномерной распределенной нагрузкой можно рассчитать прогиб, как результат деформации сдвига, по следующей формуле:

$$\Delta_{DIAG} = \frac{V \cdot l_g}{4 \cdot b \cdot n_{DIAG} \cdot \cos^2 \alpha \cdot z^2} \cdot \frac{d_{PAN}}{\sin \alpha \cdot E \cdot A}$$

где V..... сдвигающее усилие на опорной части, не превышающее двукратный размер допустимого сдвигающего усилия для панелей без дополнительного поперечного армирования (см. 3.6)

b..... ширина плиты = 1.00 м

α..... угол наклона раскосов  
для 100 или 50 мм пенополистирола применяются следующие значения:

100 раскосов/м<sup>2</sup>: α = 65.7° или 54,1°

200 раскосов/м<sup>2</sup>: α = 73.3° или 64.3°

A<sub>DIAG</sub> . площадь сечения раскоса (диам. 3.8 мм = 0.113 см<sup>2</sup>)

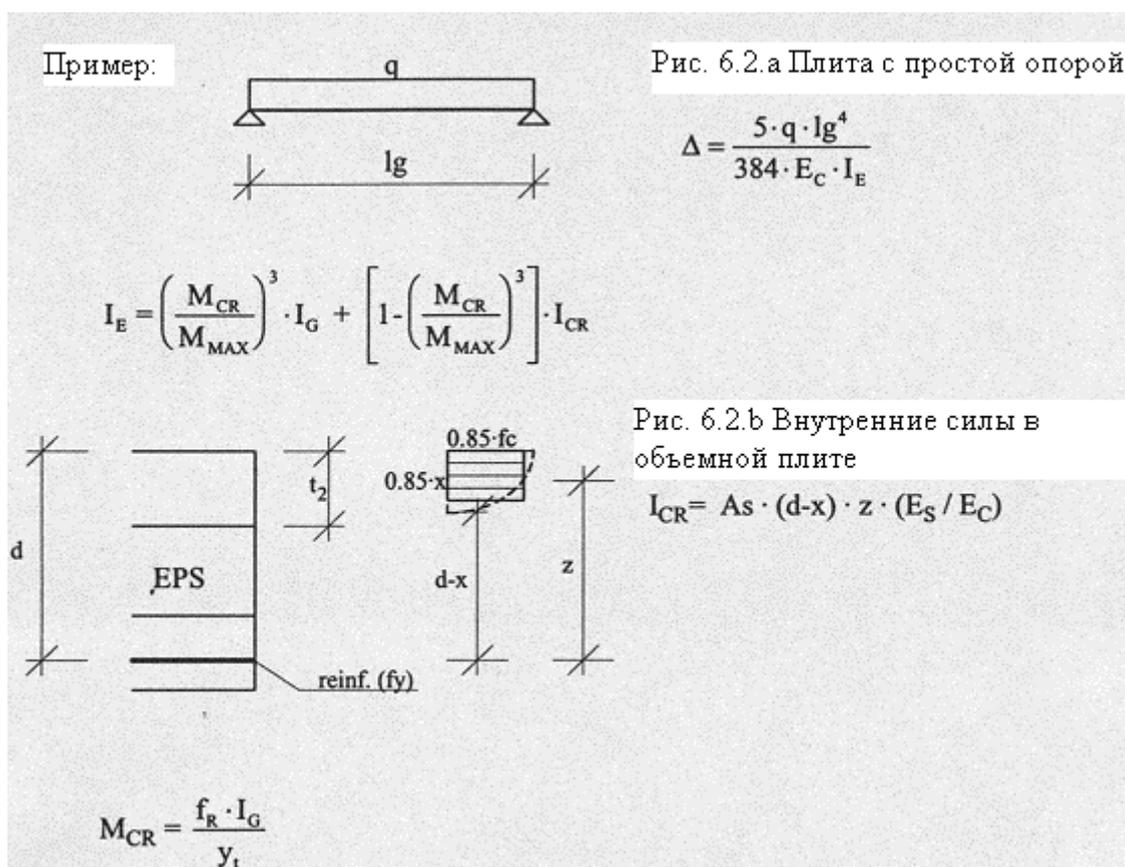
Усилия в раскосах и, как следствие, их деформация, были определена в соответствии с горизонтальным сдвигающим усилием (см. главу 3). Собственно говоря, вышеуказанная формула применима только для плит с простым опиранием. Однако при малой деформации сдвига она может применяться приближенно ко всем системам плит.

Такая деформация сдвига возникает только тогда, когда мы имеем дело с «чистыми» трехмерными плитами. Замоноличенные участки между панелями, (балочные фермы) сокращают этот сдвиг до минимума и им можно пренебречь.

Максимальное предельное значение деформации сдвига для стандартных трехмерных панелей (100 мм пенополистирол, 200 раскосов/м<sup>2</sup>) составляет приблизительно 1 мм на 1 м длины пролета. Это означает, что деформация сдвига для объемных элементов с пролетом в 5.0 м меньше или равна 5 мм.

## 6.2. Изгиб в соответствии со стандартом ACI318-89 (глава 9.5)

В общем, расчет в соответствии с американским стандартом ACI может быть сравнен с методом аппроксимации, рассмотренном главой 6.3. Этот метод позволяет детерминировать среднее значение для момента инерции сечения, который применяется по всей длине плиты. Этот момент зависит от моментов инерции в сплошных сечениях и сечениях с трещинами и соотношения между моментом трещинообразования и действующим моментом. После приблизительного расчета можно определить влияние ползучести бетона.



где  $f_R$ .....коэффициент разрушения бетона

$$f_R = 7.5 \cdot \sqrt{f_c} \quad f_c \text{ in [psi]; } 1 \text{ N/mm}^2 = 145.03 \text{ psi}$$

$$f_R = 0.623 \cdot \sqrt{f_c} \quad f_c \text{ in [N/mm}^2]$$

Дополнительный длительный прогиб, как результат ползучести и усадки изгибаемых элементов конструкции, определяется умножением непосредственного прогиба, вызванного длительной нагрузкой на коэффициент

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

$\xi$ ..... коэффициент учета длительности нагрузки  
равный 2.0 (5 лет или более).

### 6.3. Упрощенный метод

Метод, описанный в данном параграфе, хорошо оправдал себя применительно к стандартным плитам (Толщина пенополистирола = 100 мм, толщина бетона 4-7 см) и был подтвержден результатами различных тестов. Основная методика расчета соотносится с методом стандарта АСІ.

Основное положение предполагает однородность сечения. Это сечение состоит из двух бетонных слоев и, возможно, дополнительного армирования. Армирование панели может не учитываться в условиях данного расчета. Для расчета прогиба была учтена только пятая часть расчетного момента инерции. Этот уменьшенный момент инерции является средним значением момента инерции сплошного сечения и сечения с трещинами.

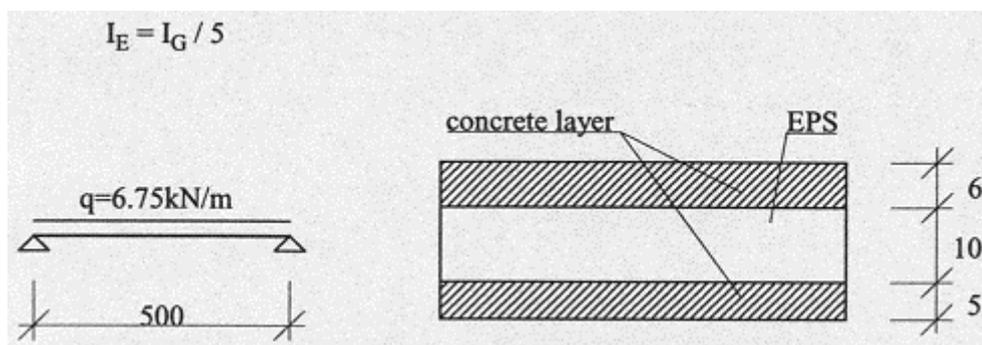


рис. 6.3.а Чертеж системы

При игнорировании армирования момент инерции из таблицы 6.3.а следующий:

$$I = 68\,364 \text{ см}^4/\text{м}$$

$$I_E = I_G / 5 = 13\,673 \text{ см}^4/\text{м}$$

В соответствии с основными правилами расчета конструкции прогиб может быть рассчитан следующим образом:

$$\Delta = \frac{5 q l_g^4}{384 E_c I_E}$$

где  $q$ .....6.75 kN/м (= 0.0675 kN/см)  
 $l_g$ .....500 см  
 $E_c$ .....3000 kN/см<sup>2</sup> (B25)  
 $I_E$ .....13 673 см<sup>4</sup>

Прогиб составляет 1.34 см (=lg/373). Обычно допустимые значения прогиба находятся между lg/200 и lg/300 (lg – длина). Для уменьшения прогиба в конечном состоянии возможно конструирование плиты с предварительным выгибом.

В таблицах 6.3.a и 6.3.b представляют моменты инерции для плит со 100 или 50 мм слоем пенополистирола (ESP) и верхним слоем бетона от 50 до 90 мм. Все значения относятся к ширине панели 1.00 м. Армирование панелей не учитывается.

EPS 100	верхний слой бетона				
Нижний слой	50	60	70	80	90
40 мм	48297	56333	64546	73067	82001
50 мм	58333	68364	78567	89078	100010
60 мм	68364	80400	92616	105152	118125

Таблица 6.3.a Момент инерции IG для EPS-100 [см<sup>4</sup>/м]

EPS 50	верхний слой бетона				
Нижний слой	50	60	70	80	90
40 мм	21631	26333	31455	37067	43231
50 мм	27083	32910	39192	46001	53402
60 мм	32910	39900	47385	55438	64125

Таблица 6.3.b Момент инерции IG для EPS 50 см

#### 6.4. Применимость различных методов

Данный параграф описывает три метода:

- Метод кривизны с учетом работы бетона при наличии трещин
- Метод в соответствии с ACI
- Метод аппроксимации

Метод кривизны с учетом работы бетона после превышения момента трещинообразования, и метод ACI могут быть использованы в большинстве случаев и достаточно хорошо подходят для реально имеющейся деформации. Расчет, который не учитывает работу бетона после превышения момента трещинообразования, рекомендуется, главным образом, в качестве контрольного расчета если за счет неблагоприятных воздействий (в т.ч. недостаточная окончательная обработка) число трещин значительно выше, чем допускается. Для оценки максимального прогиба плит перекрытия со средним пролетом (3-5м) при неблагоприятных условиях можно использовать метод аппроксимации, поскольку этот метод требует среднего значения характеристик между сплошным сечением и сечением с трещинами. В случае более широких пролетов или наличием большого числа трещин рекомендуется проведение контрольного расчета.

## 6.5. Ограничение прогиба

Допустимый прогиб зависит от стандартов и нормативов и его значение находится между  $1/300$  и  $1/200$  длины пролета. Если рассчитанный прогиб превышает допустимое значение, можно уменьшить деформацию рядом мероприятий:

- Плита может быть выгнута в середине пролета. Этот выгиб не должен превышать допустимый прогиб.
- Можно подпирает плиту дольше обычного промежутка времени. Как правило, центральный ряд подпорок нельзя убирать до того, как бетон достигнет полной прочности, т.е., как минимум, в течение 3 недель после того, как будет закончен верхний слой плиты. Увеличение этого периода времени приводит к заметному повышению сопротивления ползучести. Если рядов подпорок больше, чем 2, возможно их удаление по крайним рядам не ранее, чем через 1-2 дня, только если арматура на опорной части покрыта, как минимум, одним слоем бетона. В противном случае, заметная деформация может наступить уже в этой стадии за счет не включения в работу этого армирования.
- Окончательная обработка бетона на поверхности плиты должна быть проведена очень тщательно. Повышенный риск образования усадочных трещин, оказывающих значительное негативное воздействие на прогиб, возникает в большинстве случаев при применении торкретбетона. Только при достижении максимального значения предела прочности на разрыв в нижней части плиты бетон удерживает деформацию на низком уровне. Следовательно, при применении торкретбетона расчетный класс бетона должен опускаться на одну ступень ниже, чем при обычно применяемом бетоне.
- В случае большого пролета или большой нагрузки предел прочности на сдвиг объемных панелей недостаточен. Рекомендуется использовать по всей длине пролета в области опорной части вместо поперечной арматуры неразрезные поперечные балки. В данном случае деформация сдвига может не учитываться.

## 6.6. Диаграммы прогиба

Для наиболее частых случаев на основе метода кривизны были сделаны следующие диаграммы. При этом исходные данные следующие:

- Марка бетона -  $25 \text{ N/mm}^2$  ( $f_c = 17.5 \text{ N/mm}^2$ , модуль эластичности =  $30,000 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_R = 2.7 \text{ N/mm}^2$ ). При использовании торкретбетона для нижней части плиты рекомендуется увеличить качество бетона на одну ступень (см. параграф 6.5.).

- Марка стали сетки такая же, как при дополнительном армировании и составляет  $500 \text{ N/mm}^2$ . Применение более высокой марки стали для дополнительного армирования нецелесообразно, так как лишь незначительно улучшает параметры прогиба. Область армирования была определена точно, и такой она учитывалась при расчете прогиба. Полное армирование основания было проведено по всей длине. Армирование верхней части в области заделанных (защемленных) концов было принято до точки, соответствующей по высоте одной четверти пролета плиты. Основное армирование панели на обеих ее сторонах составляет  $1.41 \text{ см}^2/\text{м}$ .
- Значение деформации сдвига было принято для панели со 100 расколов/м<sup>2</sup> поскольку в этом случае деформация сдвига несколько выше, чем для панели с 200 расколов/м<sup>2</sup> с учетом небольшого количества расколов. Хотя дополнительное поперечное армирование становится необходимым лишь в некоторых случаях, площадь поперечного армирования также полностью принимается во внимание.
- Общая нагрузка составляет от  $4.00$  до  $8.00 \text{ kN/m}^2$  с шагом  $0.50 \text{ kN/m}^2$ . Для длительного прогиба динамическая нагрузка величиной  $2.00 \text{ kN/m}^2$  была снижена на  $40 \%$ .

Если используемая марка бетона выше, в диаграмме может быть использована приведенная нагрузка. Эта теоретическая нагрузка может быть преобразована в соответствие с модулем упругости. Результат будет с запасом прочности, так как предел прочности на разрыв выше, чем модуль упругости. При этом возрастает доля сплошного сечения.

пример: марка бетона =  $35 \text{ N/mm}^2$  (модуль упругости =  $3,400 \text{ kN/cm}^2$ )  
нагрузка =  $6.75 \text{ kN/m}^2$  (в соответствии с рис. 6.2.а)  
расчетная нагрузка =  $6.75 * (3000/3400) = 5.96 \text{ kN/m}^2$

Строка диаграммы для значения  $6 \text{ kN/m}^2$  приводится для сравнения. В соответствие с диаграммой прогиб для условий примера, см. рис. 6.2.а, составляет  $1.1 \text{ см}$  для бетона (В25) или  $0.9 \text{ см}$  для бетона (В35).

Диаграммы составлены применительно к длительному прогибу. Фиксированные значения определены отношением момента в основании (М) и полного момента в заделке (М<sub>Ф</sub>). Полный момент в заделке зависит от числа заделанных (защемленных) краев:

одна сторона заделана	$M_F = - ql^2/8$
две стороны заделаны	$M_F = - ql^2/12$
фиксированная значение	$= M/M_F$

Интерполяция и экстраполяция значений диаграммы может быть проведена достаточно точно. Показатель толщины плиты используемый в диаграммах, всегда определяется по составу:

Бетон-основание + пенополистирол + бетон-верхняя часть

Диаграммы отчетливо представляют изгиб с последующим увеличением кривизны прогиба, что характеризует превышение расчетного момента над моментом образования трещин.

долговременный прогиб (фиксированное положение 0/0)

$d = 50 + 50 + 60$  mm, B25, ST500



Deflection [cm]

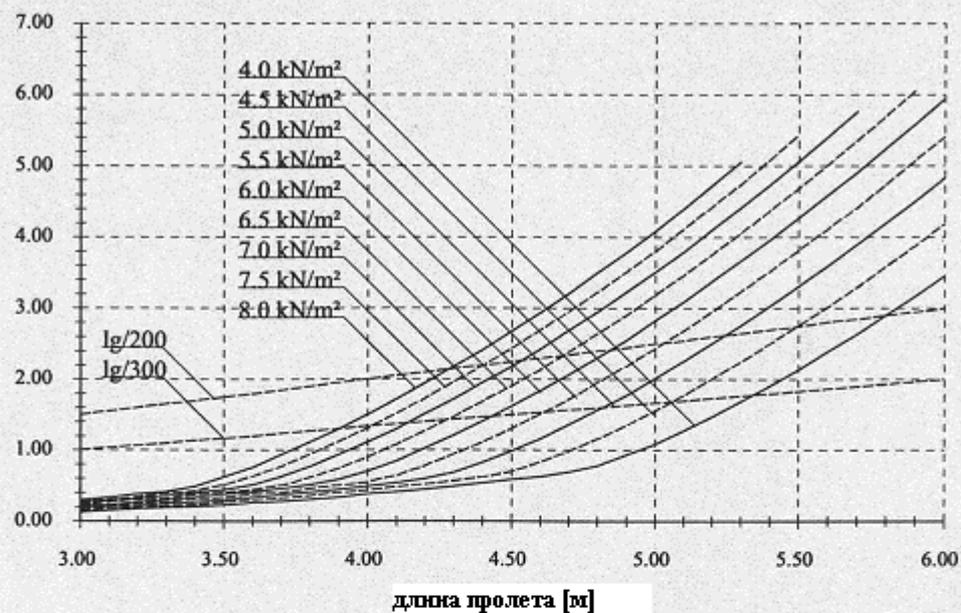


диаграмма 6.6.a. плита 50 + 50 + 60 мм, фиксированное положение 0/0

долговременный прогиб (фиксированное положение 0.5/0)

$d = 50 + 50 + 60$  mm, B25, ST500



Deflection [cm]

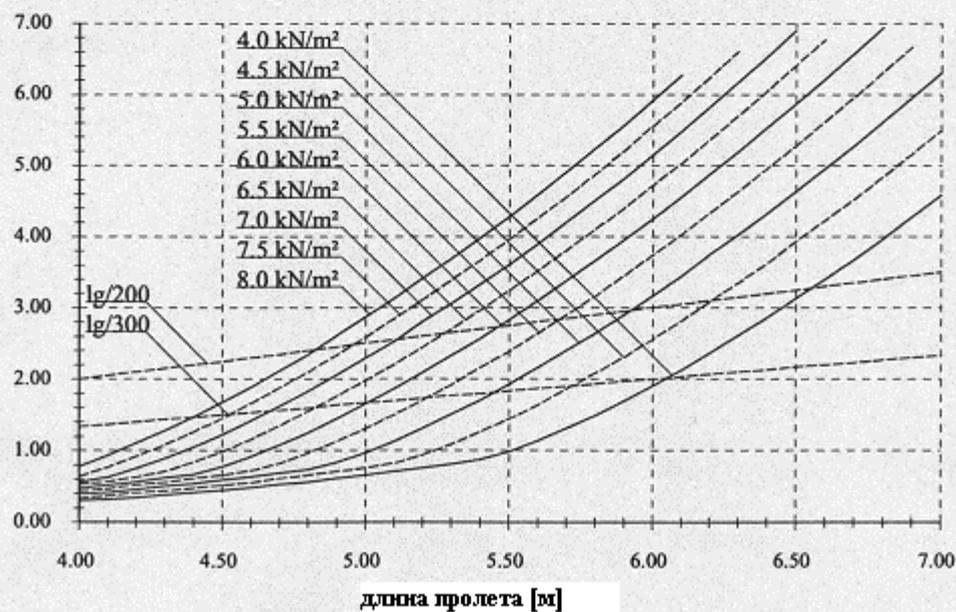
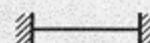


диаграмма 6.6.b. плита 50 + 50 + 60 мм, фиксированное положение 0.5/0

долговременный прогиб (фиксированное положение 0.5/0.5)

$d = 50 + 50 + 60$  mm, B25, ST500



Deflection [cm]

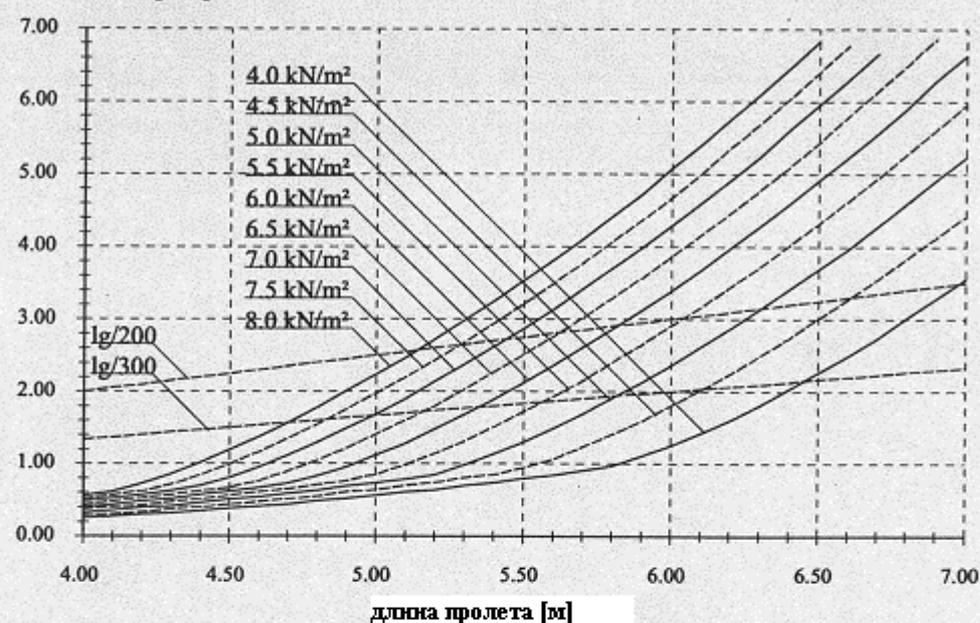


диаграмма 6.6.с. Плита 50 + 50 + 60 мм, фиксированное положение 0.5/0.5

долговременный прогиб (фиксированное положение 0/0)

$d = 50 + 100 + 60$  mm, B25, ST500



Deflection [cm]

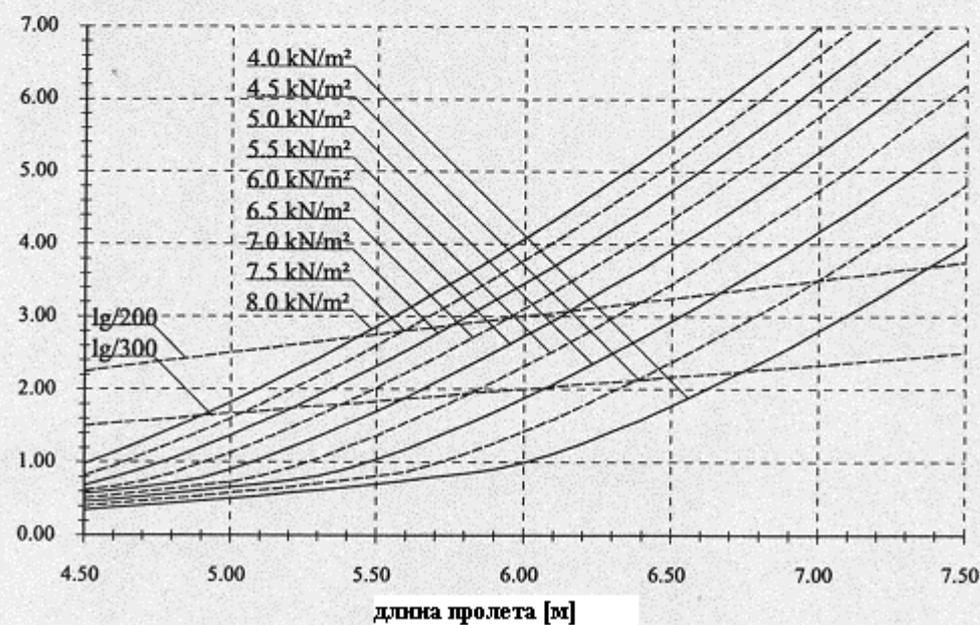


диаграмма 6.6.d. Плита 50+100 + 60 мм, фиксированное положение 0/0

долговременный прогиб (фиксированное положение 0,5/0)

$d = 50 + 100 + 60$  mm, B25, ST500



Deflection [cm]

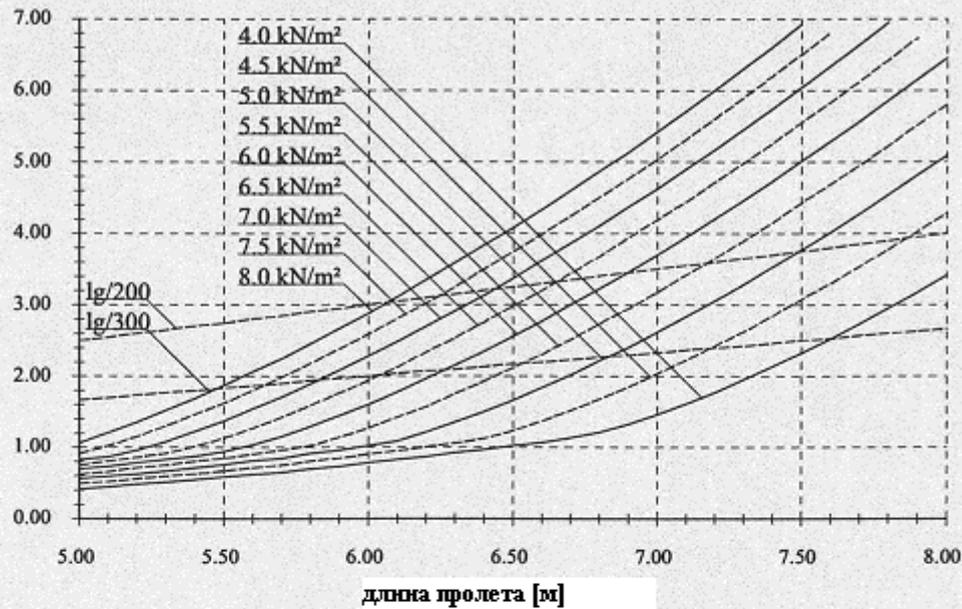


диаграмма 6.6.с Плита 50 + 100 + 60 мм, фиксированное положение 0,5/0

долговременный прогиб (фиксированное положение 0,5/0,5)

$d = 50 + 100 + 60$  mm, B25, ST500



Deflection [cm]

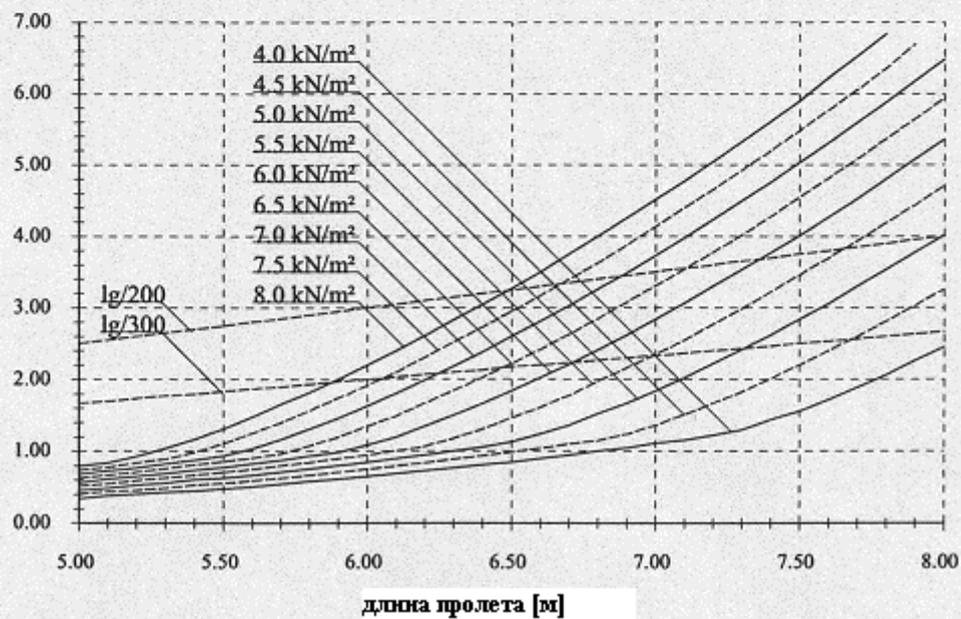


диаграмма 6.6.f Плита 50+100 + 60 мм, фиксированное положение 0,5/0,5

## 7. Сосредоточенные нагрузки

Условные обозначения

b ..... рабочая ширина плиты

$b_1$ .....	ширина нагруженной площади единичного момента
$b_M$ .....	рабочая ширина для расчетного момента
$b_V$ .....	рабочая ширина для расчета сдвигающего усилия
$d$ .....	рабочая высота
$d_2$ .....	рабочая высота верхней части слоя бетона
$f_c$ .....	нормативное сопротивление бетона сжатию
$F$ .....	сосредоточенная нагрузка в эксплуатационных условиях
$F_{ADM}$ .....	максимально допустимая сосредоточенная нагрузка в эксплуатационных условиях
$f_y$ .....	нормативный предел текучести стали
$l_g$ .....	пролет
$M$ .....	момент в эксплуатационных условиях
$M_{ADM}$ .....	максимально допустимый момент в эксплуатационных условиях
$M_t$ .....	момент в поперечном направлении
$q$ .....	равномерно распределенная эксплуатационная нагрузка
$q_{ADM}$ .....	максимально допустимая эксплуатационная нагрузка (равномерно распределенная)
$t_2$ .....	толщина верхнего слоя бетона
$t_x$ .....	распространение сосредоточенных нагрузок в несущем направлении
$t_y$ .....	распространение сосредоточенных нагрузок в поперечном направлении
$V$ .....	сдвигающее усилие на опорной части в эксплуатационном направлении
$V_t$ .....	сдвигающее усилие в поперечном направлении

Все характеристики этого параграфа были рассчитаны основываясь на следующие параметры плиты : полистироловый слой- 100 мм, толщина бетонного слоя основания - 50 мм и толщиной бетонного слоя верхней части - 60 мм. Значения рабочей ширины приводятся для трехмерных плит с более толстым верхним слоем бетона в пропорции к общей высоте. В случае с меньшим верхним слоем бетона все значения должны быть уменьшены пропорционально толщине верхнего слоя бетона.

### ***7.1. Сосредоточенные нагрузки и линейные нагрузки***

Если трехмерная плита подвергается действию сосредоточенной нагрузки, то возможен расчет плиты в основном направлении с рабочей шириной, принятой в соответствие с таблицей 7.1.1.а. Для этого необходимо рассчитать внутренние усилия от действия сосредоточенных нагрузок в соответствии с правилами традиционного расчета конструкций и распределить их по рабочей ширине плиты. Табличные значения рассчитаны для наиболее неблагоприятных случаев поэтому могут применяться в любом случае.

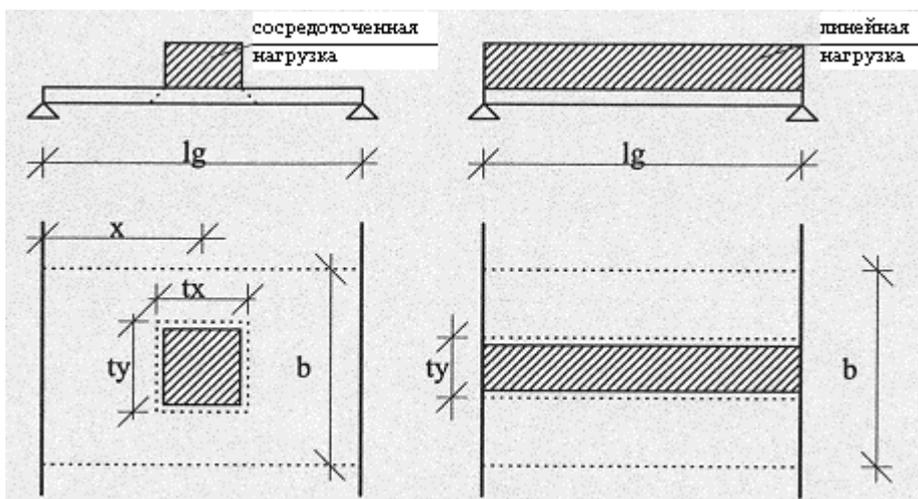


рис. 7.1 .а Трехмерная плита с сосредоточенной и линейной нагрузками

Зона приложения сосредоточенных нагрузок может быть увеличена в несущем и поперечном направлениях на значение высоты плиты. Однако, высота плиты применяется лишь к толщине верхнего слоя бетона, а не ко всей толщине плиты. Если зона действия нагрузок превышает расчетную, нагрузки должны быть представлены в виде нескольких сосредоточенных нагрузок, или вычисление должно быть выполнено согласно более точному методу

Значения, указанные в таблице 7.1.1 .а применимы к следующим подвергаемым нагрузке областям:

Сосредоточенные нагрузки:

распространение в поперечном направлении	$t_y \leq 0.4 \cdot l_g$
распространение в продольном направлении	$t_x \leq 0.2 \cdot l_g$

Линейные нагрузки:

распространение в поперечном направлении	$t_y \leq 0.2 \cdot l_g$
распространение в продольном направлении	$t_x = 1.0 \cdot l_g$

Если размер области нагрузки превышен, нагрузка должна быть разделена на несколько сосредоточенных нагрузок или расчет должен быть сделан по более точному методу (т.е. с конечными элементами)

### 7.1.1. Значения расчетной ширины

Длина  $x$  в таблице 7.1.1.а определяет область приложения сосредоточенной нагрузки. В дополнение к внутренним силам в несущем направлении плиты необходимо также проверить силы, действующие в поперечном направлении. В этом случае моменты и поперечные силы действуют только в верхнем слое бетона. Поведение ферм трехмерных плит в поперечном направлении не может учитываться при вертикальном расположении раскосов (см. рис. 3.1.с). Внутренние силы в поперечном направлении применимы в отношении плит с

простым опиранием. Для плит с одним или двумя заделанными концами эти значения приближительны.

Система	внутренняя сила	сосредоточенная нагрузка	линейная нагрузка
	V M	$b = t_Y + 0.5 x$ $b = t_Y + 1.5 x (1 - x/lg)$	$b = t_Y + 0.20 lg$ $b = t_Y + 0.60 lg$
	VE VF ME MM	$b = t_Y + 0.3 x$ $b = t_Y + 0.4 (lg - x)$ $b = t_Y + 0.5 x (2 - x/lg)$ $b = t_Y + x (1 - x/lg)$	$b = t_Y + 0.20 lg$ $b = t_Y + 0.20 lg$ $b = t_Y + 0.35 lg$ $b = t_Y + 0.50 lg$
	V ME MM	$b = t_Y + 0.3 x$ $b = t_Y + 0.5 x (2 - x/lg)$ $b = t_Y + x (1 - x/lg)$	$b = t_Y + 0.20 lg$ $b = t_Y + 0.30 lg$ $b = t_Y + 0.40 lg$
	V ME	$b = t_Y + 0.3 x$ $b = t_Y + x$	$b = t_Y + 0.40 lg$ $b = t_Y + 0.75 lg$

таблица 7.1.1.а Значения рабочей ширины для сосредоточенных нагрузок

### 7.1.2. Сосредоточенные нагрузки

Для плит с простым опиранием момент в поперечном направлении может быть рассчитан следующим образом:

$$M_t = \frac{F}{10}$$

Если сосредоточенная нагрузка приложена к свободному концу консольной плиты или расстояние до точки приложения намного меньше величины  $lg/6$ , расчетный момент должен быть удвоен. Такой поперечный момент действует при ширине  $lg/3$ . Необходимое дополнительное армирование должно иметь длину в  $2/3$  от рабочего пролета плиты с учетом длины консоли.  $4/3$  длины консоли следует принимать для консольных нагрузок. Кроме того, в основном направлении  $1/3$  часть площади дополнительного армирования должна доходить до свободного конца и закрепляться посредством U-образных хомутов. Небольшие поперечные моменты гасятся основным армированием панели и могут не учитываться при дальнейших расчетах.

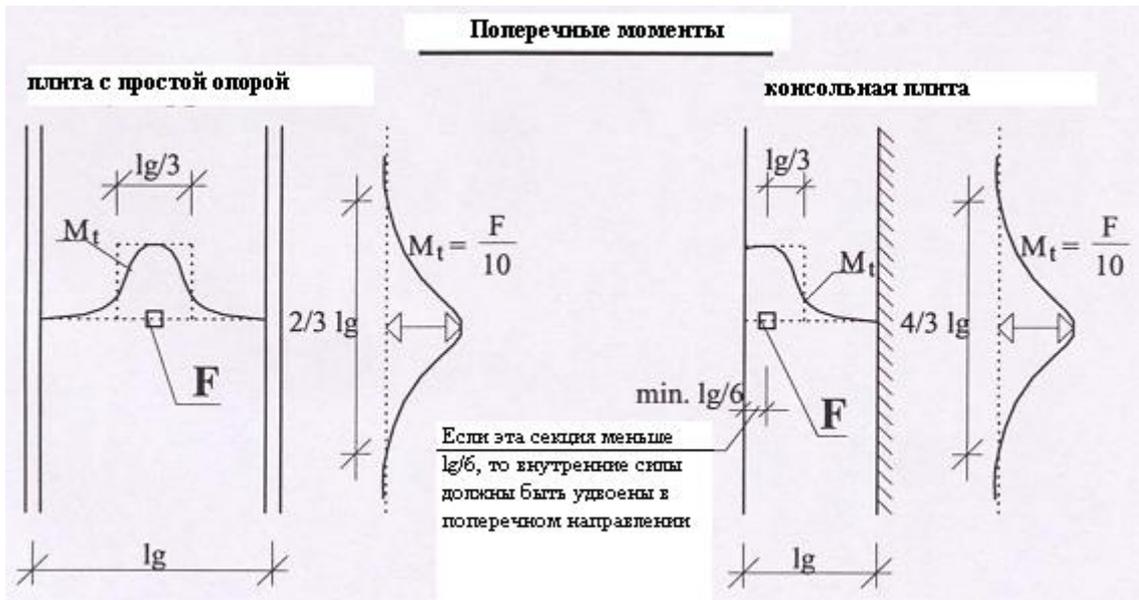


рис. 7.1.2.а Моменты в поперечном направлении

В плитах с верхней бетонной частью толщиной 6 см расчетная высота может быть принята толщиной 4.5 см. Армирование панели составляет 1.41 см<sup>2</sup>/м (ST500). Отсюда максимальная допустимая сосредоточенная нагрузка:

$$M_{ADM} = 1.41 \cdot 50 \cdot 0.95 \cdot 0.045 / 1.75 = 1.72 \text{ kNm/m}$$

$$F_{ADM} = 10 \cdot M_{ADM} = 17.2 \text{ kN}$$

Касательное напряжение от действия сосредоточенной нагрузки может быть проверено расчетом на продавливание. Для этого нужно проверить прочность верхнего слоя бетона на продавливание. Бетонный слой основания не может приниматься во внимание из-за возможных нежелательных деформаций расколов. Для проверки прочности на продавливание должно быть определено касательное напряжение в крайней точке приложения сосредоточенной нагрузки .



рис. 7.1.2.б Периметр сдвига

Периметр области сдвига расположен параллельно площади действия нагрузки. В углах предполагаются участки с радиусом  $r = d_2/2$ .

$d_2$  относится к рабочей высоте верхнего слоя бетона.

В случае если нагрузка распределена на большой площади для восприятия касательного напряжения при отчете от углов может быть учтено только расстояние  $1.5 \times d_2$ .

В плите с бетонной верхней частью в 6 см, рабочая высота  $d_2$  может быть принята в 4.5 см. Из-за малых размеров бетонного покрытия поперечное армирование не может быть добавлено. Для В25 не может превышать касательное напряжение в  $0.05 \text{ kN/cm}^2$ . Ограничения в рис. 7.1.2.b устанавливают границы нагружаемой площади, принимаемой во внимание, как максимум в  $13.5 \times 13.5 \text{ см}$  и периметр сдвига в 68.1 см. Отсюда максимально допустимая сосредоточенная нагрузка рассчитывается по формуле:

$$F_{ADM} = 68.1 \cdot 4.5 \cdot 0.05 = 15 \text{ kN}$$

В большинстве случаев это значение бывает достаточно. Если панель с пенополистиролом толщиной в 50 мм вместо толщины 100 мм используется в области сосредоточенной нагрузки, допустимая сосредоточенная нагрузка также возрастет более, чем на 68 kN. Отсюда, риск продавливания может быть большей частью компенсирован использованием более тонких панелей и, как следствие, более толстого верхнего слоя бетона.



Рис 7.1.2.с Плита с более тонкой панелью

### 7.1.3. Линейные нагрузки

Аналогично сосредоточенным нагрузкам поперечные моменты для линейных нагрузок определяются по формуле:

$$M_t = \frac{q \cdot l_g}{25}$$

Если точка приложения нагрузки располагается на свободном конце консольной плиты или на расстоянии менее, чем  $l_g/6$  от него, расчетный момент должен быть удвоен. Такой поперечный момент является действующим по всему пролету плиты. Увеличенное значение на свободном конце консольной плиты ограничено  $1/6$  длины консоли. Как и в случае с сосредоточенными нагрузками, необходимое дополнительное армирование должно иметь длину в  $2/3$  от рабочего пролета плиты плюс длина крепления. В расчете должны быть учтены  $4/3$  от длины консоли (см. рис. 7.1.3.)

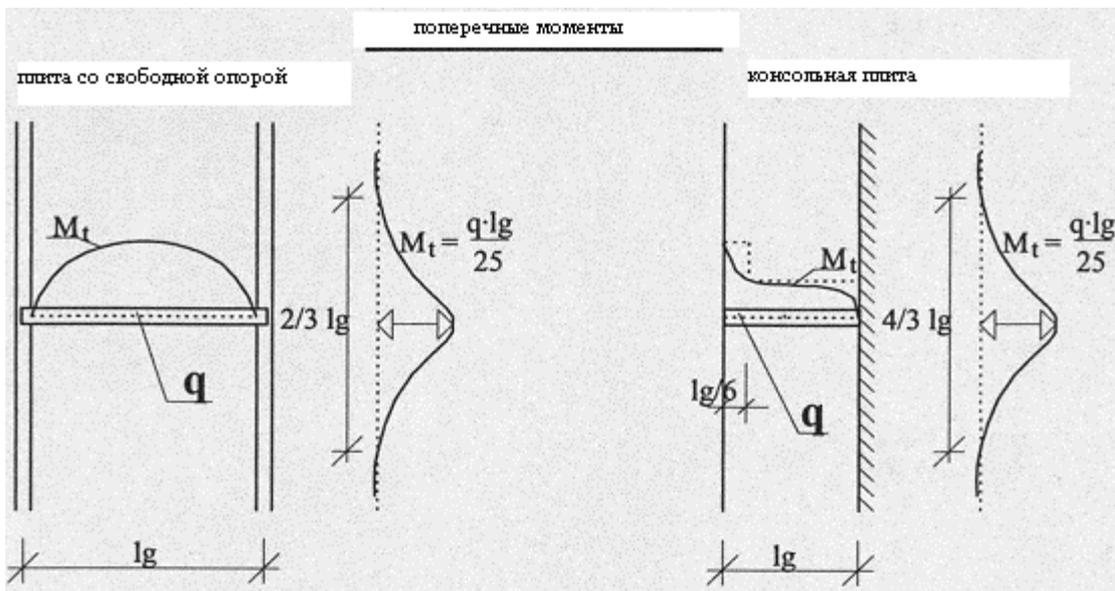


рис. 7.1.3.3 Моменты в поперечном направлении

В плите с бетонным покрытием толщиной 6 см, рабочая высота может быть принята толщиной 4.5 см. Площадь армирования панели равняется 1.41 см<sup>2</sup>/м (ST500). Исходя из этого, максимально допустимая линейная нагрузка составит:

$$M_{ADM} = 1.41 \cdot 50 \cdot 0.95 \cdot 0.045 / 1.75 = 1.72 \text{ kNm/m}$$

$$q_{ADM} \cdot l_g = 25 \cdot M_{ADM} = 43.1 \text{ kN}$$

Кроме того, необходимо рассчитать также усилие сдвига в поперечном направлении. Для линейной нагрузки применяется следующая формула:

$$V_i = \frac{q}{2}$$

где  $q$  - интенсивность линейной нагрузки. Усилие сдвига уменьшается на расстоянии  $> l_g/3$  более или менее линейно до величины, составляющей приблизительно 10% от первоначальной. Поэтому, распределение сдвигающего усилия такое же, как и для поперечного момента. На свободном краю консольной плиты должно учитываться двойное поперечное усилие на длину  $l_g/6$ . Поэтому в случаях с консольными плитами рекомендуется всегда учитывать сосредоточенные нагрузки на рандбалки.

В плите с бетонным покрытием толщиной 6 см, рабочая высота может быть принята толщиной 4.5 см. Для В25 не должно превышать касательное напряжение в 0.05 кН/см<sup>2</sup>. Отсюда максимально допустимая линейная нагрузка рассчитывается по формуле:

$$q_{ADM} = 2 \cdot 100 \cdot 4.5 \cdot 0.95 \cdot 0.03 = 25.7 \text{ kN/m}$$

В большинстве случаев это значение будет определяющим. Если панель с пенополистиролом толщиной 50 мм вместо 100 мм используется в месте

приложения линейной нагрузки, нагрузка возрастет до величины 54 кН/м. Это увеличение может компенсироваться, главным образом, использованием более тонких панелей с более толстым верхним слоем бетона (см. рис. 7.1.2.с).

#### 7.1.4. Линейные нагрузки в поперечном направлении

Линейные нагрузки в поперечном направлении, распределенные по длине  $0.4 \cdot l_g$ , должны рассчитываться как сосредоточенные нагрузки с учетом рабочей длины плиты. В случае более широкой области приложения нагрузка должна быть разбита на участки. Учитывая, что нагрузка концентрируется на краях, в случае действия линейной нагрузки на жесткую конструкцию (трехмерная стена), сосредоточенные нагрузки на краях линейной нагрузки должны учитываться со значением  $(q \cdot 0.4 l_g)$  или половине общей линейной нагрузки в данном случае. Оставшаяся нагрузка должна быть принята как постоянная линейная нагрузка без дополнительного распределения нагрузки. Внутренние силы в поперечном направлении должны быть рассчитаны с учетом этих сосредоточенных нагрузок.

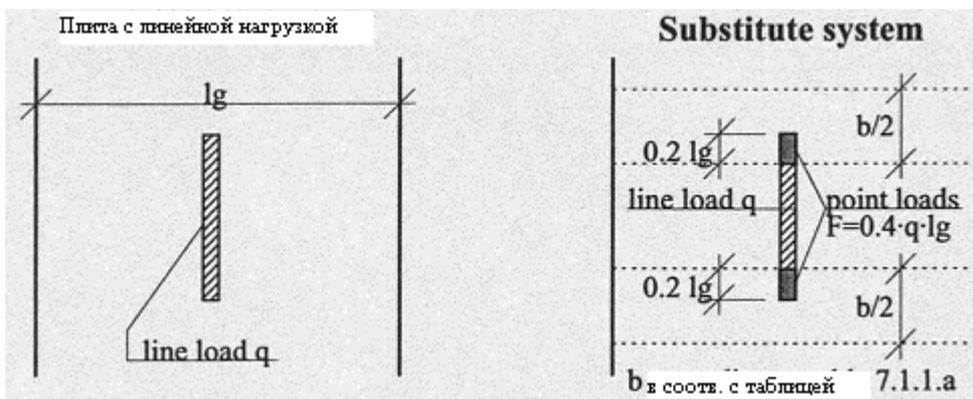


Рис.7.1.4.а Линейная нагрузка перпендикулярна направлению панелей плиты

#### 7.2. Отдельные моменты

Единичные моменты в трехмерных элементах являются очень важной проблемой. Рабочая ширина плиты или стены зависит не только от расположения точки приложения, но – в случае нескольких моментов – также от расстояния между ними.

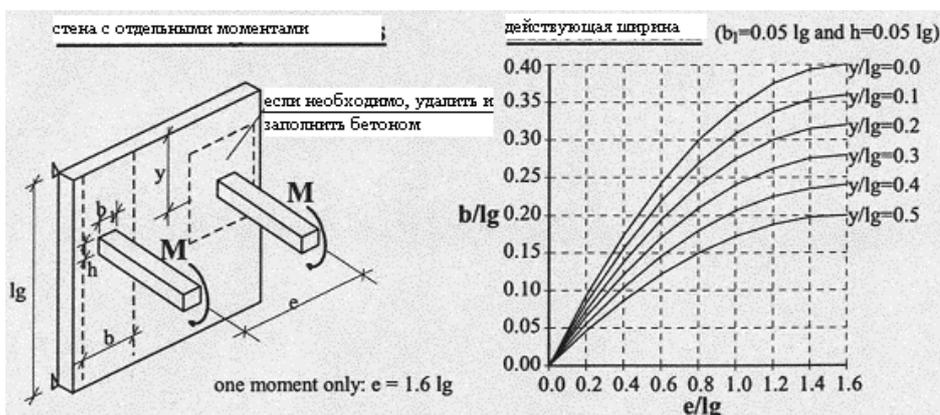


Рис. 7.2.а Стена с отдельными моментами

Рабочая ширина плиты для единичного момента рассчитывается по:

$$b = \frac{e}{1.6 \cdot l_g} \cdot \left( 2 - \frac{e}{1.6 \cdot l_g} \right) \cdot \left( b_1 + h + \left( 0.3 - \frac{y}{2.5 \cdot l_g} \right) \right) \quad (1)$$

смотри рис. 7.2.а

если  $e > 1.6 \cdot l_g$ , то значения для  $b$  остаются постоянными

Для величины  $y$  всегда берутся более маленькие расстояния до опорной части. Понятно, что действующая ширина плиты будет наименьшей, если момент расположен в середине пролета. При необходимости квадратное сечение пенополистирола удаляется в точке приложения момента и заменяется бетонным (см. рис. 7.2.а). В этом случае в качестве действующей ширины может быть допущено двойное значение, рассчитанное по формуле (1). В данном случае, квадратное сечение без пенополистирола должно соответствовать полной действующей ширине панели.

### 7.3. Скрытые балочные ленты

Вообще, трехмерные плиты работают как плиты в одном направлении и требуют непрерывного опирания. В области прерываемых опор такое опирание может быть заменено идеальной балочной фермой. Для того, чтобы избежать превышения допустимой деформации плиты в направлении этой фермы, длина таких ферм должна быть ограничена 15-кратным размером толщины трехмерной плиты. В случае более широких действующих пролетов рекомендуется использовать более высокие балки, чтобы можно было предотвратить образование трещин в полу над ними. Другая функция, которую выполняют скрытые балочные ленты в трехмерных плитах – передача больших сосредоточенных нагрузок. В качестве несущих элементов подходят решетчатые фермы. В данном случае рекомендуемая высота фермы, конечно, не лимитируется 1/15 действующего пролета.

Скрытые балочные ленты рассчитываются как I-образные балки. В этом случае толщина плиты соответствует двум слоям бетона. При аппроксимации возможно взять действующую ширину плиты по рисункам 7.3.а и 7.3.б. Эти значения значительно ниже, чем обычные допущения для расчета скрытых балочных лент монолитных плит. Кроме того, для трехмерных плит ширина в области положительных и отрицательных моментов одинакова. Она рассчитывается по формулам:

$$b_m = b_{\text{стены}} + 2 \times 0.1 \cdot l_g$$

$$b_v = b_{\text{стены}}$$

где  $b_{\text{стены}}$ ... ширина стены

Конечно, для бетонной ленты ширина стены  $+ 0.1 \cdot l_g$  должна быть лишь допущением. Для расчета усилия сдвига должна браться только ширина стены.



Рис. 7.3.а Скрытые балочные ленты

Действующая ширина плиты для скрытых балочных лент в несущем направлении определяется по аналогии. Однако вместо ширины стены должна быть подставлена ширина ленты. В случае с очень широкой лентой значения таблицы 7.1.1.а не должны применяться без предварительного более тщательного контрольного расчета. В обоих случаях должно быть обеспечено сопротивляющееся сдвигу соединение со слоями бетона посредством использования дополнительных армирующих элементов (например, сеток).

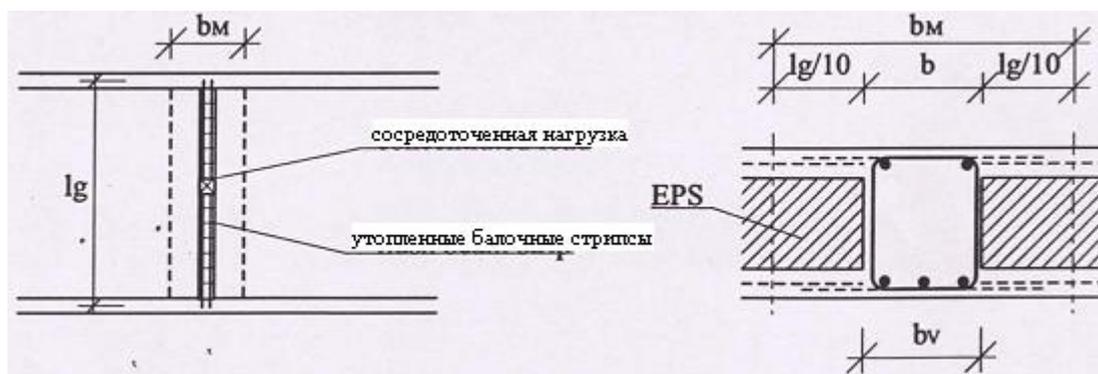


Рис. 7.3.б Усиленная плита

## 8.Перекрытия

### 8.1. Схема

Трехмерные панели перекрытий всегда проектируются как свободно опирающиеся по двум сторонам, или непрерывные плиты. Перекрытие, работающее в двух направлениях, не может быть рекомендовано для трехмерных панелей.

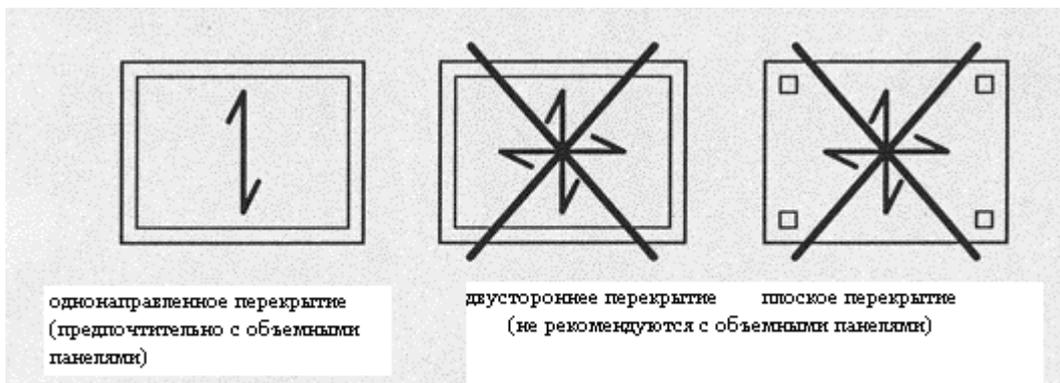


Рис. 8.1. а. Системы перекрытий

Поэтому перекрытия, изготовленные из трехмерных элементов, всегда требуют наличия непрерывных опор. Там, где непрерывные опоры прерываются, необходимо сформировать опору из балочных лент, выполненных заподлицо; например, над дверями, имеющими такую же высоту, как сама комната (см. 7.3.).

Обычно перекрытия проектируются как системы с непрерывными опорами. Этот эффект непрерывности должен приниматься во внимание только, если панели отдельных перекрытий между этажами работают в одном и том же направлении. Закрепление на пересечении с другим пролетом не допускается

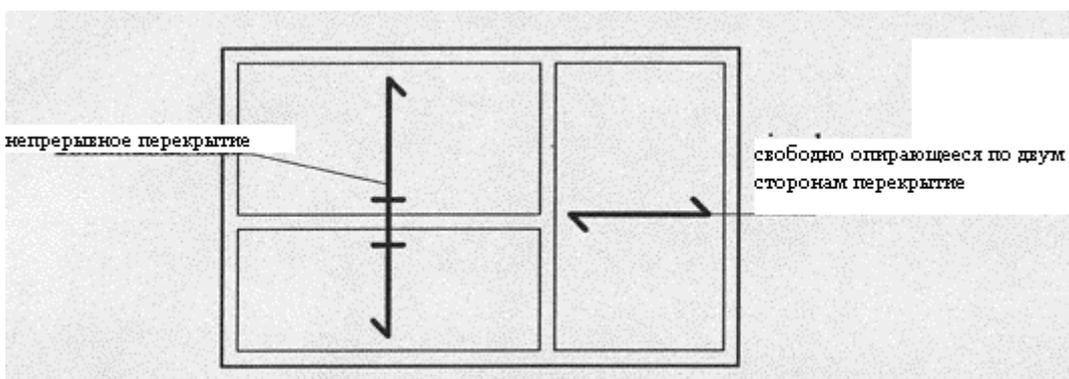


Рис. 8.1.б. Система перекрытий с непрерывным межэтажным перекрытием и перекрытием, свободно опирающимся по двум сторонам.

В некоторых особых случаях возможно присоединение консольной панели перекрытия в области пересечения с другим межэтажным перекрытием (см. 8.4.1.) В таком случае, допустимый консольный момент ограничивается очень малой величиной. Если величина этого момента превышает допустимую, возникает необходимость в принятии специальных мер. Приложение сосредоточенной нагрузки также возможно лишь в ограниченных пределах (см. раздел 7.1.).

## 8.2. Минимальное армирование

Толщина трехмерных перекрытий ограничивается толщиной наполнителя панелей EPS (от 40 до 100 мм). С целью уменьшения избыточного собственного

веса конструкции толщина нижнего слоя бетона не должна превышать 40-50мм. Как правило, верхний слой бетона имеет толщину 50-60 мм. Минимальная толщина нижнего слоя бетона в случае непрерывного перекрытия с возникновением отрицательных моментов равна 50 мм. Если его толщина составляет лишь 40 мм, перекрытие нужно рассчитывать как свободно опирающееся по двум сторонам. Кроме того, при слое бетона толщиной в 40 мм будет сложно выполнить дополнительное армирование.

Марка бетона В25 ( $f_c=17,5$  Н/мм<sup>2</sup>) подходит в большинстве случаев. Для этой марки бетона в качестве минимального армирования перекрытия достаточно армирования панели. Стандарт DIN 1045 требует минимального армирования в соответствии со следующей формулой:

$$\mu_{\min} = \frac{A_s}{A_{c_T}} = \frac{k_0 \cdot f_r}{f_s}$$

где  $A_s$  .....площадь армирования,  
 $A_{c_T}$  .....площадь бетона в зоне растяжения,  
 $k_0$  .....0,4 для поперечных сечений в зоне изгиба,  
                   1,0 для поперечных сечений в зоне растяжения,  
 $f_r$  .....коэффициент разрушения бетона:  
 $f_r=0,25 \cdot W_{28}^{2/3}$  [Н/мм<sup>2</sup>],  
 где  $W_{28}$  – прочность бетона в кубе через 28 дней;  
 $f_s$  .....действительное напряжение в стали в соответствии с DIN 1045, таблица 14.

Значение  $f_s$  зависит от диаметра и расположения арматурного стержня. Для усиления панели арматурой ( $\varnothing$  3,0 мм, ST500 ) оно всегда составляет 400 Н/мм<sup>2</sup>. При использовании марки стали ниже ST 500 не должно допускаться значение  $f_s$  превышающее 80% от предела текучести. Напряжение  $f_s$ , в зависимости от диаметра арматурного стержня можно найти в таблице 14 DIN 1045.

Для расчета коэффициента разрушения бетона необходимо учитывать минимальный номинальный предел прочности составляющий 35 Н/мм<sup>2</sup>. Однако для поперечных сечений трехмерных панелей возникает дополнительный риск, так как сечения, испытывающие напряжения изгиба, как правило, характеризуются треугольной эпюрой напряжений, в то время как напряжения в растянутой зоне трехмерной панели распространяются по трапеции. Поэтому для соблюдения стандартов прочности теоретическая марка бетона должна быть принята на порядок выше, чем фактическая марка бетона (этот момент уже включен в таблицу 8.2.а). Основываясь на этом положении, обычные размеры нижнего слоя бетона приводят к необходимости следующего минимального усиления:

Слой бетона (мм)	40	50	60
≤B25	1,07	1,34	1,61
B35	1,27	1,58	1,90

Таблица 8.2.а. Минимальное усиление в см<sup>2</sup>/м

Таблица 8.2.а показывает, что армирования панели достаточно в качестве минимального армирования только для толщины бетона 50 или 40 мм. Для более толстых слоев бетона всегда неизбежно дополнительное армирование. Приведенное минимальное армирование вполне соответствует минимальному армированию по австрийскому стандарту ÖNORM B4200.

Значения, приведенные в таблице 8.2, применимы, только если центр тяжести поперечного сечения находится внутри пенополистиролового наполнителя. Если при очень толстом верхнем слое бетона центральная ось располагается в верхнем слое бетона, необходимо учитывать общую зону растяжения сечения 3D для определения минимальной арматуры. Арматуру верхней части панели учитывать не нужно, так как он располагается близко к нейтральной оси. В зависимости от толщины нижнего слоя бетона, максимальная толщина верхнего слоя бетона варьируется от 80 до 90 мм для панелей с толщиной пенополистиролового наполнителя 50 мм, и от 100 до 110 мм – для панелей с толщиной пенополистиролового наполнителя 100 мм в случае применения таблицы 8.2 а.

Однако требования к арматуре возрастают в случае применения стержней большего диаметра, так как понижается рабочее напряжение стали  $f_s$ . Для стержней диаметром до 8 мм, можно исходить из 350 Н/мм<sup>2</sup> для внешних компонентов, таких как консольные плиты. Значения 1,84 см<sup>2</sup>/м (B25) и 2,17 см<sup>2</sup>/м (B35) должны закладываться в верхний слой бетона толщиной 60 мм.

Повышенные минимальные требования к арматуре относятся и к арматуре на опоре. Обычно для внешней опоры используются арматурные хомуты диаметром 8 мм. Для внутренней опоры рекомендуется использовать стержни немного большего диаметра (10 мм). Во время возведения конструкции данные прямые стержни используются временно для передачи сжимающих усилий и подвержены напряжению при продольном изгибе.

В некоторых случаях требуется армирование верхнего слоя бетона. Если плита подвержена сосредоточенной нагрузке, толщины верхнего слоя бетона, возможно, будет недостаточно для передачи поперечного момента и усилия сдвига. Чтобы решить данную проблему без увеличения общей толщины плиты, необходимо использовать панель с более тонким слоем пенополистиролового наполнителя (50 вместо 100 мм) и, как следствие, с более

толстым слоем бетона. Таким образом, поперечная арматура должна удовлетворять минимальные требования к арматуре. Так как данная плита считается стандартной бетонной плитой, панельная арматура будет достаточной для марок бетона вплоть до В 35, при условии, что толщина верхнего слоя бетона остается менее 110 мм.

### **8.3 Определение размеров арматуры в опоре**

Практическое определение размеров U-образных арматурных стержней на опоре производится в соответствии с германским стандартом DIN. Согласно DIN, как минимум, половина арматуры плиты должна уходить в опору и надежно закрепляться там с помощью анкеров. Это означает, что поперечное сечение арматурного стержня должно составлять, по крайней мере, половину от площади арматуры в средней точке.

На рисунке 8.3 а отображены усилия на опоре. Если предположить, что раскос с силой  $S$  действует под углом в  $45^\circ$ , то сила натяжения  $T$  эквивалентна силе сдвига  $V$ . Если принять во внимание воздействие арматуры, примерно то же самое относится и к плите 3D. Это означает, что арматуру следует рассчитывать, исходя, как минимум, из силы сдвига  $V$ .

### **8.4. Обработка поперечных моментов**

Поперечные моменты возникают в основном в 3 случаях:

- в консольных панелях у кромки пересечения межэтажного перекрытия;
- на выступе крыши в направлении пересечения панелей;
- в области сосредоточенных нагрузок (см. главу 7).

#### **8.4.1. Консольные панели у кромки пересечения**

Консольные моменты, которые действуют у кромок пересечения межэтажных перекрытий, могут выдерживаться перекрытием лишь в очень ограниченных пределах. Они создают проблемы не только в вопросе обеспечения конструкционной прочности, но и вызывают деформацию внутри панели перекрытия. В то время как конструкционная прочность может быть достигнута с помощью дополнительного армирования, деформация в основном зависит от поперечного сечения панели, и повлиять на нее с помощью дополнительной арматуры можно лишь незначительно.



Рис. 8.4.а. Деформация объемной панели перекрытия от консольного момента.

Сила растяжения консольной панели передается на внутреннюю панель перекрытия. Данная панель работает как балка с приложенной по нижней кромке нагрузкой. Поэтому необходима кольцевая балка. Максимальный допустимый момент невозможно определить точно. Согласно опыту, консольный момент не должен превышать момент, определенный для основного армирования трехмерной панели.

С применением коэффициента запаса прочности 1,75 не должны превышать следующие допустимые величины консольных моментов от рабочей нагрузки при 50-миллиметровом слое бетона с нижней стороны панели перекрытия (зона сжатия):

EPS-100	$M_{ADM}=6,5$ кНм/м
EPS-50	$M_{ADM}=4,5$ кНм/м

С внутренней стороны консольное армирование нужно рассматривать аналогично расчету балок с нагрузкой, приложенной к нижней кромке. Следовательно, арматура должна достигать как минимум половины длины внутреннего пролета. Это подразумевает, что панельные соединения с верхней стороны перекрытия должны полностью перекрываться сеткой, соединяемой внахлестку. Из-за того, что эта область подвержена изгибу, в соответствии с таблицей 1.4.а необходимо выдерживать перекрывание 4 ячеек сетки. Таким образом, ширина сетки в этой области составляет 45 см. Кроме того, длина консольной арматуры с внутренней стороны должна как минимум в 1,5 раза превышать длину консоли.

#### 8.4.2. Выступ крыши

Скатные крыши выполняются преимущественно с выступами со всех сторон. Обычно панели устанавливаются стандартным образом до самых карнизов. Таким образом, с торцевой стороны в поперечном направлении панели формируется консоль. Это относится только к нижнему слою бетона. Рабочая глубина слоя составляет лишь  $t_1 - 15$  мм, т.е.  $t_1$  относится к толщине нижнего слоя, которая колеблется в среднем от 40 до 50 мм. В следующем примере рассматривается наиболее неблагоприятный случай возможный при обычных условиях:

Нагрузка	$q=4,0$ кН/м <sup>2</sup> (вес перекрытия, крыши и незначительная динамическая нагрузка).
Бетон В25	$h=40$ мм (рабочая высота=25 мм)
Армирование	1,41 см <sup>2</sup> /м (перекрывающая сетка Ø 3 мм, 50x50мм).

$$M_{ADM}=1,41 \cdot 50 \cdot 0,025 \cdot 0,9/1,75=0,91 \text{ кНм/м.}$$

Для консольного перекрытия момент равен  $q \cdot l_g^2/2$ ; таким образом, допустимая длина равняется

$$L_{g_{ADM}} = \sqrt{\frac{2 \cdot B}{q}} = 0,67 \text{ м.}$$

Поэтому выступ крыши, составляющий половину ширины панели, не может считаться безопасным. При слое бетона в 50 мм и нагрузке всего в 3,0 кН/м<sup>2</sup> допустимая величина выступа возрастет до 0,92 м. Это подразумевает, что даже в наиболее благоприятных обстоятельствах величина выступа, равная полной ширине панели, сильно превышает допустимый предел.

#### 8.4.3. Консольные перекрытия, поддерживаемые балками (балочными лентами, выполненными заподлицо).

Если консольный момент превышает значения, отраженные в разделе 8.4.1., он должен передаваться посредством балок или балочных планок (лент), выполненных заподлицо (на одном уровне).

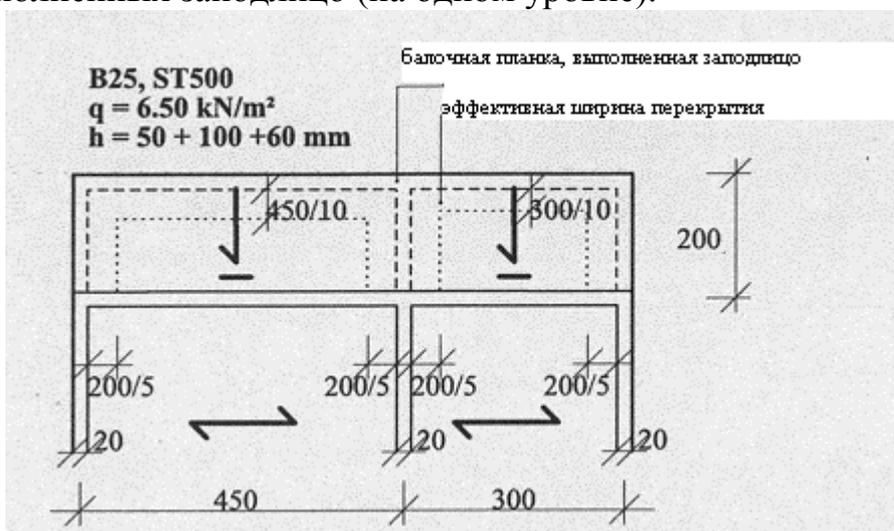


Рис. 8.4.3.а Консольное перекрытие с балочными лентами, выполненными заподлицо

С точки зрения конструкции, консольные балки проектируются как продолжение внутренней стены и имеют такую же ширину. Однако кромочная

поперечная балка проектируется только в соответствии с требованиями конструкции и должна быть как можно уже. Возможно, будет достаточно обычной кромки консольной панели перекрытия с U-образной сеткой и дополнительным продольным армированием с верхней и нижней сторон.

Консольный момент, для случая, рассмотренного в примере, составляет  $q \cdot l_g^2/2 = 13,0$  кНм/м (см. рис.8.4.3.а) Однако, допустимый консольный момент составляет лишь 6,5 кНм/м. Эта часть момента может быть воспринята кромкой пересечения с внутренней стороны межэтажного перекрытия. Оставшаяся доля консольного момента должна передаваться посредством балочных лент, выполненных заподлицо.

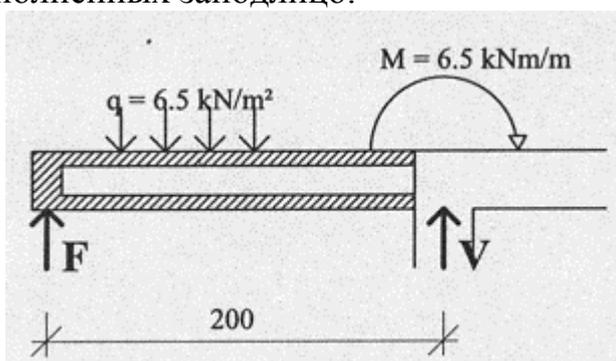


Рис. 8.4.3.б Схема консольной панели перекрытия; сила F должна передаваться балками.

Сила F, составляющая нагрузку на внешнюю часть балки, равняется

$$F = q \cdot l / 2 - M / l_g = 6,5 \cdot 2,00 / 2 - 6,5 / 2,00 = 3,25 \text{ кН/м}$$

Сдвигающая сила V в трехмерных перекрытиях равняется

$$V = q \cdot l - F = 2,00 \cdot 6,50 - 3,25 = 9,74 \text{ кН/м} < 14,3 \text{ кН/м (таблица 3.6.а)}$$



Рис. 8.4.3.в. Схема кромочной балки

Реакции в опорах непрерывной балки составляют нагрузку для консольных балок (FR на рис. 8.4.3.д). Собственный вес не нужно учитывать ни в одном из случаев, так как он уже включен в нагрузку на этаж. Проектируется та балка, которая находится посередине между тремя консольными балками. Для кромочных балок можно назначать приблизительно половину армирования, необходимого для средней балки.

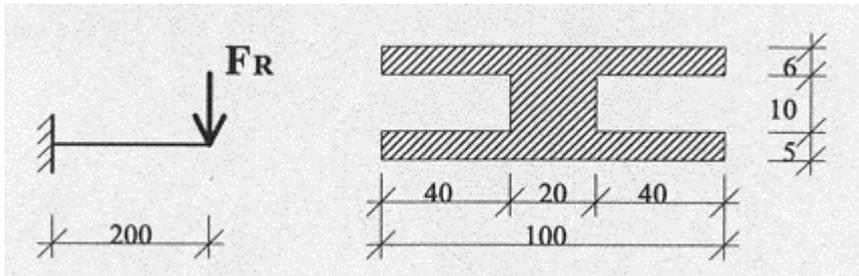


Рис. 8.4.3.г Схема средней консольной балки

### НЕПРЕРЫВНАЯ НАРУЖНАЯ БАЛКА

Марка бетона В25

марка стали ST500

H=21,0 см

d,t=17,5 см

d,b=18,0 см

### МОМЕНТЫ

M, мин [кНм/м]

-6,40

As, верх [см<sup>2</sup>/м]

1,28

M, макс [кНм/м]

5,34

1,16

As, низ [см<sup>2</sup>/м]

1,07

0,23

-----часть 1-----|-----часть 2-----|

### ТОЧКИ ОТСЧЕТА (НУЛЕВЫЕ ТОЧКИ) МОМЕНТОВ

Шаг

[см]

-----часть 1-----|-----часть 2-----|

| 362 | 88 | 131 | 169 |

### СДВИГАЮЩИЕ СИЛЫ (начальное значение=0,0кН/м)

V, макс [кН/м]

5,89

7,01

as, сдвиг [см<sup>2</sup>/м]

1,19

1,46

V, мин [кН/м]

-8,73

-2,74

as, сдвиг [см<sup>2</sup>/м]

1,82

0,55

-----часть 1-----|-----часть 2-----|

Для продольного армирования достаточно двух стержней Ø 10 мм, сверху и снизу каждый. В области средней опоры необходимо устанавливать дополнительную арматуру против сдвигающих сил у U-образной сетки (напр., 5 штук Ø 8 мм, e=25 см). Кромочная нагрузка FR на консольную балку является суммой двух сдвигающих сил в средней опоре и равна

$$F_R = 8,73 + 7,01 = 15,74 \text{ кН.}$$

### СРЕДНЯЯ КОНСОЛЬНАЯ БАЛКА

Марка бетона В25

марка стали ST500

H=21,0 см

d,t=17,5 см

d,b=18,0 см

## МОМЕНТЫ

M, мин	[кН/м]	-31,48
As, верх	[см <sup>2</sup> /м]	6,64

-----часть1-----|

## СДВИГАЮЩИЕ СИЛЫ

V, мин	[кН/м <sup>2</sup> ]	-15,74
as, сдвиг	[см <sup>2</sup> /м]	3,32

-----часть1-----|

6 Ø 12 мм (=6,79 см<sup>2</sup>) устанавливаются как армирование по изгибу. Пространственный каркас поперечной арматуры спроектирован из стержней Ø 8 мм, e=25 см (=2x2.01 см<sup>2</sup>/м). В обеих кромочных балках требуются лишь 3 Ø 12 мм.

Для кромочных балок рекомендуется проверять, требуется ли каркас поперечной арматуры, изготовленный из арматурного прутка. При допущении, что для усиления кромки достаточно использовать U-образную сетку, ширина кромочной балки составляет

$$B=0,05+2,00/5=0,45 \text{ м}$$

Полная сдвигающая сила в области левой консольной балки

$$V=5,89+0,45 \cdot 9,75=10,28 \text{ кН}$$

Допустимая сдвигающая сила состоит из сил, действующих на сетку, выполненную внахлест, и на панель (200 диагоналей на м<sup>2</sup>):

$$V_{ADM}=6,5+0,4 \cdot 14,3=12,2 \text{ кН} > 10,28 \text{ кН}$$

Таким образом, нет необходимости использовать каркас (поперечную арматуру), изготовленную из арматурного прутка.

### **8.5. Пример конструкции**

В нижеследующем разделе рассмотрен пример конструктивного проекта трехмерного перекрытия. Обычная компьютерная программа для расчета непрерывных балок, Для расчета междуэтажных перекрытий используется обычная компьютерная программа для расчета непрерывных балок.

### 8.5.1. Основы системы

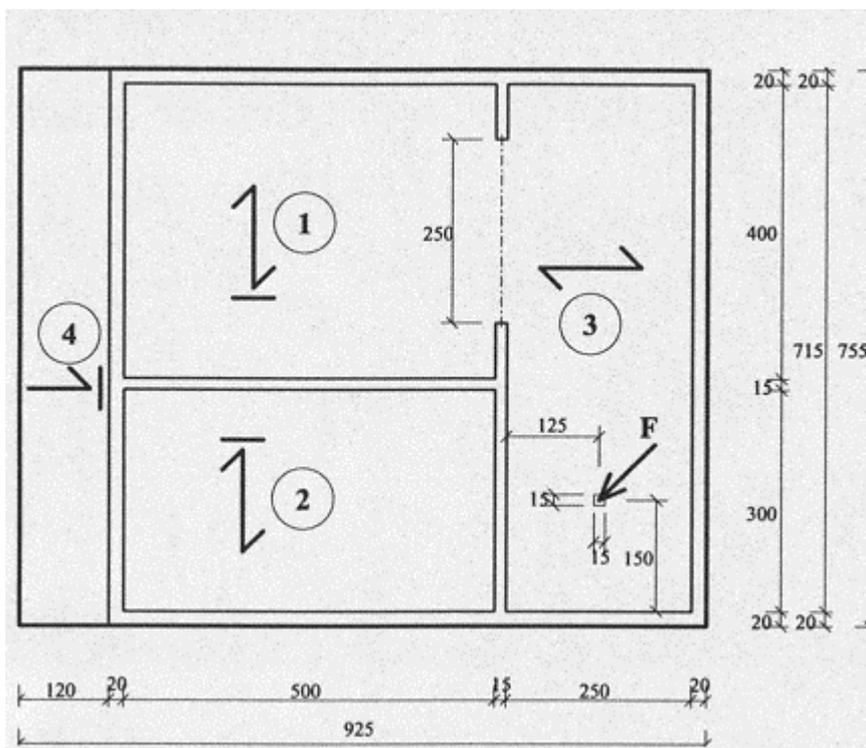


Рис. 8.5.1.а Пример плана первого этажа

Нагрузки определены для панели перекрытия 50+100+60 мм. Обычно динамическая нагрузка для жилых зданий составляет 2,00 кН/м<sup>2</sup>.

Собственный вес	D.L.=4,50 кН/м <sup>2</sup>
Бетон (50+60 мм)	2,75 кН/м <sup>2</sup>
Конструкция этажа	1,75 кН/м <sup>2</sup>
Динамическая нагрузка	L.L 2,00 кН/м <sup>2</sup>
Полная нагрузка	q = 6,50 кН/м <sup>2</sup>
Сосредоточенная нагрузка	F = 20,00 кН

Междуэтажные перекрытия 1 и 2 рассчитываются как непрерывные пролеты. Межэтажное перекрытие 3 нужно рассматривать как простой пролет. Консольное перекрытие 4 соединено с кромкой пересечения перекрытий 1 и 2.

Панели перекрытий имеют 200 диагоналей на м<sup>2</sup> и 100 мм наполнителя EPS. Основное армирование составляет 1,41 см<sup>2</sup>/м. Без дополнительного армирования на сдвиг панель может выдержать сдвигающую силу в 14,3 кН/м (таблица 3.6.а). В соответствии со стандартом DIN был выбран коэффициент запаса прочности 1,75.

### 8.5.2. Решение армирования

В нижеследующих расчетах армирование на изгиб ( $=A_s$ ) относится к полному армированию, тогда как армирование на сдвиг ( $=a_s$ ) указывает лишь на дополнительное армирование для панели. В качестве армирования на изгиб применяется U-образный каркас, изготовленный из сетки, выполненной внахлест. Данные об армировании относятся к полосе перекрытия в 1,00 м и должны умножаться на 1,20 для стандартной панели.

Минимальный момент в середине пролета, который может быть рассчитан в перекрытии, жестко закрепленном с одной или двух сторон, всегда принимается как момент в перекрытии с полностью зафиксированными краями. В этом случае учитывается сопротивление кручению в точке опоры. Указанный момент в середине пролета зависит от количества зафиксированных краев

Одна сторона жестко закреплена	$M=9q_1l/128$
Две стороны жестко закреплены	$V=q_1l/24$

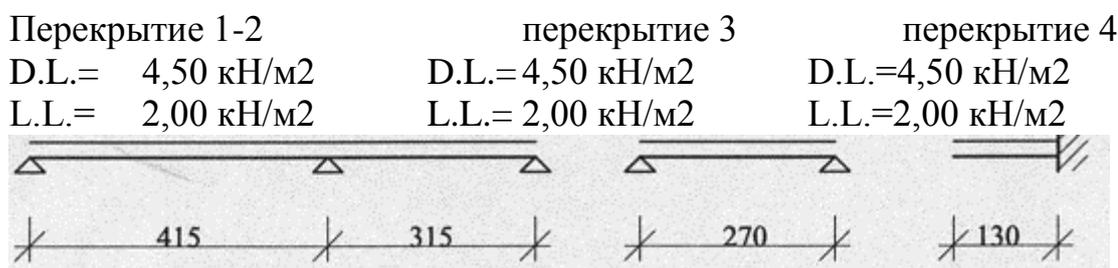


Рис. 8.5.2.а Схема

#### 8.5.2.1. Непрерывные балки

##### НЕПРЕРЫВНАЯ БАЛКА 1-2

Марка бетона B25	марка стали ST500
$p=21,0$ см	$d,t=17,5$ см $d,b=18,0$ см

##### МОМЕНТЫ

M, мин	[кНм/м]	-11,43
--------	---------	--------

As, верх	[см <sup>2</sup> /м]	2,39	
		-----часть1----- -----часть2-----	
M, макс	[кНм/м]	9,29	4,19
As, низ	[см <sup>2</sup> /м]	1,88	0,84

#### НУЛЕВЫЕ ТОЧКИ МОМЕНТОВ

Шаг	[см]	319	96	146	169
		-----часть1----- -----часть 2-----			
шаг	[см]	370	45	88	227

#### СДВИГАЮЩИЕ СИЛЫ (НАЧАЛЬНОЕ ЗНАЧЕНИЕ = 14,3 кН/м)

V, макс [кН/м]	10,99	13,87
as, сдвиг[см <sup>2</sup> /м]	0,00	0,00
	-----часть 1----- -----часть 2-----	
V, мин [кН/м]	-16,24	-7,38
as, сдвиг[см <sup>2</sup> /м]	0,41	0,00

#### НЕПРЕРЫВНАЯ БАЛКА 3

Марка бетона В25                      марка стали ST500  
h=21,0 см                      d,t=17,5 см                      d,b=18,0 см

#### МОМЕНТЫ

	-----часть 1-----
M, макс [кНм/м]	5,92
As, низ [см <sup>2</sup> /м]	1,19

#### СДВИГАЮЩИЕ СИЛЫ (начальное значение=14,3 кН/м)

V, макс [кН/м]	8,78
as, сдвиг[см <sup>2</sup> /м]	0,00
	-----часть 1-----
V, мин [кН/м]	-8,78
As, сдвиг[см <sup>2</sup> /м]	0,00

#### НЕПРЕРЫВНАЯ БАЛКА 4

Марка бетона В25                      марка стали ST500  
h=21,0 см                      d,t=17,5 см                      d,b=18,0 см

#### МОМЕНТЫ

M, мин [кН/м]	-5,49
as, сдвиг[см <sup>2</sup> /м]	1,10
	-----часть 1-----

## СДВИГАЮЩИЕ СИЛЫ (начальное значение = 14,3 кН/м)

-----часть 1-----	
V, мин [кН/м]	-8,45
as, сдвиг[см <sup>2</sup> /м]	0.00

Данные расчеты показывают, что дополнительное армирование на растяжение и изгиб необходимо установить только в первом междуэтажном перекрытии. Дополнительное нижнее армирование проходит через всю длину панели. В качестве арматуры выбраны 4 стержня Ø 8 мм на панель. Это образует полную площадь армирования 3,09 см<sup>2</sup>/м. Принимая во внимание положения нулевых точек моментов верхняя арматура длиной 2,50 м располагается между междуэтажными перекрытиями 1 и 2. Арматура Ø 8 мм устанавливается с промежутком в 20 см.

Консольное армирование должно достигать середины внутреннего пролета или должно быть, по крайней мере, в 1,5 раза длиннее, чем консоль. Это составляет общую длину приблизительно в 3,5 м. Следовательно, первый панельный стык нужно спроектировать по всей длине перекрытия. Чтобы обеспечить это, используется сетка, установленная внахлест (45 см), на основании большей доводочной длины арматурного прутка. Консольное армирование (Ø 8 мм, e=25 см, as= 2,01 см<sup>2</sup>/м) длиной 2,50 м осуществляется в центре по наружной стене. В целях избежания трещин, для междуэтажного перекрытия 3 должно быть обеспечено верхнее армирование площадью не меньше минимального, т.е. Ø 8 мм с шагом в 25 см.

Для полосы перекрытия шириной в 1,0 м указанное дополнительное армирование по сдвигу составляет 0,41 см<sup>2</sup>/м. Следовательно, на панель требуется  $0,41 \cdot 1,20 = 0,49$  см<sup>2</sup>/м. Достаточно каркаса (поперечной арматуры) из сетки, выполненной внахлест. Его длину можно рассчитать, основываясь на превышении допустимой сдвигающей силы, т.е.  $16,24 - 14,3 = 1,94$  кН/м. Таким образом, длина дополнительной арматуры составляет  $1,94 \text{ кН/м} / 6,50 \text{ кН/м}^2 = 0,30$  м.

### 8.5.2.2. Сосредоточенная нагрузка

Сосредоточенную нагрузку на междуэтажное перекрытие 3 нужно рассчитывать в соответствии с главой 7. Рабочая глубина d<sub>2</sub> равна d=60-15=45мм. Рабочая боковая длина согласно параграфу 7.1.2. равняется

$$B=3 \cdot d=3 \cdot 45=135 \text{ мм.}$$

Таким образом, периметр по сдвигу

$$u=4 \cdot b+2 \cdot \pi \cdot d=823 \text{ мм.}$$

Следовательно, напряжение сдвига (касательное напряжение)

$$\tau = \frac{F}{u \cdot d} = \frac{20000}{823 \cdot 45} = 0,54 \text{ Н/мм}^2 > 0,50 \text{ Н/мм}^2$$

Верхнего слоя бетона недостаточно. Существуют два способа повысить несущую способность без изменения полной толщины:

- применение балочных лент, выполненных заподлицо
- применение панели с 50-миллиметровым наполнителем EPS (вместо 100 мм) под нагрузкой

В данном случае нагрузка не настолько высока, чтобы применять ленты. На практике рекомендуется применять панель с 50-миллиметровым наполнителем EPS. Допустимая сдвигающая сила равна 10,9 кН/м (таблица 3.6.б). Для расчета сдвигающих сил необходимо принимать во внимание дополнительный собственный вес = 1,25 кН/м<sup>2</sup>. Следовательно, внутренние силы для равномерно распределенной нагрузки равны

$$g = 6,5 + 1,25 = 7,75 \text{ кН/м}^2$$

$$M = ql^2/8 = 7,06 \text{ кНм/м}$$

$$V = ql/2 = 10,46 \text{ кН/м}$$

Ширина распределения может быть принята в зависимости от конкретной конструкции, а сдвигающая сила – в соответствии с таблицей 7.1.1.а.

$$b_M = 0,15 + 0,06 + 1,5 \cdot 1,25 \cdot (1 - 1,25/2,50) = 1,15 \text{ м} \approx 1,0 \text{ м}$$

$$b_V = 0,15 + 0,06 + 0,5 \cdot 1,25 = 0,84 \text{ м} \approx 0,8 \text{ м}$$

Для свободно опирающейся по двум сторонам балки с сосредоточенной нагрузкой в середине пролета момент равен

$$\Delta M = F \cdot lg/4 = 12,5 \text{ кНм}$$

Таким образом, полный момент находится в допустимых пределах. Требуемое дополнительное усиление равняется

$$\Delta A_s = 0,9 \cdot \frac{1,75 \cdot (12,5 + 7,06)}{0,9 \cdot 0,18 \cdot 50} = -1,0 \cdot 1,41 = 2,82 \text{ см}^2 \text{ (6 } \varnothing 8 \text{ мм} = 3,02 \text{ см}^2\text{)}.$$

Дополнительная сдвигающая сила равна  $F/2=10,0$  кН. По причине того, что на внутренней опоре имеет место незначительная фиксация плиты, теоретическая сдвигающая сила возрастает на 10%. Таким образом, полная сдвигающая сила равна

$$V=1,10 \cdot (10,46+1/2 \cdot 20 < 0/0,80) = 25,26 \text{ кН/м} > 1069 \text{ кНм}$$

Требуемое армирование на сдвиг проектируется для сдвигающей силы

$$\Delta V = (25,26 - 10,9) \cdot 0,80 = 11,40 \text{ кН}$$

Следовательно, каркас, сделанный из сетки с нахлестом, должен проходить по всему пролету. В данном случае рекомендуется прикреплять U-образную сетку к обоим панельным стыкам в области, где приложена сосредоточенная нагрузка. С целью гарантии, что ячейки сетки находятся внутри ширины распределения нагрузки, ширина более тонкой панели должна быть около 60 см. В этом случае расчет обеспечивает безопасность.

Поперечный момент от единичной нагрузки

$$M_t = \frac{F}{10} = 2,00 \text{ кНм/мм}$$

$$A_s = \frac{1,75 \cdot M_t}{0,9 \cdot d_2 \cdot f_y} = \frac{1,75 \cdot 2,00}{0,9 \cdot 0,095 \cdot 50} = 0,82 \text{ см}^2/\text{м} < 1,41 \text{ см}^2/\text{м}$$

В поперечном направлении армирование панели является достаточным. Поперечный момент мгновенно снижается в точке перехода верхнего слоя бетона от 110 мм к 60 мм. Для данного панельного стыка достаточно, чтобы сетка наверху заделывалась в область утолщения слоя бетона. Само собой разумеется, что сетка должна иметь ширину 45 см точно под нагрузкой.

### 8.5.2.3. Балочная планка (лента), выполненная заподлицо

Между перекрытиями 1 и 2 имеется расстояние в 2,5 м без опоры. В целях обеспечения непрерывного опирания в этой области необходима балочная лента, выполненная заподлицо. Отношение

$$l_g/h = 2,70/0,21 = 13 < 15$$

лежит в допустимом диапазоне (раздел 7.3.). Нагрузка на балку состоит из собственного веса и реакций опор междуэтажных перекрытий 1 и 3. Реактивная сила междуэтажного перекрытия 3 известна из расчета перекрытия. Однако для междуэтажного перекрытия 1 также необходимо учесть реакцию опоры его поперечной грани.

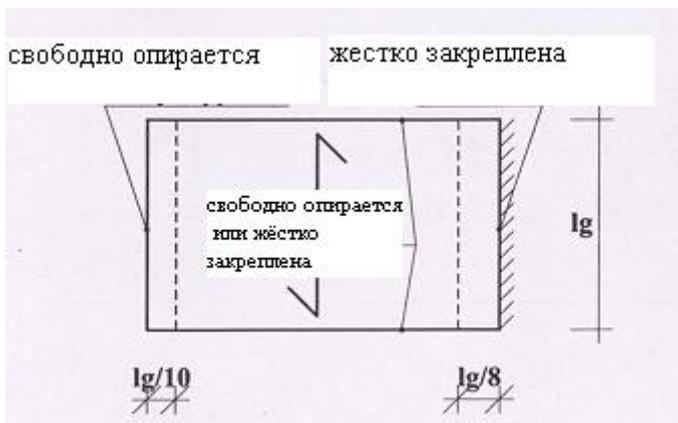


Рис.8.5.2.3. а Реакции опор на поперечной грани объемного перекрытия. Разновидность опоры продольной грани (жестко закреплена или свободно опирается) не оказывает значительного влияния на опору поперечной грани.

нагрузка

собственный вес

$$=0,21 \cdot 0,15 \cdot 25 = 0,79 \text{ кН/м}$$

междуэтажное перекрытие 1

$$=4,15 \cdot 6,50 / 8 = 3,37 \text{ кН/м}$$

междуэтажное перекрытие 3

$$=8,87 \text{ кН/м}$$

ПОЛНАЯ НАГРУЗКА

$$=13,00 \text{ кН/м}$$

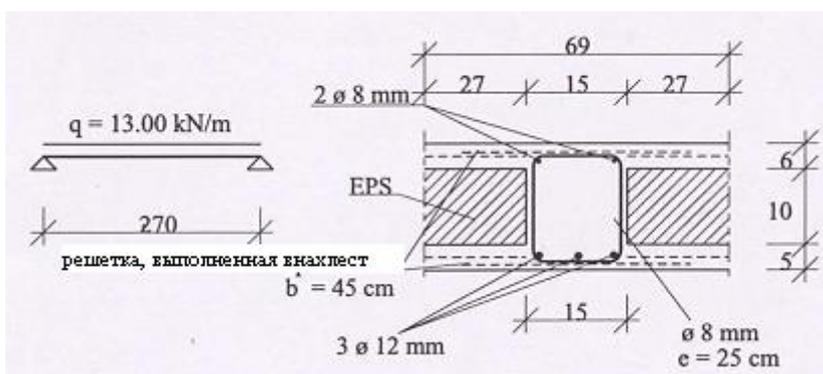


Рис. 8.5.2.3.б Схема и усиление балочной ленты, выполненной заподлицо

Внутренние силы, возникающие от действия равномерно распределенной нагрузки, могут быть рассчитаны следующим образом:

$$M = ql^2/8 = 11,85 \text{ кНм}$$

$$V = ql/2 = 17,55 \text{ кН}$$

Момент не превышает допустимый диапазон. Результат расчета равен

$$A_s = \frac{1,75 \cdot 11,85}{0,9 \cdot 0,17 \cdot 50} = 2,71 \text{ см}^2 \quad (3 \text{ } \varnothing 12, A_s = 3,39 \text{ см}^2)$$

Таким образом, напряжение сдвига равняется

$$\tau = \frac{17,55 \cdot}{015 \cdot 0,95 \cdot 50} = 0,072 \text{ кН/см}^2$$

минимальное армирование на сдвиг в соответствии с требованиями DIN

$$a_s = \frac{1,75 \cdot 0,4 \cdot 7,2 \cdot 2,5}{50} = 2 \times 1,26 \text{ см}^2/\text{м} (\text{Ø } 8, e=25 \text{ см}, a_s=2 \times 2,01 \text{ см}^2/\text{м})$$

### 8.5.3. Расположение панелей

Прайс- лист включает только объемные панели со 100-миллиметровым наполнителем EPS. Панели с 50-мм EPS не упоминаются в списке, так как мы имеем дело только с одной стеновой панелью со 100 диагоналями на м<sup>2</sup>.

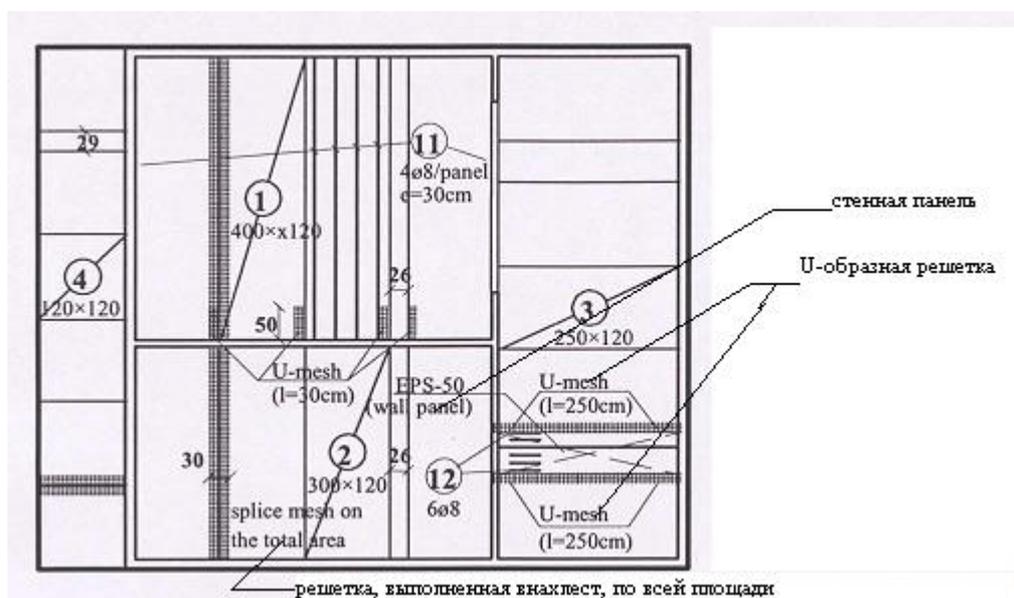


Рис. 8.5.3.а Пример плана размещения (панели и дополнительное нижнее армирование)

### ПРАЙС- ЛИСТ (EPS100, 200 ДИАГ/м<sup>2</sup>)

наимен.	кол-во	длина	ширина	площадь
1	4	4,00	1,20	19,20
1a	1	4,00	0,26	1,04
2	4	3,00	1,20	14,40
2a	1	3,00	0,26	0,78
3	5	2,50	1,20	15,00
3a	1	2,50	0,60	1,50
4	6	1,20	1,20	8,64

4а      1                      1,20                      0,29                      0,35  
 ОБЩАЯ ПЛОЩАДЬ [м<sup>2</sup>]

#### ЛИСТ ЗАКАЗА

Кол-во	длина x ширина	EPS	диаг.	площадь
5	4,00x1,20	100	200	24,00
4	3,00x1,20	100	200	14,40
9	2,50x1.20	100	200	27,00
ОБЩАЯ ПЛОЩАДЬ [м <sup>2</sup> ]				65,40

Арматурные элементы у опоры – скобы и прямые прутки – не показаны на плане расположения панелей на рис. 8.5.3.а.

#### 8.5.4. Верхнее армирование

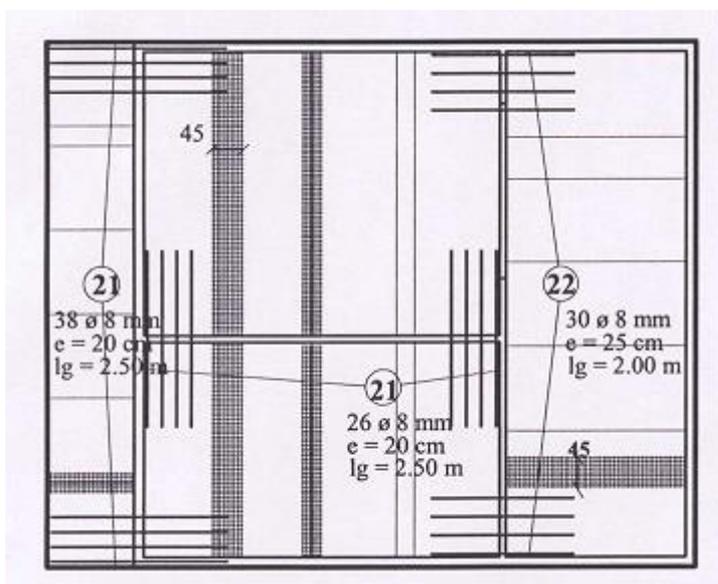


Рис. 8.5.4.а Отрицательное армирование

Стыки в верхней арматуре должны быть покрыты сеткой, выполненной внахлест, шириной 45 см, только в том случае, если имеют место отрицательные моменты или сосредоточенные нагрузки. Обычно бывает достаточно сетки шириной 30 см. Арматурные прутки в данном примере были размещены центрально над опорой.

#### 8.5.5. Обрамление проемов

При проектировании армирования рамы необходимо учитывать как момент, так и сдвигающую силу. Как правило, бывает достаточно установить арматуру в области проема на левую и правую грани.

Сдвигающая сила в углу проема рассматривается аналогично главе 7 (сосредоточенные нагрузки). Рабочую ширину перекрытия можно принять как  $1/10$  от пролета перекрытия с обеих сторон проема. Для расчета дополнительного армирования и поперечная сила, и момент определяются в данной полосе шириной  $b=2 \cdot 0,1 \cdot \text{длина}$ . Для большинства случаев армирование на изгиб требуется вблизи опоры. В центре междуэтажного перекрытия без нее можно обойтись.

Для более обширных проемов необходимо также учитывать армирование в поперечном направлении. Из-за того, что нагрузки в поперечном направлении воспринимаются только верхним слоем, как правило, возникает необходимость в балочных лентах, выполненных заподлицо. Для небольших проемов их можно не применять.

Простейшим армированием на сдвиг является U-образная сетка, уложенная внахлест, которая обрамляет грань проема. Если требуется более мощное армирование, можно также использовать обычный каркас из поперечной арматуры.

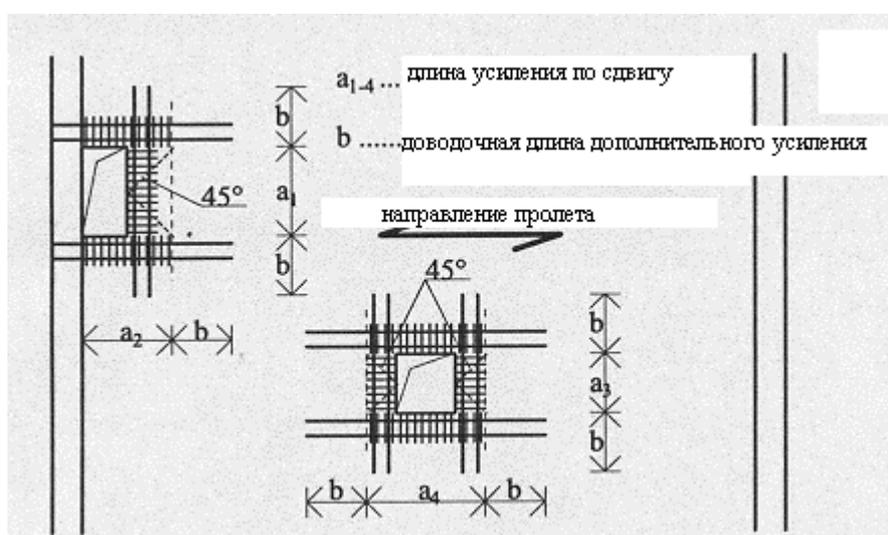


Рис. 8.5.5.а Обрамление проема в перекрытии

На рис. 8.5.5.а показаны 2 проема в перекрытии. Первое расположено у стены, второе находится в центре междуэтажного перекрытия. Дополнительное армирование на сдвиг должно работать в направлении пролета и заходить за грань проема. При принятии направления распространения напряжений в бетоне под углом  $45^\circ$  дополнительная длина составит половину ширины проема. Кроме этого дополнительная продольная арматура должна быть к тому же и заделана в бетон. Данная доводочная длина зависит от вида арматуры и марки бетона. Они устанавливаются отдельными местными стандартами. Всегда следует учитывать, что качество соединения между арматурой и тонким слоем торкретбетона хуже, чем в обычном бетонном перекрытии. Для ребристого арматурного профиля рекомендуется длина заделки 80-100

диаметров арматурного стержня. При использовании гладкого арматурного профиля не разрешается заделывание без крюков.

## 8.6. Механизм проектирования покрытия

Для примера на рис. 8.5.1.а нужно изготовить покрытие из объемных панелей. Выступ составляет 60 см со всех сторон. Наклон крыши - 25°. По причине незначительной нагрузки применяются панели с EPS 50 мм. Слой бетона толщиной 50 мм наносится с обеих сторон.

Две части покрытия часто конструируют таким образом, что они поддерживают друг друга как трехопорная арка. Возникающие горизонтальные силы передаются через пересекающиеся стены (направление оси  $y$ ). Покрытие также работает в качестве диафрагмы и должно иметь дополнительное армирование в поперечном направлении. В качестве рекомендации, стыки панелей в нижней трети перекрытия и в области внутренних опор должны с обеих сторон перекрываться 45-сантиметровой сеткой, уложенной внахлест.

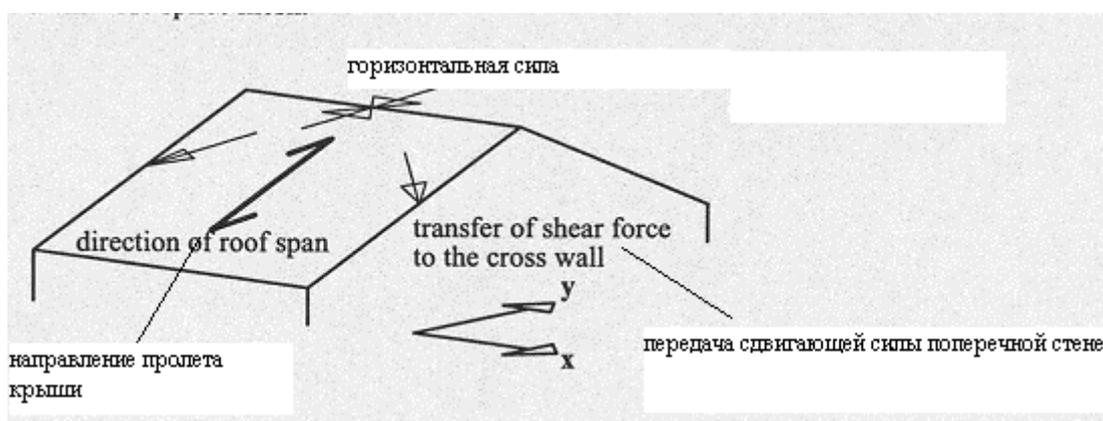


Рис. 8.6.а Механизм передачи нагрузки в покрытии

### 8.6.1. Система

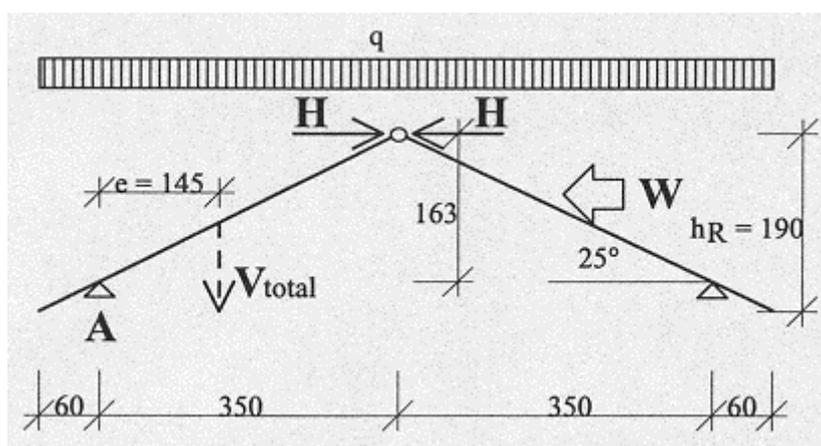


Рис. 8.6.1.а Схема покрытия (направление оси  $y$ )

Нагрузка

Бетон=50+50 мм

=2,50 кН/м<sup>2</sup>

Черепица	=0,50 кН/м <sup>2</sup>
Собственный вес	D.L. =3,00 кН/м <sup>2</sup>
Динамическая нагрузка	L.L. =1.00 кН/м <sup>2</sup>
Полная нагрузка	=4.00 кН/м <sup>2</sup>

### 8.6.1.1. Горизонтальная ветровая нагрузка

Давление ветра  $q_w$  принимается

$$q_w = 1,0 + 0,5 \text{ кН/м}^2 \text{ (давление и всасывание).}$$

Горизонтальная ветровая нагрузка, действующая на покрытие, равна

$$W = q_w \cdot hR = 1,5 \cdot 1,9 = 2,9 \text{ кН/м}$$

### 8.6.1.2. Горизонтальная сила

Горизонтальная сила  $H$  действует на конек крыши. Она рассчитывается сложением моментов, действующих вокруг точки  $A$ .  $V_{total}$  – полная нагрузка на одну сторону покрытия.  $H_1$  – горизонтальная сила без учета ветровой нагрузки.

$$\Sigma M_A = H_1 \cdot h - V_{total} \cdot e = 0$$

$$H_1 = 4,00 \times 4,10 \times 1,45 / 1,63 = 14,6 \text{ кН/м}$$

Горизонтальная сила  $H$  в коньке крыши уравнивается силой  $H_1$  и половиной ветровой нагрузки  $W$ . Отсюда  $H$  равняется

$$H = 2,9/2 + 14,6 = 16,0 \text{ кН/м}$$

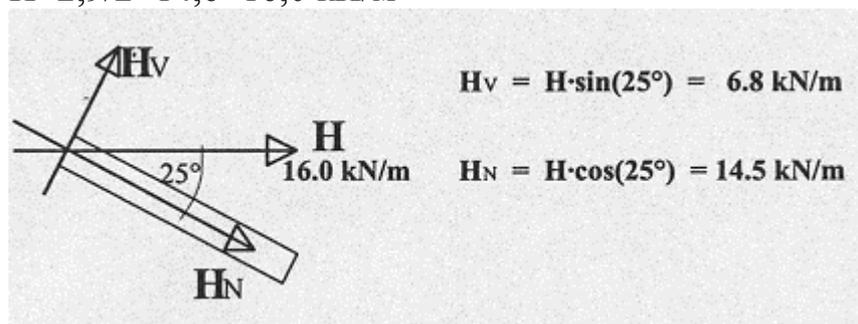


Рис. 8.6.1.2.а Горизонтальная сила в покрытии

### 8.6.2. Диафрагменная работа покрытия

Покрытию приходится передавать горизонтальные силы от конька на пересекающиеся стены (внутренние и торцевые). Чтобы это осуществлялось, оно должно работать как балка, опирающаяся на пересекающиеся стены. Эта балка подвержена воздействию моментов и сдвигающих сил в плоскости покрытия. Нагрузка соответствует силе Нн на рис. 8.6.1.2. а. Влиянием выступа крыши (60 см) можно пренебречь.

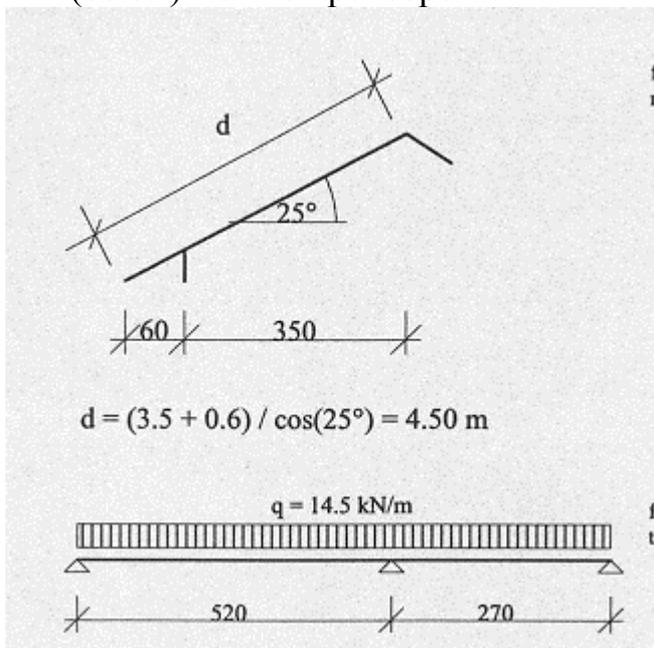


Рис. 8.6.2.а Рабочая длина покрытия

Рис. 8.6.2.б Схема покрытия (направление оси x)

Отношение высота/длина =  $450/520 = 0,87$  → т.е. рассчитываем как широкую балку.

### НЕПРЕРЫВНАЯ БАЛКА, ПОКРЫТИЕ

Марка бетона В25

марка стали ST500

H=455,0 см

d,t=450,0 см

d,b=450,0 см

### МОМЕНТЫ

M, мин [кНм/м]

-36,78

-----часть 1-----|-----часть 2-----|

M, макс [кНм/м]

32,35

1,22

### СДВИГАЮЩИЕ СИЛЫ (начальное значение = 0,00 кН/м)

V, макс [кН/м]

30,63

33,20

-----часть 1-----|-----часть 2-----|

V, мин [кН/м]

-44,77

-5,95

### 8.6.2.1 Проектирование на изгиб

Расчет на изгиб необходим только для первой части с пролетом 5,20 м. Плечи внутренних сил рассчитываются в соответствии с таблицей 5.2.б

$$Z_B = 0,5 \cdot 4,5 \cdot (1,9 - 4,5/5,2) = 2,33 \text{ м (плечо для нижнего усиления)}$$

$$Z_T = 0,45 \cdot 2,7 = 2,03 \text{ м (плечо для верхнего усиления)}$$

$$A_{\text{своттом}} = 1,75 \cdot 35,47 / (2,33 \cdot 41,2) = 0,65 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{стор}} = 1,75 \cdot 40,33 / (2,03 \cdot 41,2) = 0,84 \text{ см}^2$$

В области основного армирования на растяжение в середине пролета ( $=0,10 \text{ lg}$ , см рис. 5.2.3.а):

$A_{\text{panel}} = 2 \times 0,4 \cdot 2,70 \cdot 1,41 = 3,05 \text{ см}^2 > 0,84 \text{ см}^2 \rightarrow$  т.е. дополнительное армирование не требуется.

В области основного армирования на растяжение на внутренней опоре ( $=0,40 \text{ lg}$ ):

$A_{\text{panel}} = 2 \times 0,4 \cdot 2,70 \cdot 1,41 = 3,05 \text{ см}^2 > 0,84 \text{ см}^2 \rightarrow$  т.е. дополнительное армирование не требуется.

Покрытия не требуют никакого дополнительного армирования из-за диафрагменной работы. Основная рекомендация – необходимость значительного количества дополнительной арматуры указывает на неэффективную конструкцию. В этом случае требуются дополнительные внутренние опоры, чтобы уменьшить длину пролета. Обычно бывает достаточным, если покрытие имеет достаточную ширину, чтобы рассматриваться как широкая балка.

### 8.6.2.2. Сила реакции опоры

Сила реакции опоры покрытия, создаваемая диафрагменной работой, передается стенам в направлении оси  $y$  (торцевым стенам и внутренним стенам) через панельные стыки. Однако опасным сечением является соединение между покрытием и пересекающимися стенами. В связи с этим, сила в плоскости покрытия должна полностью передаваться через L-образную сетку, укладываемую внахлест. Сопротивление арматуры сдвигу принимается как 60% от заданного предела текучести ( $f_s = 0,6 \cdot 50 = 30 \text{ кН/см}^2$ ).

$$V_{\text{max}} = 44,77 \text{ кН}$$

$$A_s = 1,75 \cdot 44,77 / 30 = 2,61 \text{ см}^2$$

Таким образом, с каждой стороны стены минимальная длина арматуры в соединении составит  $2,61/1,41 = 1,63 \text{ м}$ . Длина стены  $3,80 \text{ м}$ . Следовательно, обеспечиваемое армирование в соединении больше требуемого.

## 9. Стены

Условные обозначения см. в главах 2-7.

Стены, выполненные из трехмерных элементов, могут рассматриваться как несущие стены. Проектирование стены относительно осевых сил может быть выполнено согласно DIN 1045 или ACI 318 (см. главу 4). Основные требования для несущей объемной стены:

- Гибкость  $\lambda$  не должна превышать 70.
- Содержание цемента в бетоне должно быть около 300 кг/м<sup>2</sup>.
- Бетонные оболочки (слои бетона) должны иметь минимальную толщину 40 мм (внутри) или 50 мм (снаружи).

За исключением некоторых случаев, необходимо считать стену свободно опирающейся по двум сторонам. Армированное соединение с перекрытием не проектируется на изгиб. Удерживающий момент (момент в заделке) может привести к тому, что конструкция начнет работать как рама. Как правило, трехмерные стены не предназначены для восприятия столь высоких моментов. Необходимое дополнительное армирование нейтрализует преимущества трехмерной панели и в конечном счете повлечет за собой более высокие затраты. Незначительные моменты, которые могут передаваться посредством обычной арматуры на опоры перекрытия, можно рассматривать как дополнительный эксцентриситет осевой нагрузки (см. главу 4).

### 9.1. Определение длины коробления и эксцентриситета

#### 9.1.1. Требования

Трудность проектирования стены заключается в определении длины коробления стены (рабочей длины). Для простейшего примера подойдет один из 4 основных случаев по Эйлеру. Случаи 2 и 3 на практике вряд ли встречаются. В основном применяются средние значения между жесткими заделками и шарнирными опорами.

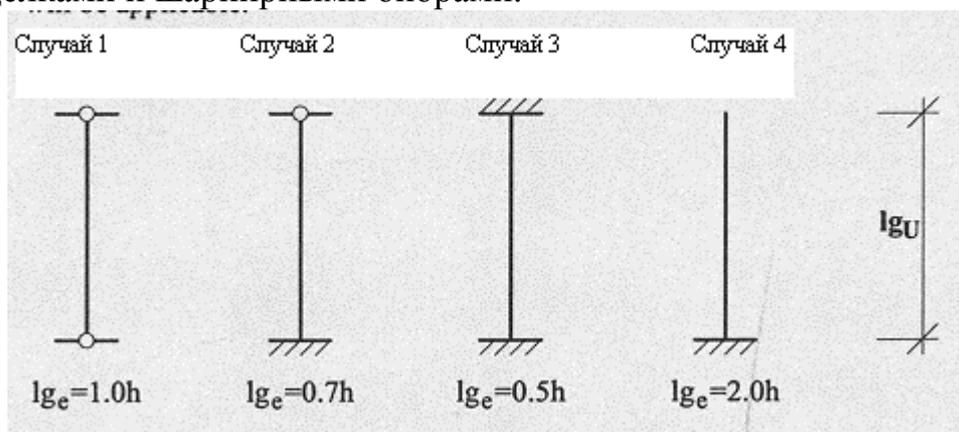


Рис. 9.1.1.а Опорные условия для стен

В первую очередь для объемных стен важны случаи 1 и 4. Длина коробления  $l_{ge}$  в этих случаях равна

$$\text{Случай 1} \quad l_{ge}=1,0 \cdot l_{gU}$$

$$\text{Случай 2} \quad l_{ge}=2,0 \cdot l_{gU}$$

Для данной длины коробления нужно определить гибкость

$$\lambda=l_{ge}/r$$

Величина  $r$  относится к радиусу инерции стены. Диаграммы в разделе 4.6 также включают в себя радиусы инерции наиболее широко используемых трехмерных поперечных сечений. Метод приближения в соответствии с DIN 1045 может применяться только в случаях с гибкостью стены  $\lambda \leq 70$ . Если фактическая гибкость больше 70, существуют несколько способов проектирования, позволяющих решить проблему без увеличения поперечного сечения. Вариант для незначительных нагрузок см. в разделе 4.2.2.

Еще один параметр использования диаграмм – эксцентриситет  $e$ . Эксцентриситет относится к расстоянию между точкой приложения нагрузки и центром тяжести поперечного сечения. Данный эксцентриситет выражает

- расчетные изгибающие моменты
- случайные ограничения

Для объемных стен относительно случайных ограничений можно принимать в расчет следующие минимальные эксцентриситеты:

- Внутренние стены:  $h/6$
- Наружные стены :  $h/8$

В этой формуле  $h$  относится к полной толщине стены. Эти данные пригодны для средних условий. Однако эти значения нужно корректировать для различных обстоятельств (напр., внешняя стена, расположенная под большим консольным перекрытием, внутренняя стена, поддерживающая существенно разные пролеты междуэтажных перекрытий). Для стен выше 3,0 м эксцентриситеты нужно пропорционально увеличивать. Для стен, соответствующих рис. 9.1.1.б, принимается, что действующая нагрузка всегда приложена в центре тяжести нагруженной бетонной оболочки (в основном внутри). В этом особом случае несущая способность стены может быть значительно увеличена по сравнению с симметричной стеной той же толщины при использовании других толщин бетонной оболочки.

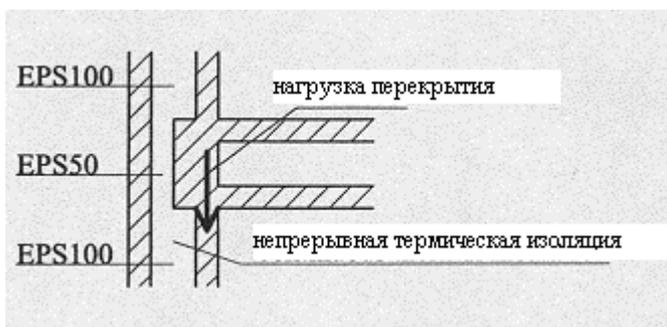


Рис. 9.1.1.б Внутренняя стена с пенополистироловым наполнителем. Нагрузка перекрытия передается только внутренней бетонной оболочке

Основываясь на момент  $M$  и постоянную силу  $F$ , расчетный эксцентриситет  $e$  определяется из структурного расчета:

$$e_0 = M/F$$

Метод приближения можно применять тогда, когда полный эксцентриситет достигает центра не более чем двух бетонных оболочек. Максимальный эксцентриситет получается в случае со стеной, имеющей непрерывный слой из пенополистирола и, следовательно, нагрузку, приложенную лишь к одной стороне. Это означает, что расчет изгибающих моментов невозможен.

### 9.1.2. Конструкции, жесткие на изгиб

Благодаря жестким при изгибе соединениям между стеной и соседними элементами (перекрытием или фундаментом, рис. 9.1.2.а) становится возможным уменьшить длину коробления до 60-80% от высоты стены. Фактическая длина коробления зависит от жесткости элементов, которые соединяются. Может случиться однако, что допустимый максимальный эксцентриситет будет превышен. Стену придется проектировать как рамную (каркасную) конструкцию. Положительное влияние несущей способности стены можно учитывать только если междуэтажные перекрытия, поддерживаемые стеной, имеют очень маленькие пролеты. Применение такой схемы без точного расчета внутренних сил является безопасным только в случае, если заделка фундаментной плиты гораздо более жесткая, чем у присоединенной трехмерной стены. Для приближенного расчета длины коробления трехмерной стены можно принять следующую величину:

Случай: заделка в фундаментную плиту: длина коробления  $l_{ge} = 0,9$  х безопорную длину

Для стены с расположенным сверху трехмерным или бетонным перекрытием габаритная высота элемента может быть принята в качестве безопорной длины.

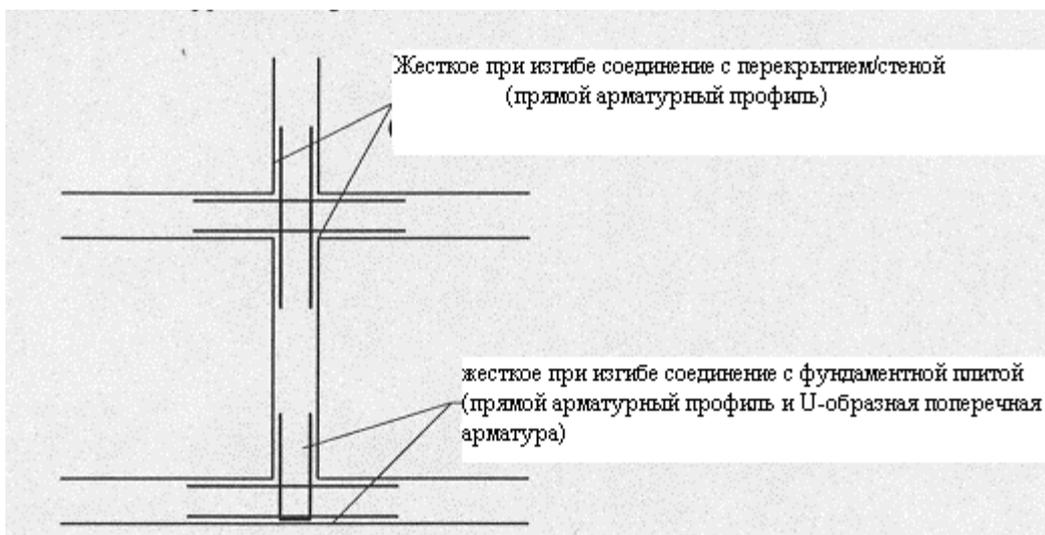


Рис. 9.1.2.а Жесткое на изгиб соединение стены

### 9.1.3. Пересекающиеся стены

Длина коробления  $l_{ge}$  объемной стены может быть уменьшена также путем укрепления стен в поперечном сечении. В данном разделе описаны положения австралийского стандарта. Стандарты других стран (напр., немецкий DIN) отличаются лишь незначительно. Стены прочности нужно строить как трехмерные или как бетонные стены, а максимальное промежуточное расстояние должно быть 8 м (или 12 м, если сверху находится трехмерное перекрытие или армированное бетонное перекрытие). Длина стены прочности должна составлять по меньшей мере 1/5 высоты.

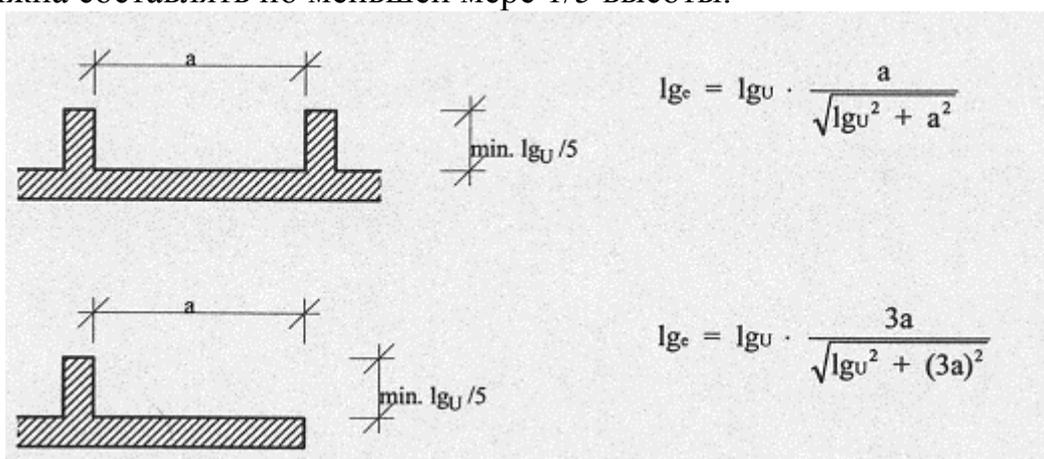


Рис. 9.1.3.а Поперечное укрепление стен

В обоих случаях  $l_{gu}$  относится к безопорной длине стены без поперечного укрепления. Если есть проемы, которые превышают 1/3 от высоты стены (рис.9.1.3.б), то стену можно считать прерывистой. Следовательно, мы имеем дело со свободным концом стены в соответствии с рис. 9.1.3.а (низ).

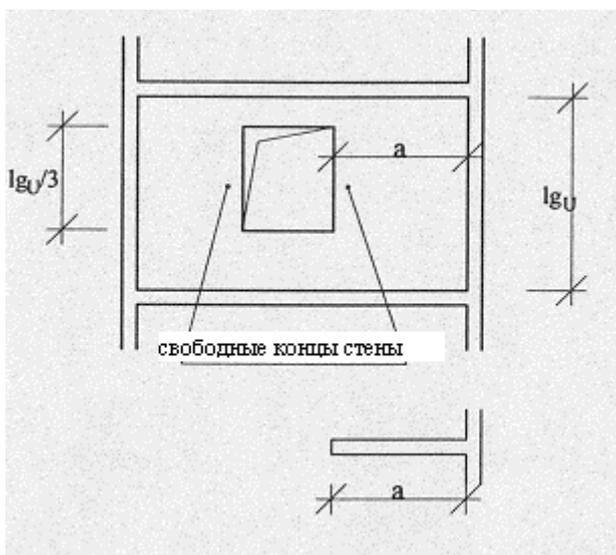


Рис. 9.1.3.б Свободные концы стены возле оконного проема

## 9.2. Конструирование стен

Первый шаг конструирования – определение опасного сечения стены. В большинстве случаев это свободно стоящая колонна между двумя дверями или секция стены, расположенная рядом с проемом. В этих областях приложены сосредоточенные нагрузки от междуэтажных перекрытий. Для этой тяжело нагруженной области стены определяется ширина распределения для передачи нагрузки. В стене без проемов допустимая нагрузка вряд ли может быть превышена

### 9.2.1. Нагрузки

Нагрузка на стену включает в себя как реактивные силы, действующие от верхних этажей, так и собственный вес стены.

#### 9.2.1.1. Нагрузки от этажей

Нагрузки, возникающие от междуэтажных перекрытий, можно увидеть из структурного расчета. Для различных величин пролетов соседних этажей важно, чтобы реактивные силы были не ниже минимального значения.

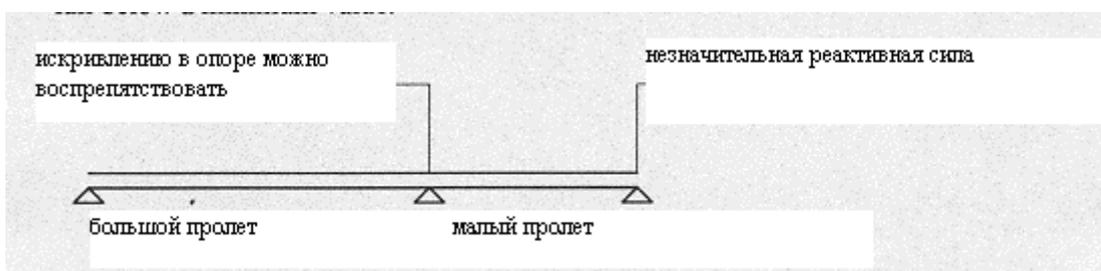


Рис. 9.2.1.1.а Эскиз непрерывного перекрытия

Из-за влияния большего соседнего пролета наружная опора меньшего пролета имеет очень малую реактивную силу в случае непрерывного перекрытия по рис. 9.2.1.1.а. Для данного расчета требуется, чтобы в области внутренней опоры перекрытие могло беспрепятственно изгибаться. Если есть препятствия для изгиба, прикладываются реактивные силы по рис. 9.2.1.1. Данное ограничение было также учтено для конструкции перекрытия, рассмотренной в разделе 8.5.

Минимальный размер реактивной силы вытекает из рис. 9.2.1.1.б

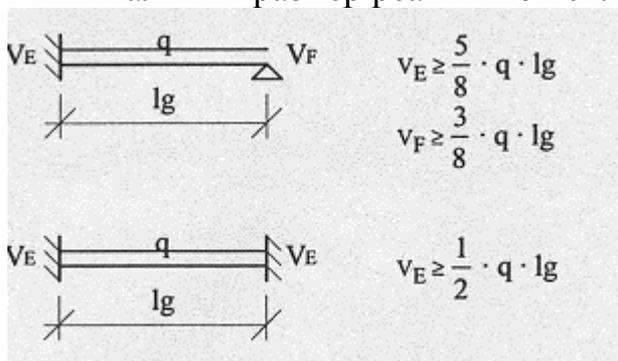


Рис. 9.2.1.1.б Минимальные реактивные силы

Большинство компьютерных программ для расчета непрерывных балок не учитывают это ограничение.

### 9.2.1.2. Нагрузки от стены

Для определения собственного веса стены нужно вычесть лишь крупные проемы в стене. Малые и средние проемы должны быть включены в вес стены, чтобы компенсировать некоторые неточности.

- Оконные перемычки должны иметь значительную толщину бетона, чтобы компенсировать неточности, возникающие при установке панели.
- Из-за того факта, что невозможно выровнять стеновые панели до идеальной плоскости, фактический слой бетона всегда будет на 2-3 миллиметра толще, чем слой бетона, принятый для структурного анализа.

### 9.2.2. Длина распределения

Для расчета стены принимают, что сосредоточенные вертикальные нагрузки от верхних этажей передаются под углом  $45^\circ$ . Благодаря тому факту, что непрерывная армированная трехмерная стена обладает очень хорошим распределительным эффектом, можно принять значение  $l_g/2$  в качестве максимальной ширины распределения для сосредоточенной нагрузки, т.е. теоретическое распределение нагрузки гарантировано до середины пролета

стены (см. рис. 9.2.2.а). В этой формуле  $l_{GU}$  относится к габаритной высоте стены.

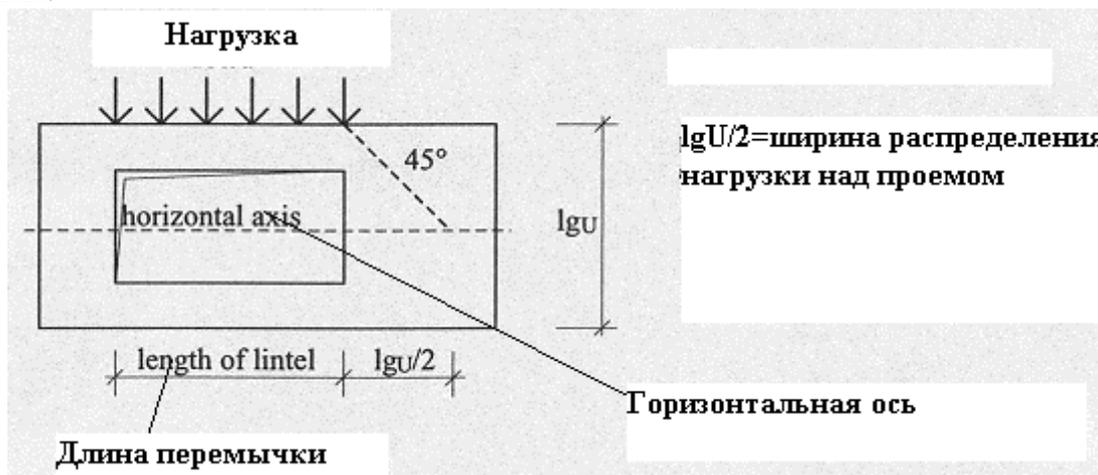


Рис. 9.2.2.а Профиль стены

### 9.2.3. Армирование

Повышение несущей способности может быть достигнуто с помощью дополнительного армирования. Однако в случае с трехмерной стеной это не является практичным решением. Чтобы уберечь дополнительную арматуру от коробления необходимо укрепить ее горизонтальными арматурными стержнями. Обычно бетонные слои трехмерных стен довольно тонкие, и, вряд ли возможно установить эти два слоя арматуры. Дополнительное вертикальное армирование по рис. 9.2.4. необходимо лишь в проектных целях.

Если стена не соответствует требованиям к конструкции, усиление бетона является единственно возможным решением, т.е необходимо предпринять следующие меры:

- более толстый слой бетона
- более высокая марка бетона

Кроме того, возможно установить дополнительную колонну из армированного бетона (железобетона) в особо опасных сечениях. Из-за того, что более высокая марка бетона должна быть использована по всему этажу, а устройство колонн из железобетона может привести к проблемам со средним слоем из пенополистирола, рекомендуется применять панель с более тонким наполнителем EPS (напр., 50 вместо 100 мм) в этой области, не меняя общую толщину стены. Кроме того, будет сложно найти более высокую марку бетона, чем B25 ( $f_c=17,5 \text{ Н/мм}^2$ ). В данном случае бетонные оболочки могут иметь либо ту же толщину (напр., 2x75 мм), либо другие толщины (напр., 50+100 мм). Для внутренних стен более толстый слой бетона, безусловно, требуется внутри. Если стена рассчитана с минимальным эксцентриситетом согласно разделу 9.1.1., ассиметричная конструкция стены приведет к небольшому увеличению несущей способности, так как влияние зоны большего сжатия частично

компенсируется пониженным максимальным эксцентриситетом и слегка повышенной гибкостью.

#### 9.2.4. Установка арматуры

Необходимость в дополнительном горизонтальном армировании над оконными проемами вытекает из расчета перемычки. Установленные внахлест сетки в углах окна требуются для избежания в этой области возникновения трещин под углом  $45^\circ$ . Вертикальная арматура необходима лишь для замены перекрывающей сетки, которая, к примеру, снята для санитарно-технических работ, пригонки и монтажа проводки (напр., выключателя). Горизонтальная арматура должна устанавливаться в соответствии со структурным анализом (см. главу 5).

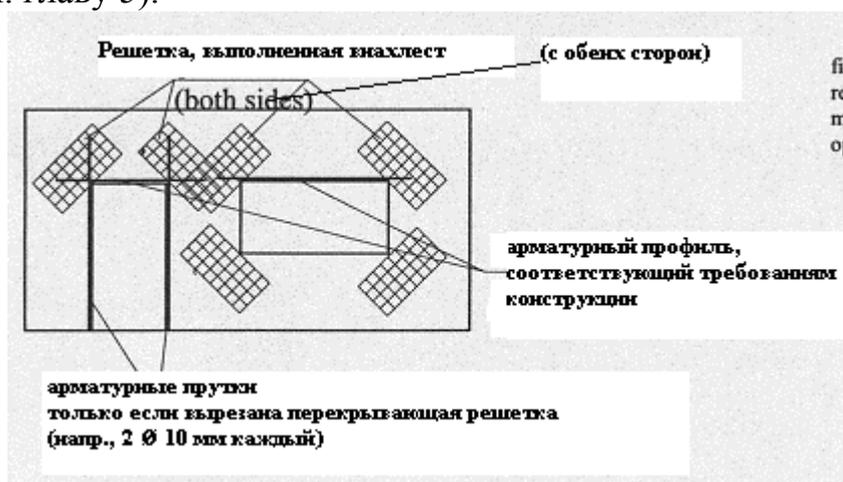


Рис. 9.2.4.а Типовое армирование стены с выполненными внахлест решетками в углах проема

### 9.3. Наружная стена

В данном примере представлен расчет наружной стены трехэтажного жилого здания. Принята нагрузка на перекрытие  $6,75 \text{ кН/м}^2$ . Стена состоит из объемных панелей с наполнителем EPS 100 мм и слоями бетона  $2 \times 50 \text{ мм}$  с маркой бетона B25 ( $f_c = 17,5 \text{ Н/мм}^2$ ).

### 9.3.1. Схема

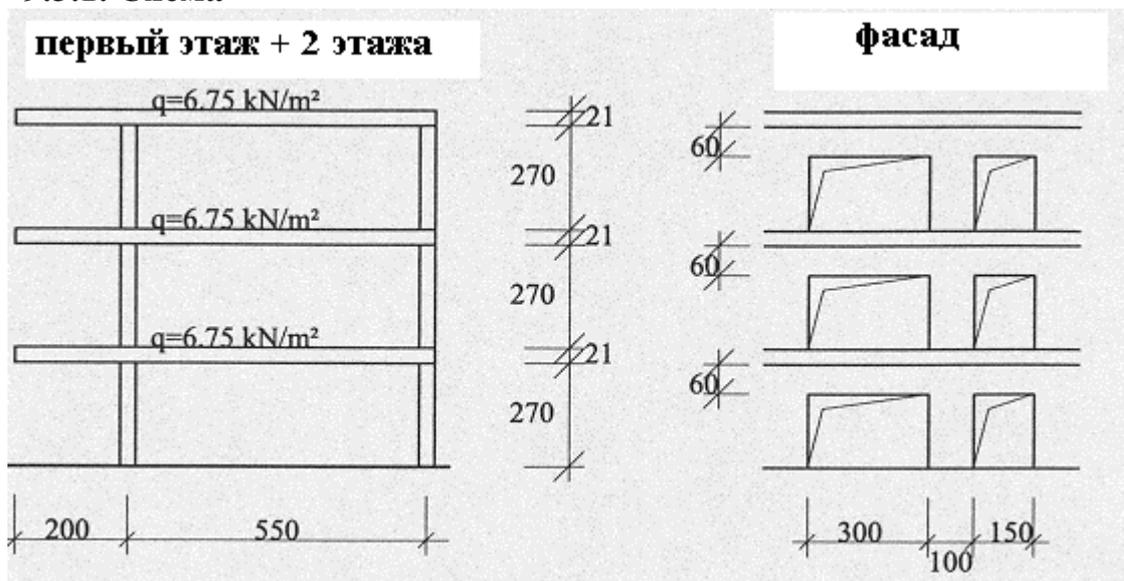


Рис.9.3.1.а Поперечное сечение здания и фасад

### 9.3.2. Нагрузки

На практике нагрузку на стену можно определить в соответствии с реактивными силами из расчета перекрытия. Однако для данного примера приближенное определение более полезно.

Нагрузка на перекрытие равна  
 $F_{\text{slab}} = 6.75 \times (2,00 + 0.55 \cdot 5,50) = 33.9 \text{ кН/м}$

Нагрузка на стену равна  
 $F_{\text{wall}} = 25 \text{ кН/м}^3 \cdot (0,05 + 0,05 \text{ м}) \cdot 2.91 \text{ м} = 7.3 \text{ кН/м}$

Нагрузка на этаж  
 $F_{\text{storey}} = 41,2 \text{ кН/м}$

Полная нагрузка  
 $F_{\text{total}} = 3 \times 41,2 = 123,6 \text{ кН/м}$

Таким образом, полная нагрузка, действующая на колонну на первом этаже, составляет

$$F_{\text{req}} = 123,6 \times (3,00/2 + 1,00 + 1,50/2) = 402 \text{ кН}$$

### 9.3.3. Проектирование

Для диаграмм из раздела 4.6. необходимы следующие исходные величины:

$$h = 50 + 100 + 50 \text{ мм}$$
$$\lambda = 2700/76,4 = 35,3$$

$$e=30 \text{ мм}$$

Согласно диаграмме 4.6.6.а допустимая нагрузка на стену

$$F_{adm}=195 \times 17,5 / 10,5 = 325 \text{ кН} < F_{req} \quad \text{не подходит}$$

Стена не соответствует расчетным требованиям. Решением может стать колонна с толщиной EPS всего 50 мм, но с той же полной толщиной.

$$\begin{aligned} h &= 50 + 50 + 100 \text{ мм} \\ \lambda &= 2700 / 64,0 = 42,2 \\ e &= 30 \text{ мм} \end{aligned}$$

Согласно диаграмме 4.6.4.а допустимая нагрузка на стену

$$F_{adm} = 250 [17,5 / 10,5] = 417 \text{ кН} > F_{req} \quad \text{подходит}$$

### 9.3.4. Дверные перемычки

Во внутренней стене имеются две перемычки с полной высотой

$$h = 60 + 21 = 81 \text{ см}$$

Можно принять рабочую высоту 76 см

Нагрузка	
Нагрузка от перекрытий (см. 9.3.2.)	= 33,9 кН/м
Собственный вес	= 1,5 кН/м
Полная нагрузка	35,4 кН/м

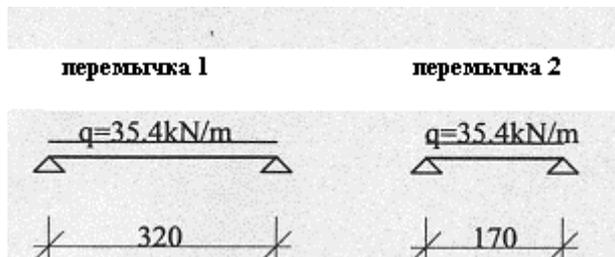


Рис. 9.3.4.а Схема дверных перемычек

Если считать их свободно опирающимися, обе перемычки можно проектировать как балки согласно разделу 5.1. Отношение между высотой панели и рабочей высотой глубиной

$$d_p/d = 55/76 = 0,72$$

В соответствии с таблицей 5.1. допустимый момент

$$M=80,6 \cdot 0,762 \cdot 0,30=13,97 \text{ кНм}$$

Моменты в середине пролета равны

$$M_1=35,4 \cdot 3,202,8=45,31 \text{ кНм}$$

$$M_2=35,4 \cdot 1,702/8=12,79 \text{ кНм}$$

Только перемычка 1 нуждается в дополнительном усилении. Максимальная сдвигающая сила в перемычке 1

$$V_1=35,4 \cdot 3,2/2=56,64 \text{ кН}$$

Напряжение сдвига (касательное напряжение) равняется

$$\tau = \frac{56,64}{2 \cdot 5 \cdot 0,9 \cdot 76} = 0,083 \text{ кН/см}^2 = 0,83 \text{ Н/мм}^2 \text{ (диапазон сдвига 2 согласно DIN)}$$

Говоря об изгибе, армирование панели можно принять во внимание только в диапазоне сдвига 1 (см. раздел 5.1.). Следовательно, армирование на изгиб нужно проектировать для полного момента. Армирование на растяжение равняется

$$A_s = \frac{1,75 \cdot 45,31}{0,9 \cdot 0,76 \cdot 50} = 2,32 \text{ см}^2 \quad (3 \text{ } \varnothing 12 \text{ мм} = 3,39 \text{ см}^2)$$

Согласно DIN 1045 армирование на сдвиг нужно проектировать для напряжения сдвига (касательного напряжения)

$$\tau = \tau_0^2 / \tau_02 = 0,83^2 / 1,80 = 0,38 \text{ Н/мм}^2 (=0,038 \text{ кН/см}^2)$$

Необходимое армирование на сдвиг равняется

$$a_s = 100 \cdot \frac{1,75 \cdot 0,038 \cdot 2 \cdot 5}{50} = 2 \times 0,67 \text{ см}^2/\text{м} \text{ достаточно перекрывающей сетки}$$

#### **9.4. Внутренняя стена**

В данном примере представлен расчет стены трехэтажного жилого здания. Данные были выбраны аналогично примеру 9.3. Принята нагрузка от перекрытий  $6,75 \text{ кН/м}^2$ . Стена состоит из объемных панелей со 100-миллиметровым наполнителем EPS и слоями бетона  $2 \times 50 \text{ мм}$  с маркой бетона B25 ( $f_c = 17,5 \text{ Н/мм}^2$ ). Дверная перемычка в данном примере не рассчитывается.

### 9.4.1. Схема

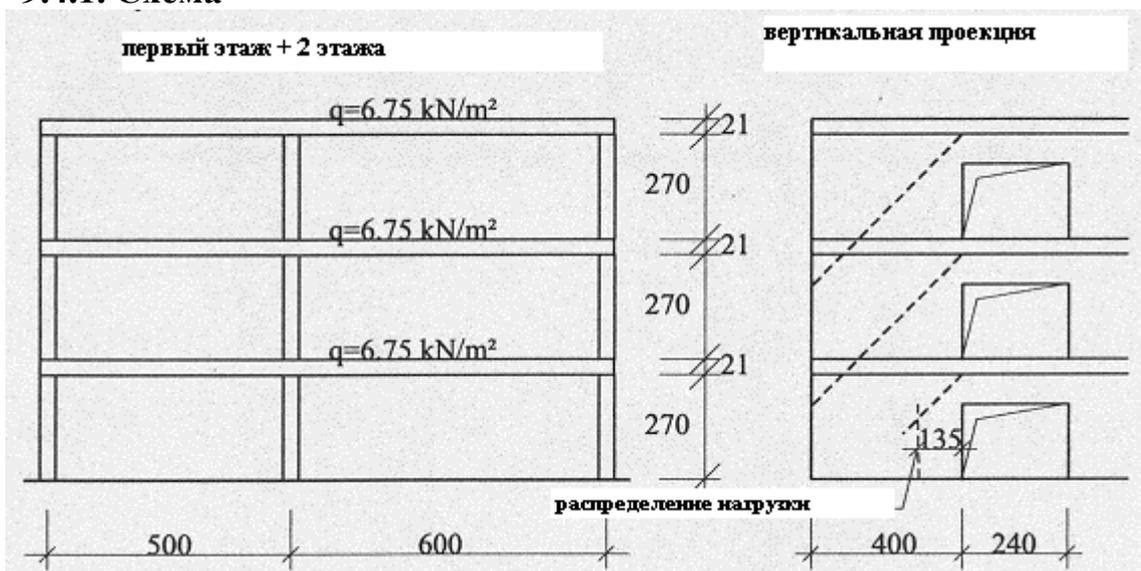


Рис. 9.4.1. а Поперечное сечение здания и вертикальная проекция внутренней стены

### 9.4.2. Нагрузки

Нагрузка, создаваемая перекрытием, была определена с помощью компьютерной программы для непрерывных балок. Было учтено ограничение, упомянутое в главе 9.2.1.1.

$$\begin{aligned}
 F_{\text{slab}} &= 47,4 \text{ кН/м} \\
 F_{\text{wall}} &= 0,25 \text{ кН/м}^3 \cdot (5+5) \cdot 2691 \text{ м} = 7,3 \text{ кН/м} \\
 F_{\text{storey}} &= 54,7 \text{ кН/м}
 \end{aligned}$$

Нагрузки на стену от расположенных выше этажей могут распределяться на ширину 4,0 м до края стены. Для реактивной силы перемычки только на первом этаже ширина распределения составляет  $lg_u/2 = 1,35$  м. Следовательно, полная нагрузка на колонну на первом этаже составляет

$$\begin{aligned}
 F_3 &= 1,35 \cdot 54,7 \cdot (2,40/2 + 4,00) / 4,00 = 96 \text{ кН} \\
 F_2 &= 1,35 \cdot 54,7 \cdot (2,40/2 + 4,00) / 4,00 = 96 \text{ кН} \\
 F_1 &= 54,7 \times (2,40/2 + 1,35) = 139 \text{ кН} \\
 F_{\text{req}} &= 331 \text{ кН}
 \end{aligned}$$

### 9.4.3. Проектирование

В диаграммах из раздела 4.6 требуются следующие входные величины:

$$\begin{aligned}
 h &= 50 + 100 + 50 \text{ мм} \\
 l_{ge} &= l_{gu} \cdot \frac{3a}{\sqrt{l_g^2 u + (3a)^2}} = 270 \cdot \frac{3 \cdot 400}{\sqrt{270^2 + (3 \cdot 400)^2}} = 263 \text{ см} \quad (\text{см. рис. 9.1.3.а}) \\
 \lambda &= 2630 / 76,4 = 34,4 \\
 e &= 30 \text{ мм}
 \end{aligned}$$

С целью компенсировать неточности, допускаемые при возведении многоэтажных зданий выбран тот же эксцентриситет, что и для внутренней стены.

В соответствии с диаграммой 4.6.2.а допустимая нагрузка на стену

$$F_{adm}=1,35 \cdot 195 \cdot 17,5/10,5=439 \text{ кН} > F_{req} \quad \text{подходит}$$

Стена соответствует расчетным требованиям. В других случаях можно также установить в этой точке обычную армированную бетонную колонну. В отличие от трехмерной стены можно принять коэффициент запаса этой колонны 2,1. Влияние гибкости показано довольно отчетливо. Для стены с наполнителем EPS 50 мм и слоями бетона 2x50 мм несущая способность составит всего около 295 кН.

## **9.5. Сейсмические силы**

В районах с высоким риском землетрясений трехмерные панели должны передавать не только вертикальные нагрузки, но также и поперечные нагрузки на анкерные механизмы фундамента. Поперечная нагрузка зависит от веса здания и стандартизованной величины горизонтального ускорения. Для наиболее благоприятного случая – района с низким сейсмическим риском – в качестве горизонтальной нагрузки можно принять 1/100 веса здания.

### **9.5.1. Сейсмическое проектирование согласно ACI**

В общем случае Система объемных конструкций (3D-Construction System) может рассматриваться как система, выдерживающая поперечные нагрузки, а отсюда – как система, способная выдержать сейсмические нагрузки и ветровые нагрузки.

Согласно главе 21 ACI 318, объемные стены могут считаться «структурными стенами», т.е. стенами, пропорции которых позволяют выдерживать комбинацию сдвига, моментов и осевых сил, вызываемых силами землетрясения. Объемные перекрытия действуют как «структурные диафрагмы - структурные элементы», такие, как междуэтажные перекрытия покрытия, которые передают силы инерции элементам, способным выдерживать поперечные силы.

Объемные конструкции не являются каркасными конструкциями согласно главе 21.3; в сущности, силы, вызываемые землетрясением, выдерживаются структурными стенами, диафрагмами и фермами с применением условий главы 21.6.

По существу, стоит заметить, что марка стали перекрывающей стали объемных элементов не отвечает требованиям параграфа 21.2.5. (марка стали решетки – 500 Н/мм<sup>2</sup>, или 70 ksi и отношение «предел прочности при растяжении/предел текучести» 1,10). Тем не менее мы полагаем, что глава 21,6 применима в целях подтверждения того, что конфигурация объемных конструкций устойчива к землетрясениям.

Все объемные стены зданий способны выдерживать поперечные нагрузки. Однако на практике лишь немногие стены проектируют как «стены сдвига», т.е. снабжают «граничными элементами». Согласно формулировке главы 21.1, граничные элементы – это части, расположенные вдоль кромок стены и диафрагмы и укрепленные горизонтальным и поперечным армированием. В армировании граничных элементов, которое может быть представлено как пояс из армированного бетона, работающий на растяжение или сжатие, с объемными элементами для передачи поперечных нагрузок, применяют марку стали требуемой вязкости в соответствии с параграфом 21.2.1. Вязкость всей конструкции и, соответственно, способность противостоять сейсмическим нагрузкам, в первую очередь можно отнести к граничным элементам. Однако граничные элементы проектируют в строгом соответствии с главой 21.6.

Как в структурных (конструкционных) стенах, так и в диафрагмах объемные элементы выполняют только вторичную функцию, т.е. функцию передачи поперечных нагрузок к граничным элементам. Что касается минимального усиления (0,25%) и минимальной толщины слоя бетона (50 мм), все объемные стены отвечают требованиям главы 21. Кроме того, следует заметить, что АСІ допускает отклонения, если достаточная несущая способность доказана испытаниями (параграф 21.2.1.5).

На рис. 9.5.4.б показаны два образца граничных элементов. Вместо использования более широкого элемента (показан справа) можно удлинить граничный элемент. Длина граничного элемента, однако, не должна превышать 10% от общей длины стены.

### 9.5.2. Нагрузки

Для многоэтажных зданий необходимо принимать во внимание, что поперечная сила усиливается на верхних этажах. Отсюда необходимо неравномерно распределить полную горизонтальную силу. Во множестве систем и стандартов используется нижеследующий метод распределения поперечных сил.

$$H_i = \frac{G \cdot h}{\sum_{i=1}^n G_i \cdot h_i} \cdot \alpha \cdot \sum_{i=1}^n G_i \cdot (1 - \delta_n)$$

т.е.  $H_i$ .....поперечная сила на этаже I

- G.....вес этажа
- H.....высота этажа над уровнем земли
- $\alpha$ .....горизонтальное ускорение
- n.....количество этажей
- $\delta_n$ .....0 (в худшем случае)

Составление таблицы – лучший способ определить эти величины. Во-первых, необходимо определить полный вес этажа. Для примера по рис. 9.5.2.а принимаем горизонтальное ускорение  $1 \text{ м/сек}^2 = 0,10 \text{ g}$ .

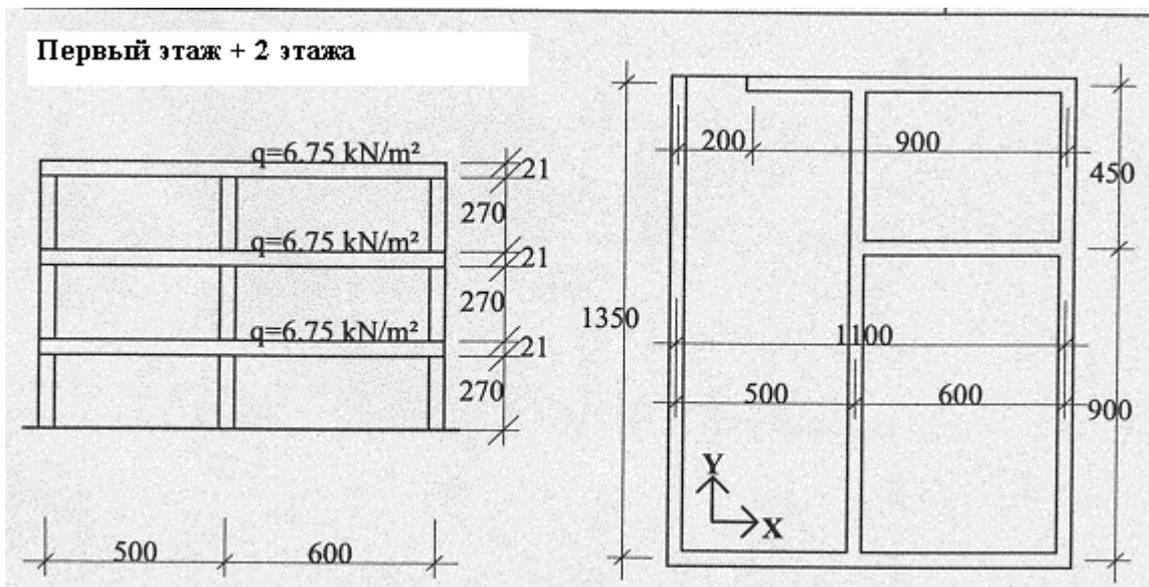


Рис. 9.5.2.а Сечение и план основания

Данный пример относится только к передаче сил в направлении оси X. Вес этажа определяется путем измерений размеров стены без учета проемов в стене или перекрытии. Нижеследующий расчет показывает пример проектирования согласно АСІ. Следовательно, нагрузки умножаются на соответствующие коэффициенты запаса (собственного веса = 1,4; динамической нагрузки = 1,7).

$$\begin{aligned}
 G_{\text{slab}} &= 13,50 \cdot 11,00 \cdot (1,4 \cdot 4,75 + 1,7 \cdot 2,00) &= 1492 \text{ кН} & \text{перекрытие} \\
 G_{\text{wall}} &= 1,4 \cdot 2,502,91 \cdot (3 \cdot 13,50 + 2 \cdot 11,00 + 6,00) &= 698 \text{ кН} & \text{стена} \\
 G_{\text{storey}} & &= 2200 \text{ кН} & \text{этаж}
 \end{aligned}$$

Таким образом, полные вертикальная и горизонтальная нагрузки составляют

$$\begin{aligned}
 G_0 &= \Sigma G = n \cdot G = 3 \cdot 2200 &= 6600 \text{ кН} \\
 H_0 &= \Sigma H = \alpha \cdot \Sigma G = 0,10 \cdot 6600 &= 660 \text{ кН}
 \end{aligned}$$

Все остальные расчеты сведены в таблицу:

этаж	G [кН]	H [кН]	Gxh	G0 [кН]	Hi [кН]

3	2200	8.73	19206	660	330
2	2200	5.82	12804	660	220
1	2200	2.91	6402	660	110
полная	6600	–	38412	–	660

Таблица 9.5.2 а Перечень нагрузок

### 9.5.3. Внутренние силы

С помощью горизонтальных сил можно дать представление о сдвигающих силах и моментах. На рис. 9.5.3.а показаны моменты и сдвигающие силы.

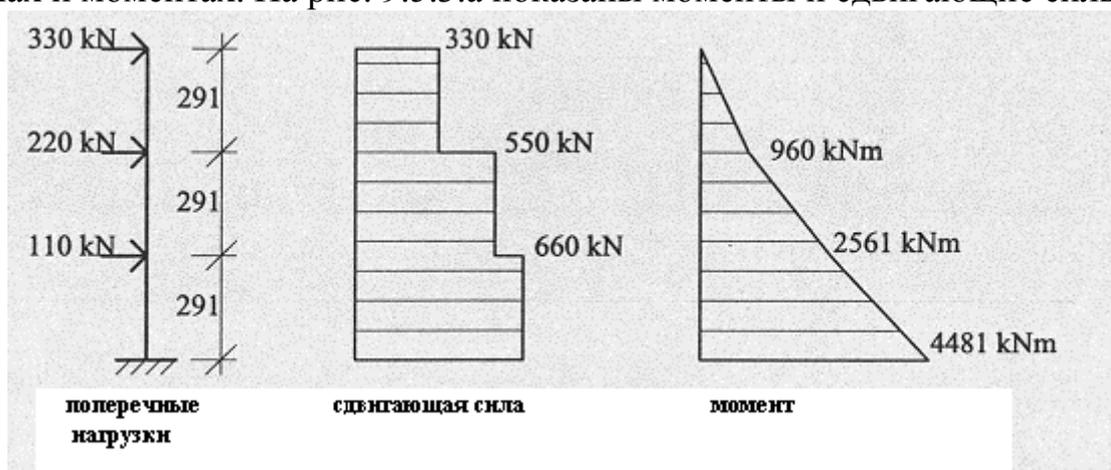


Рис. 9.5.3.а Внутренние силы, возникающие из-за поперечных нагрузок

Внутренние силы, показанные на рисунке 9.5.3.а, должны передаваться отдельным пересекающимся стенам. Для высоких зданий доля отдельных стен примерно соответствует отношению моментов инерции. Для данного расчета необходимо разделить стену, прерываемую дверями, на соответствующее число стен меньшего размера. Ради упрощения принимаем, что дверной проем имеется лишь в одной из 3 стен (см. рис. 9.5.2.а).

В случае с объемными стенами, имеющими одинаковую толщину, можно сократить момент инерции до

$$\begin{array}{ccccccc}
 \Sigma I' = & 11,0^3 & + & 6,0^3 & + & 9,0^3 & = & 2276 \text{ м}^3 \\
 & \downarrow & & \downarrow & & \downarrow & & \downarrow \\
 & 58,5\% & & 9,5\% & & 32,0\% & & 100,0\%
 \end{array}$$

Следовательно, по отношению к площади сильнее всего нагружена самая длинная стена. Для первой стены (длина=11,0 м) внутренние силы равны

$$\begin{aligned}
 V &= 0,585 \cdot 660 = 386 \text{ кН} \\
 M &= 0,585 \cdot 4481 = 2621 \text{ кН}
 \end{aligned}$$

### 9.5.3.1. Стены без граничных элементов

Определение сдвигающей силы может быть выполнено аналогично примеру из раздела 4.4. согласно правилам АСІ. В случае землетрясений действием бетона на общую прочность при сдвиге можно пренебречь. Следовательно, прочность при сдвиге равна

$$\begin{aligned} V_s &= A_s \cdot f_y \cdot d = 2 \cdot 1,41 \cdot 50 \cdot 0,8 && = 112,8 \text{ кН/м} \\ V_{wu} &\leq \varphi \cdot V_s \cdot l_g = 0,85 \cdot 112,8 \cdot 11,0 && = 1054 \text{ кН} > 386 \text{ кН} \quad \text{подходит} \end{aligned}$$

Минимальное сопротивление моменту для стены с равномерно распределенным армированием принимаем по таблице 5.1 а.

$$M = 80,6 \text{ кН/м} \cdot 0,30 \cdot 11,0^2 = 2926 \text{ кН/м} > 2621 \text{ кН/м} \quad \text{подходит}$$

Фактически, однако, в данном случае мы имеем дело с суммой момента и осевой силы. Осевая сила оказывает влияние на результат со знаком «плюс».

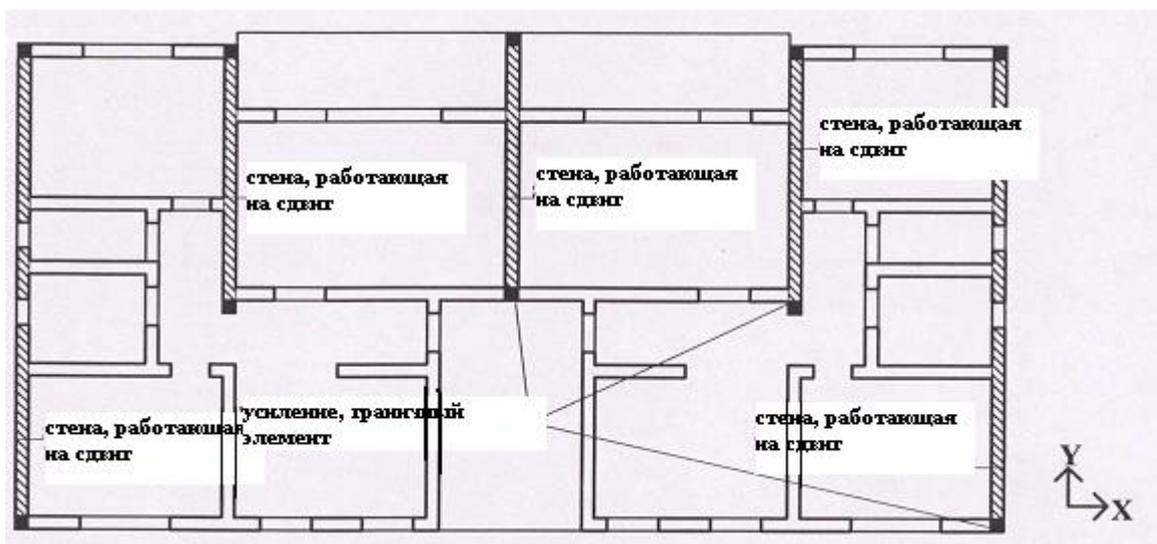


Рис. 9.5.4.а Схема расположения стен, работающих на сдвиг, с граничными элементами (направление оси у)

На рис. 9.5.4. показан схематичный план жилого здания с двумя квартирами на каждом этаже. Выделенные стены, работающие на сдвиг, составляют примерно половину площади всех стен в направлении оси Y. Однако в то же время их доля в обеспечении жесткости здания составляет более 90%. Следовательно, при проектировании остальными стенами без проблем можно пренебречь.

Все стены, работающие на сдвиг, нужно проектировать с армированными граничными элементами, как показано на рис. 9.5.4. б. В то время как внутренние стены не имеют проемов, в каждой из наружных стен есть по два

окна. Эти области должны быть усилены арматурным профилем, расположенным под углом 45° (рис. 9.5.4.в).

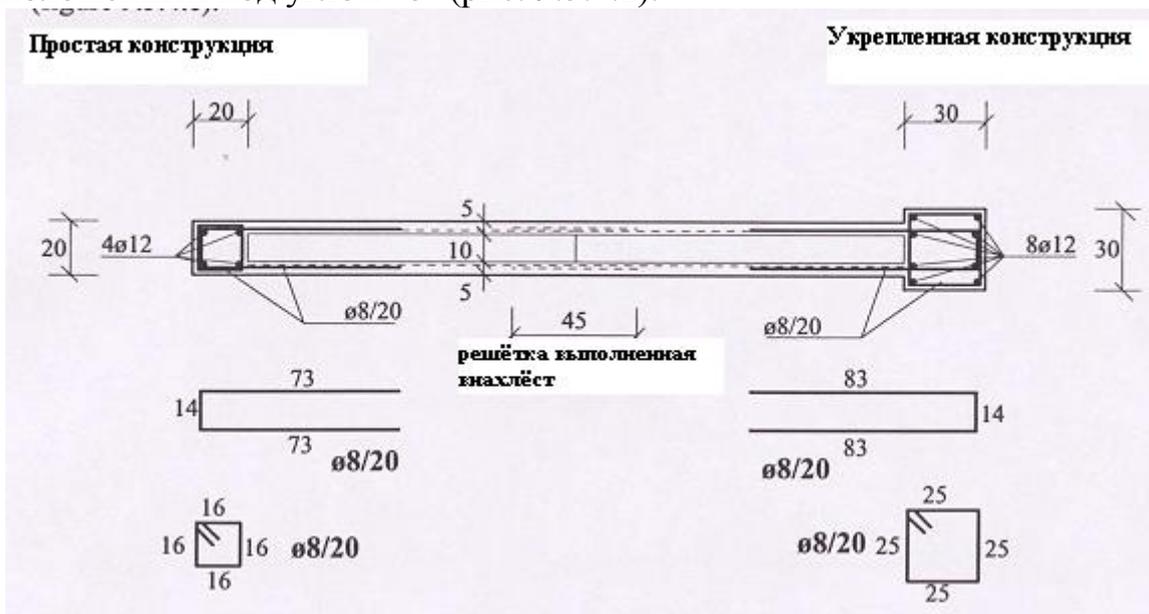


Рис. 9.5.4.б Граничные элементы

На рис. 9.4.5.б показаны два варианта конструкции для граничных элементов. Вместо использования более широкого элемента (показано справа) можно удлинить граничный элемент и расположить его вдоль стены. Однако длина граничного элемента не должна превышать 10% от общей длины стены.

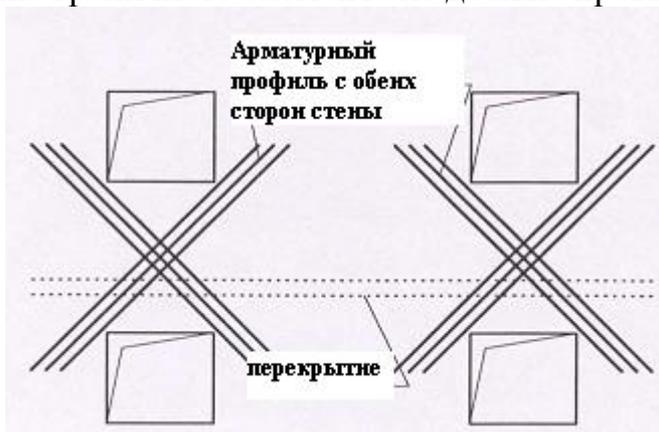


Рис. 9.5.4.в Дополнительное усиление в области проемов

На рис. 9.5.4.в показана схема расположения арматуры между проемами. Для того чтобы в достаточной степени покрыть арматуру бетоном, необходимо поместить арматурные стержни между решеткой и наполнителем EPS. Безусловно, данное перекрестное армирование требуется с обеих сторон стены.

Кроме того, не только вертикальные граничные элементы стен, но также и горизонтальная кольцевая балка в перекрытии должна иметь достаточное армирование.

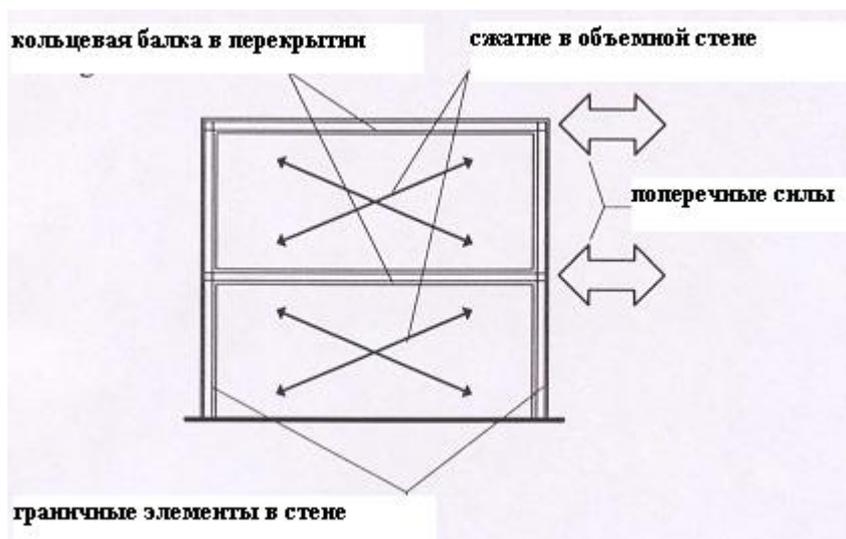


Рис. 9.5.4.г Схема армирования стены в многоэтажном здании

## 10. Трехмерные заводские конструкции

### 10.1. Общие сведения

Элементы трехмерных панелей, изготавливаемые на заводе для перекрытий и стен, имеют различную конструкцию и требования к бетонированию. Применение стен, изготовленных в заводских условиях, имеет смысл только, если на обе стороны стены наносится полный слой бетона. Кроме того, необходимо уложить более толстый слой бетона на внутреннюю часть наружных стен, в силу требований, предъявляемых к системе, использующей перекрытия, изготовленные на заводе. Длина опирания перекрытий не должна быть по возможности менее 10-12 см. Предпочтительно выполнять всю опорную часть стен на заводе сборного железобетона. Затем стены должны быть перевезены на строительную площадку в виде единого монолита. Для облегчения транспортировки возможная длина такого элемента должна быть ограничена в пределах 12-14 метров. Однако, в этом случае, стена, изготовленная из обычного бетона должна быть очень тяжелой. Следовательно, лучше всего использовать легкий бетон. При соответствующей толщине бетона можно компенсировать более низкую прочность облегченного бетона.

В отличие от вышесказанного, требования к производству в заводских условиях перекрытий совершенно иные. Если возможно перевозить элементы стен в вертикальном положении из-за их формы и высоты, форма и длина половых перекрытий не позволяют транспортировать их целиком. Следовательно, каждое половое перекрытие должно быть разделено на несколько элементов с максимальной шириной 2-2.5 метра. Только нижняя часть таких элементов бетонруется на заводе (как полуфабрикат в виде половины перекрытия). Качество бетона таких полуфабрикатных элементов легче проверить в условиях завода, нежели торкретировать их на площадке. Бетон для верхней поверхности перекрытий лучше укладывать на строительной

площадке. Таким образом, можно добиться значительного эффекта при распределении нагрузки.

## **10.2. Полуфабрикатные стены.**

### **10.2.1. Строительный материал**

Как правило, легкий бетон имеет более низкое качество, нежели нормальный бетон. Так газовый и пенный бетон часто имеет марку от 5 до 10  $N/mm^2$ . В таком случае стена всегда должна быть рассчитана как простая бетонная стена. Для бетона меньшего качества (до  $10N/mm^2$ ) фактор безопасности в соответствии с DIN 1045 на 0.5% выше, нежели фактор безопасности для бетона марки B15 или выше. В таком случае, мы рекомендуем применять коэффициент безопасности 3.5. Ограничения на использование легкого бетона, определенные в местных стандартах, должны учитываться отдельно.

Несущая способность стен с двойным покрытием, изготовленным из бетона марки B5.0, рассматривается ниже. Конструкция представлена на рисунке 10.2.2б. В целях эксплуатации и обеспечения защиты от коррозии внешнее бетонное покрытие должно иметь минимальную толщину 6 см.

### **10.2.2. Соединительные детали**

Несущие стены должны соединяться болтами или другими приспособлениями (рисунок 10.2.2.а) для обеспечения жесткости их крепления. Во время установки необходимо оставлять углубления для стальных элементов. Углубления необходимо заливать бетоном после установки стен. Это должно обеспечить прочность стальных соединений. Для легких внутренних стен достаточно предусмотреть пазы в стальных элементах. Дополнительное соединение при помощи болтов необходимо только, если жесткая стена должна отвечать специальным требованиям. (смотрите раздел 99.1.3).

Кольцевая армированная балка неизбежна в перекрытиях для достижения эффекта диафрагмы. В случае железобетонной плиты армированной в двух направлениях достаточно армировать кольцевую балку по месту 2  $\varnothing$  8мм. Если используется полуфабрикатная плита, то минимальное армирование кольцевой балки должно быть 4  $\varnothing$  8мм.

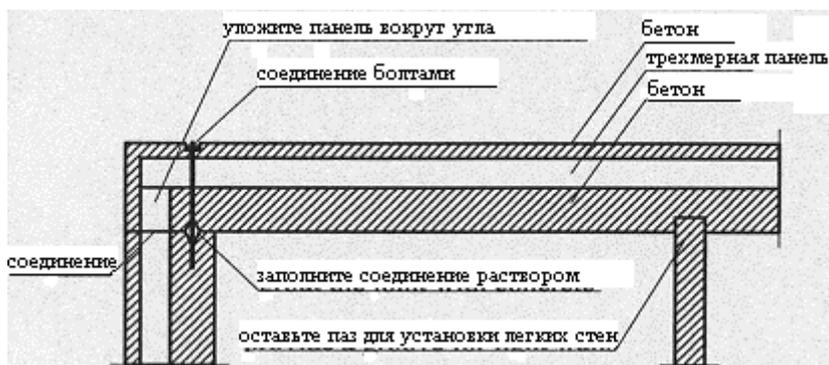


Рисунок 10.2.2.а. Возможности соединений для стен, изготовленных на заводе (План стены первого этажа).

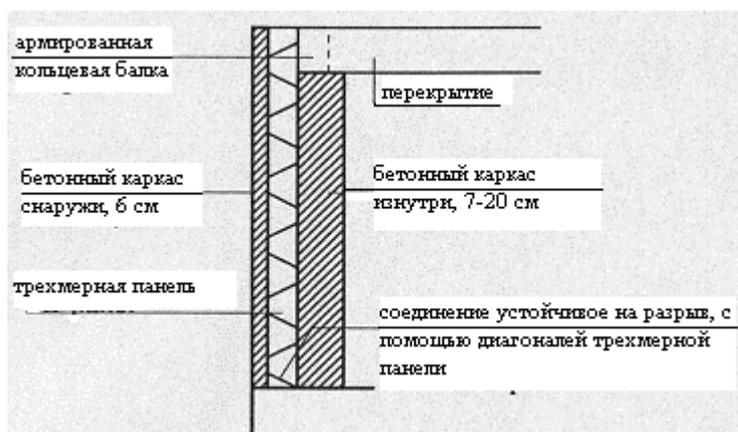


Рисунок 10.2.2.б. Конструкция трехмерной стены, изготовленной на заводе из легкого бетона (сечение).

### 10.2.3. Основа расчетов

Расчеты основываются на методе DIN (смотрите главу 4). Вследствие того, что расчетный эксцентриситет лежит в основном на оси внутреннего каркаса, внешний каркас может треснуть в любом случае. Следовательно, все дальнейшие исследования распределения напряжения относятся только к внутреннему каркасу. Для того чтобы учитывать нагрузку, прилагаемую в центре, должен учитываться случайный эксцентриситет размером  $1/10$  от толщины внутреннего каркаса.

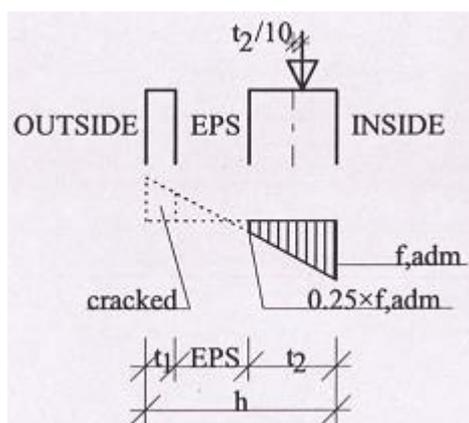


Рисунок 10.2.3.а. Распределение напряжения в трехмерной стене с различной толщиной каркаса, нагруженной на одну сторону. Случайный эксцентриситет равен  $t_2/10$ .

В отличие от наблюдений, изложенных в разделе 4 нельзя забывать, что в таком случае коэффициент безопасности равен 3.5. (см. параграф 10.2.1).

Таблица 10.2.3.а показывает допустимые вертикальные нагрузки на стены согласно методу аппроксимации DIN 1045 в главе 17.9. Таблица составлена в соответствии со следующей схемой:

- Эксцентриситет = нагрузка только на одну сторону плюс  $t_2/10$  (= случайный эксцентриситет)
- Внешний каркас = слой бетона толщиной бсм.
- Изоляция = 10 см EPS
- Марка бетона = B5.0 в соответствии с DIN

Для определения допустимой вертикальной нагрузки необходимы следующие величины:

$t_2$  = толщина внутреннего каркаса [см]

$l_{gU}$  = рабочая высота стены

Concrete layer inside [cm]	7	10	12	15	18	20
Clear wall height $l_{gU}$ [m]	F [kN/m]					
2.00	33.1	49.0	59.7	76.0	92.5	103.7
2.25	31.8	47.3	57.8	73.7	90.0	101.0
2.50	30.5	45.7	55.9	71.5	87.5	98.3
2.75	29.2	44.0	54.0	69.3	85.0	95.7
3.00	27.8	42.3	52.1	67.1	82.5	93.0
3.25	26.5	40.6	50.2	64.9	80.0	90.3
3.50	25.2	38.9	48.3	62.6	77.5	87.7
3.75	23.9	37.2	46.3	60.4	75.0	85.0
4.00	22.5	35.5	44.4	58.2	72.5	82.3
4.25	21.2	33.9	42.5	56.0	70.0	79.7
4.50	19.9	32.2	40.6	53.7	67.5	77.0
4.75	18.6	30.5	38.7	51.5	65.0	74.3
5.00	17.2	28.8	36.8	49.3	62.5	71.7
5.25	15.9	27.1	34.9	47.1	60.0	69.0
5.50	14.6	25.4	33.0	44.9	57.5	66.3
5.75	13.3	23.8	31.1	42.6	55.0	63.7
6.00	11.8	22.1	29.2	40.4	52.5	61.0

Таблица 10.2.3.а. Конструкторская таблица для стен, нагруженных только на одну сторону.

Промежуточные значения можно интерполировать линейно.

### 10.3. Перекрытия, изготовленные на заводе

#### 10.3.1. Перекрытия без фермы

Перекрытия изготавливаются полностью или частично на заводе сборного железобетона и окончательно бетонируются на строительной площадке. Верхняя часть перекрытия бетонируется на площадке для обеспечения

необходимого распределения нагрузки в продольном направлении. Бетонирование нижней части перекрытия делается на заводе полностью или частично. Либо укладывается полный слой бетона на нижнюю часть (рисунок 10.3.1.а, левая сторона), либо поверхность перекрытия торкретируется позднее (рисунок 10.3.1.а, правая сторона). Второй вариант может легко выполняться на строительной площадке даже без применения крана. Сначала панели устанавливаются на край плиты верхней частью вниз. Затем укладывается первый слой бетона толщиной приблизительно 3см. Спустя один день можно вручную перевернуть панели.

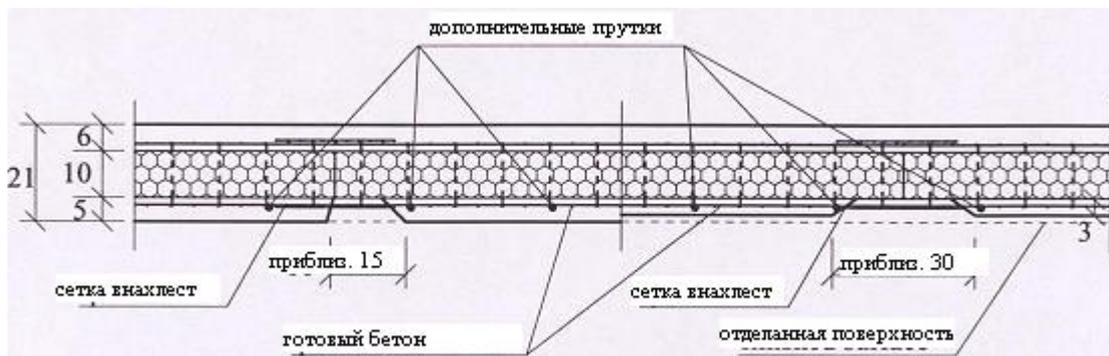


Рисунок 10.3.1.а. Панели перекрытий частично бетонированные на заводе с нижней стороны.

Решения, показанные на рисунке 10.3.1а используют армирование перекрытия снизу в поперечном направлении. Однако с конструкторской точки зрения не обязательно соединять панели друг с другом снизу. Поперечное распределение достигается обычно лишь укладкой верхнего слоя бетона. Во избежание дополнительных проблем (визуальный вид) достаточно замонолитить соединения позднее.

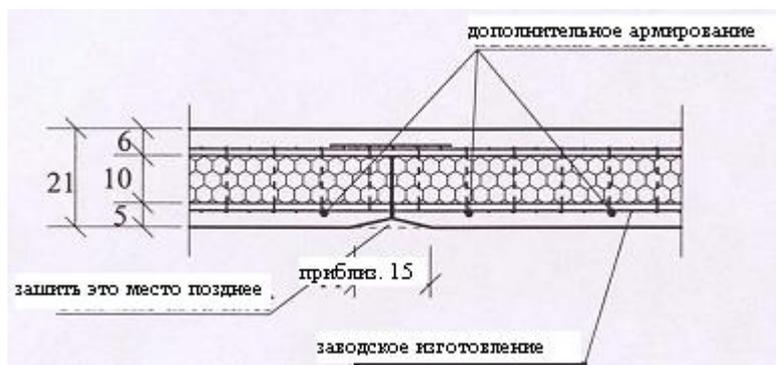


Рисунок 10.3.1.б. Панели перекрытия с бетонированием снизу полностью на заводе.

### 10.3.2. Перекрытие с решетчатыми фермами (балками)

Перекрытия, изготовленные из трехмерных панелей, значительно ограничены по прочности на разрыв. В зависимости от стандартных типов панелей максимально допустимая прочность на разрыв должна быть от 11 до 14кN/m/ Зачастую, эта величина в перекрытиях превышена и, как следствие, необходимо принимать дополнительные меры. Простое решение для

достижения более высокой прочности на разрыв состоит в усилении армирования на опорах. Это слегка увеличивает допустимую прочность. Однако если разрывающие силы значительно превышают допустимую прочность, то потребуются другие решения. Такие решения подразумевают применение фермы вдоль всей длины перекрытия.

Такая ферма должна иметь не только значительную прочность на разрыв, но и усиление прочности на растяжение в нижней части. По экономическим причинам рекомендуется применять решетчатую ферму, изготовленную на заводе.

Такие типы ферм зачастую используются как часть бетонных элементов, изготовленных на заводе. Они могут представлять собой небольшие бетонные кессоны (шириной 10-12см), которые покрывают только решетчатую ферму, либо широкую бетонную плиту (шириной 1-2.5м), в которую вставляются как ферма, так и трехмерные панели.

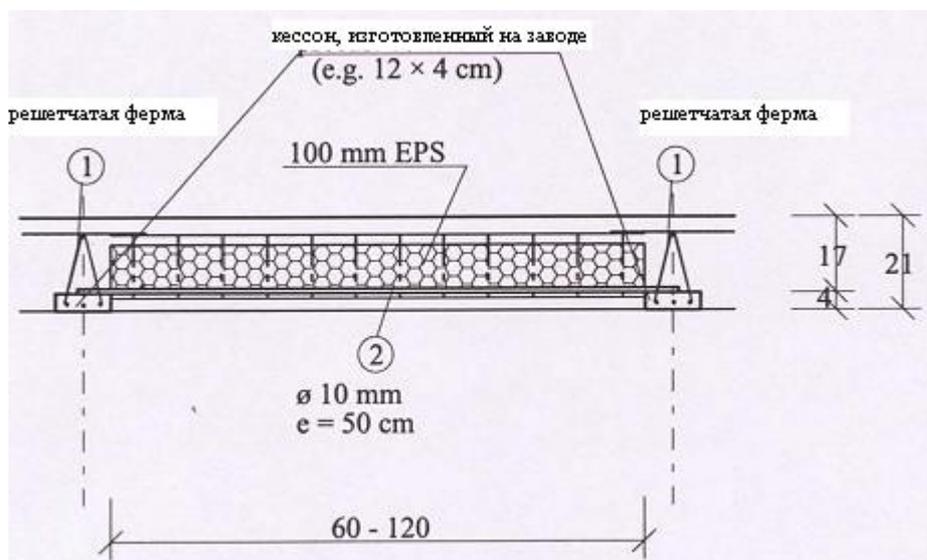


Рисунок 10.3.2.а. Решетчатые фермы с бетонным кессоном, изготовленным на заводе

В этом примере рассмотрена решетчатая ферма с дополнительным продольным армированием внутри фермы для больших нагрузок на пол. Такие фермы конструируются в соответствии с правилами традиционного армирования. При наличии бетонного кессона, изготовленного на заводе, рекомендуется устанавливать трехмерные панели на бетонные кессоны с помощью арматурных стержней (диаметром не менее 10 мм) через каждые 50 см. (пункт 2 на рисунке 10.3.2.а). Затем обычно снизу наносится бетон с помощью торкрет-пушки. Если расстояние между решетчатыми фермами (ширина панелей) выше 60 см, то необходимо проверять и верхний слой бетона.

В случае перекрытий со значительной нагрузкой и большими пролетами можно использовать несколько решетчатых ферм. Не рекомендуется использовать очень узкие панели (менее 60см). В таком случае лучше

устанавливать двойные решетчатые фермы. В любом случае рекомендуется обеспечивать непрерывное верхнее армирование (сварная сетка). Однако, в случае небольших нагрузок на разрыв этим условием можно пренебречь.

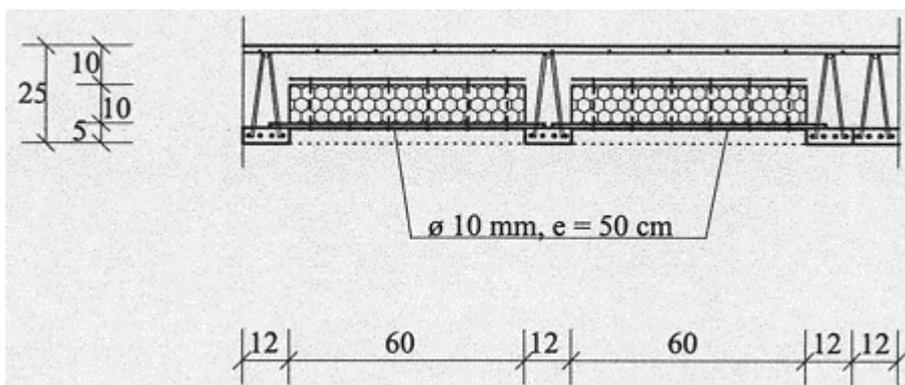


Рисунок 10.3.2.б. Толстая плита перекрытия с одинарной или двойной решетчатой фермой и трехмерными панелями.

На рисунке 10.3.2.б представлен пример, уже апробированный на практике. Здесь решетчатые фермы и половинки панелей ( $b = 60\text{см}$ ) укладываются поочередно. Для того чтобы уложить панели на решетчатые фермы, вставляются арматурные стержни диаметром 10 мм на глубину 50 см между EPS и сеткой. Во избежание смещения панелей сначала необходимо нанести один нижний слой бетона.

### 10.3.3. Элементы перекрытий, изготовленных на заводе

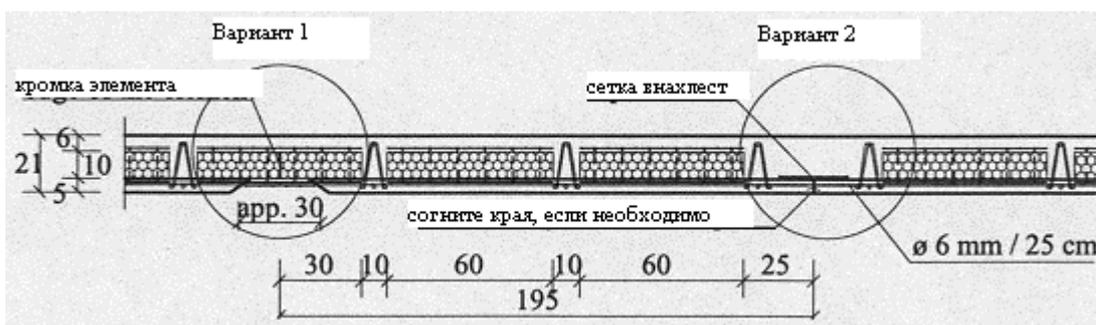


Рисунок 10.3.3.а. Перекрытие с решетчатыми фермами и трехмерными панелями

Элементы перекрытий с решетчатыми фермами, изготовленные на заводе, требуют обязательного применения крана. Однако это позволяет экономить рабочее время. Особо много времени требует оштукатуривание нижней части перекрытия.

Основной технической проблемой является выполнение соединения между элементами перекрытия. В 1-м варианте бетонный элемент не соединяется с краем трехмерной панели. Соединение между элементами армируется сеткой внахлест и закрывается торкрет бетоном. Во 2-м варианте край элемента перекрытия делается без панели. Позднее укладывается сетка внахлест на стык и это место торкретируется бетоном. Дополнительно, можно заделывать стык

снизу (см. рисунок 10.3.1.б). Для этого кромки элемента делаются с небольшой фаской. Благодаря этому можно пренебречь продольным армированием, так как это можно считать перекрытием в одном направлении.

#### 10.3.4. Стыки, изготовленные на заводе

Если промежуток слишком большой и общая толщина (20-23см) недостаточна, то имеет смысл применять стыки, изготовленные на заводе. Пример, показанный на рисунке 10.3.4а, может быть использован для промежутков (прогонов) до 8-10 метров. При конструировании элемента на заводе необходимо убедиться, что такая балка может нести любую нагрузку во время возведения и что потребуется лишь незначительное количество подпорок.

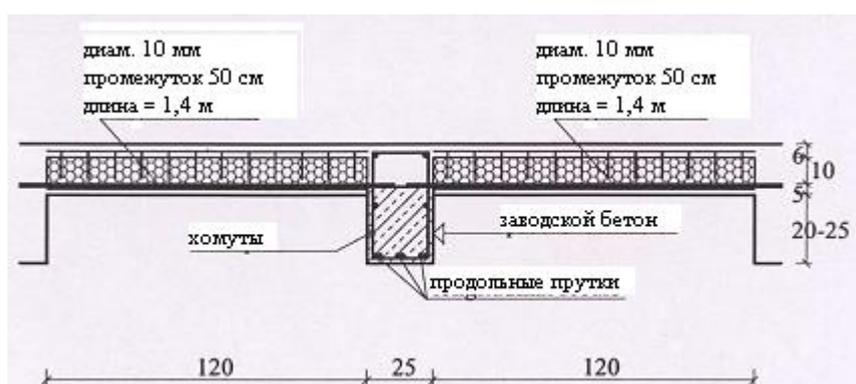


Рисунок 10.3.4.а. Стык, изготовленный на заводе

#### 10.4. Структурные расчеты

По сравнению с простой трехмерной панелью основное различие состоит в определении прочности решетчатой фермы на разрыв. Решающий элемент прочности панели на разрыв расположен на опоре, в то время как конструкция решетчатой фермы позволяет определять прочность на разрыв на расстоянии  $d/2$  (рисунок 3.7.а, левая сторона).

При использовании решетчатых ферм с 2 диагональными стержнями (детали см. в параграфе 3.7.32.), допустимая прочность на разрыв рассчитывается на основании того, что распорка (откос) в бетоне наклонен под углом  $45^\circ$ :

$$V = 2 \cdot \frac{a_s \cdot f_y \cdot z}{1.75} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

где:  $a_s$ .....площадь поперечного сечения диагоналей на метр  
 $z$ .....плечо внутренних сил; приблизительно 95% от рабочей высоты  
 1.75.....общий коэффициент безопасности в соответствии с DIN

В любом случае, бетонная распорка (раскос) может быть проверена на касательное напряжение  $\tau$ . Проверьте уровень 1.

$$\tau = \frac{\Delta V}{b_0 \cdot z} \leq \tau_{03} \text{ (в соответствии с ДПН)}$$

где  $\Delta V$  .....сила разрыва без применения панели  
 $b_0$  .....ширина поперечной сечения бетона. Для решетчатой фермы это соответствует ширине между панелями (около 10-12 см).

В соответствии с DIN напряжение на разрыв не должно превышать величину  $\tau_{03}$ .

Другая проверка решетчатых ферм требуется на 2-м уровне. Если верхний пролет фермы не входит в бетонный верхний слой (рисунок 10.4.б, правая сторона), то прочность на разрыв на верхней грани решетчатой фермы необходимо рассчитать. В области 2-го уровня сила разрыва должна поглощаться бетоном. Следовательно, прочность на разрыв не должна превышать  $\tau_{01}$ . Иначе встанет необходимость в укладке дополнительной решетчатой фермы над уже установленной фермой рядом с опорой. Если нет непрерывного армирования верхней части, то необходимо проверить 3-й уровень.

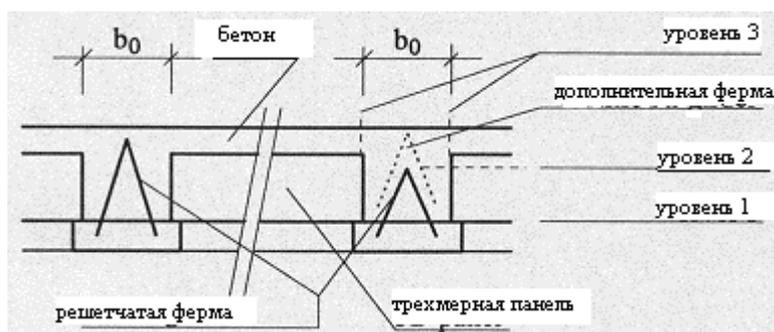


Рисунок 10.4.б. Элементы заводского перекрытия или ребристая плита

## 10.5 Детали

Для применения решетчатых ферм необходимо разработать некоторые дополнительные детали для безопасного возведения здания из плит. Это относится, в частности, к конструкциям опор, необходимости поперечных ребер жесткости для больших промежутков и применения дополнительного армирования.

### Детали опор

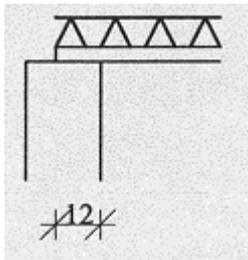


Рисунок 10.5.а. Опора  $\geq 12$ см

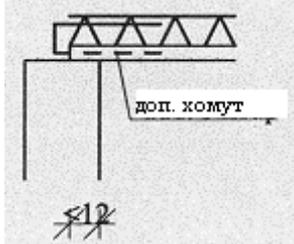


Рисунок 10.5.б  $< 12$ см

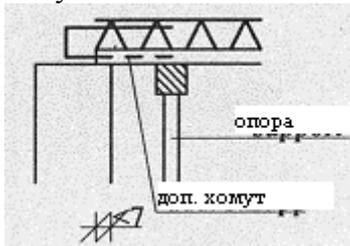


Рисунок 10.5.в  $< 7$ см

Если длина опирания решетчатой фермы не менее 12см, то необходимо удлинить нижнее армирование. Самым лучшим решением может быть установка U-образного хомута на бетонном кессоне. Если длина опирания меньше 7см, то решетчатая ферма должна укрепляться во время бетонирования в месте опоры.

### Поперечное ребро



Рисунок 10.5.г. Поперечное ребро жесткости для промежутков свыше 6 метров.

В плитах перекрытий с рабочим пролетом свыше 6 метров необходимо вставлять поперечное ребро жесткости в середине пролета. Рекомендуется устанавливать одно дополнительное ребро на каждые 1.5 метра. Армирование этого ребра (верх и низ) должно соответствовать приблизительно армированию решетчатой фермы, включая дополнительное армирование и должно перекрывать всю ширину плиты. EPS в месте ребра жесткости вынимается

Распределение дополнительного армирования снизу должно соответствовать приблизительно отношению между прочностью на разрыв панели и решетчатой фермы. В случае плиты перекрытия с требуемой прочностью на разрыв, равной 28 kN/m и прочностью на разрыв панели, равной 14 kN/m, трехмерная панель и решетчатая ферма должны иметь приблизительно половину всей площади продольной арматуры. Если на бетонном кессоне не хватает достаточно места, то можно армировать дополнительно верх кессона. В расчетах необходимо учитывать нижнее значение высоты армирования. Остальное армирование панели производится равномерно. Можно не придерживаться строго к вышеописанному распределению арматуры. Вместо соотношения 50/50 можно использовать отношение 40/40.

## 11. Бетон

### 11.1. Производство бетона

#### 11.1.1. Основные материалы

##### 11.1.1.1. Смешивание на месте

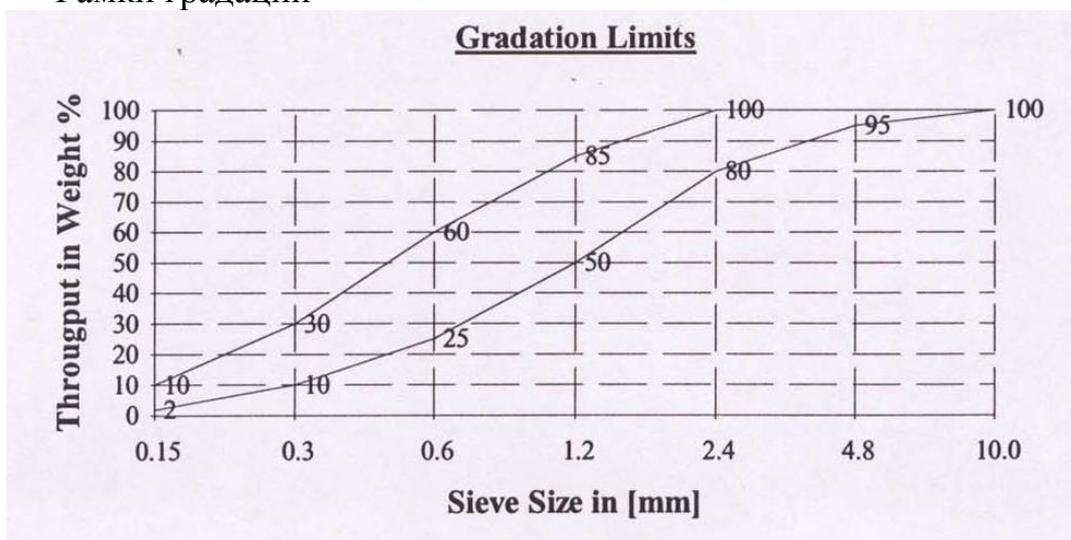
В зависимости от необходимой марки бетона в принудительном бетоносмесителе перемешивается в течение 3-4 минут 300 кг бетона с необходимым количеством воды до того, как насос начнет работать. Данные таблицы подходят для бетона марки В15 ( $f_c=10.5 \text{ N/mm}^2$ ) Фактическая марка бетона зависит также от кривой просеивания и должно быть определено при помощи тестов.

Состав 0-4mm	1,750.0 kg
Цемент	300.0 kg
Вода	150.0 kg
Всего	2,200.0 kg

Таблица 11.1.1.1.а соотношение смешивания для бетона В15

##### 11.1.1.2. Рамки градации

Рамки градации



Масса материала, пропускаемого через установку %

Размер сеччатого фильтра в миллиметрах.

Диаграмма 12.1.1.2.а. предельно допустимая градация, рекомендованная АСІ

Соответствие правильной кривой просеивания является не только необходимым условием для получения бетона хорошего качества, но также является решающим для способности материала к перекачиванию при помощи

насоса. Для достижения такого объема перекачки заполнитель должен содержать минимальное количество мелкого заполнителя диаметром 0,125мм. В сеточном фильтре с гранулами 0,125мм просев должен быть, по крайней мере, 4-5% и не должен превышать 8-9%. Мелкий заполнитель обеспечивают способность бетона удерживать воду и возможность прокачивать его через кожух. Если такого заполнителя не достаточно – он включается также, как и цемент, - он должен быть заменен другим материалом. Что касается заполнителя, извлекаемого из рек и озер, количество мелкого заполнителя там очень незначительно

Уровень градации на диаграмме 11.2.1.2 взят согласно рекомендациям института стандартизации Америки (АСИ). Доля пыли на кривой сетчатого фильтра относительно невелика. В этом случае для обеспечения прокачиваемости необходима добавка иных материалов.

Уровень градации на диаграмме 11.2.1.2 показывает гранулянтный состав смеси по рекомендации компании Турбосоль (Turbosol) для своих насосов.

### Пределы градации

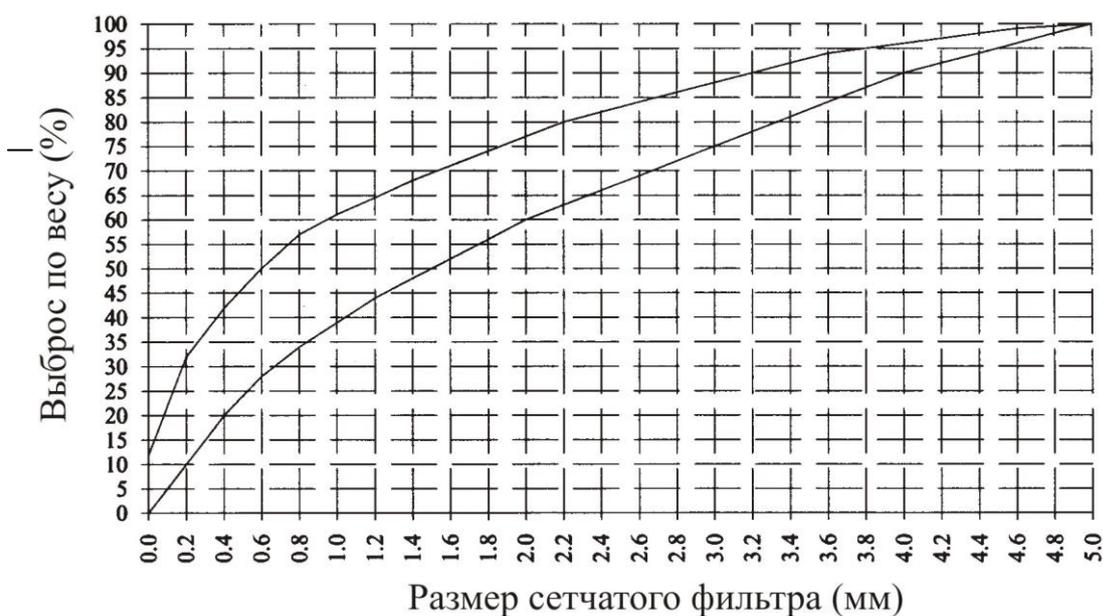


График 12.1.1.2.b Пределы градации рекомендованные Turbosol

#### 11.1.1.3 Размер гранул

Размер используемых гранул зависит от мощности и работоспособности насоса. Если пушки, работающие на сухом растворе, могут работать с гранулами диаметром до 8 мм размер гранул для большинства цементных насосов ограничен 4-5мм. Конечная прочность бетона от 10 до 15 Н/мм<sup>2</sup> необходимая в основном для стен, может быть достигнута с гранулами диаметром до 4 мм

#### **11.1.1.4. Содержание цемента.**

Содержание цемента в бетоне примерно равняется 300 кг на 1 кубический метр. Это количество гарантирует необходимую прочность и способность к перекачиванию бетонного раствора. Вследствие большего количества добавляемой воды бетон с большим содержанием цемента склонен к высыханию и, в последствии, к образованию трещин.

#### **11.1.1.5. Соотношение воды и цемента.**

Соотношение между количеством воды и цемента не только влияет на пригодность бетона, но также на прочность и антикоррозийные свойства арматуры. Если содержание воды слишком высоко, образуются воздушные пузырьки и это влияет на качество бетона. Для железобетона рекомендуется следующее соотношение вода/цемент: 0.5 к 0.6 соответственно.

#### **11.1.1.6. Готовый бетон.**

Использование бетона заводского приготовления подтверждает, что это определенно лучшее решение. Кривая просеивания, равно как и качество бетона в этом случае гарантированы в значительной степени. В связи с этим способность к перекачиванию и качество остаются постоянными требованиями в очень жестких рамках.

Готовый бетон поставляется как в мешках, так и, для больших строительных площадок в цистернах. Открытое и незащищенное хранение бетона на строительной площадке должно сводиться к минимуму. Вследствие того, что материал может легко поглотить влагу из воздуха, цемент затвердеет уже после нескольких часов и дальнейшее обеспечение качества бетона будет невозможным. Если материал привезен утром и обрабатывался весь день, качество значительно ухудшится к концу рабочего дня.

### **11.1.2 Способность к перекачиванию**

Способность к перекачиванию – один из решающих критериев при изготовлении бетона или цементного строительного раствора при использовании метода влажной смеси. Точное измерение характеристики не возможно, но должно быть выявлено опытным путем и пробным перекачиванием. Существуют различные, простые тесты, которые позволяют прогнозировать поведение материала.

Необходим также тест на сжатие. Возьмите бетонный строительный раствор и сожмите ладонь в кулак, так, чтобы материал прошел сквозь пальцы. Если

чистый цементный раствор выделится сквозь пальцы, а на ладони останется песочнообразный комок, значит, будет существовать опасность остановки перекачивания. В большинстве случаев это происходит с цементным раствором, сделанным из речного песка. Хорошо перекачиваемый цементный раствор мягко проникает между ваших пальцев и оставляет лишь немного маленьких песчаных комочков в вашем кулаке.

Тест на выступание цементного молока.

Наполните ведро до краев цементным раствором. Через 15 минут на поверхности не должно остаться воды. В противном случае имеет место выступание цементного молока и возникает вероятность остановки процесса перекачивания.

Тест с воронкой.

Возьмите большую воронку для бензина, у которой нижнее отверстие равняется примерно 3 сантиметрам. Перекачиваемый мягкий цементный раствор пробежит насквозь, когда воронка полностью заполнится.

#### **11.1.2.1. Каменная пыль**

Использование этого материала сравнительно недорогой путь увеличить содержание материала высшего качества. Обычно это тонко измельченный известняк. Примерно 5-10% может быть добавлено к весу конструкции (75-200 кг на кубический метр.) Если содержание цемента слишком высоко, его можно в известной мере заменить каменной пылью.

#### **11.1.2.2. Мелкозернистый песок**

Вся порция материалов высшего качества может быть улучшена добавлением песка, имеющего мелкую структуру частичек. Однако это может содержать опасность того, что кривая просеивания выйдет за пределы рамок градации и, как следствие, вызовет уменьшение конечной прочности бетона, если содержание песка слишком велико.

#### **11.1.2.3. Химические материалы**

Некоторые специальные химические добавки (например, SikaPump от Sika или Rheobuild 3520 от Master Builders) могут значительно увеличить способность бетона к перекачиванию. В соответствии с информацией производителя никаких неблагоприятных влияний на прочность не ожидается. Рекомендуемое количество SikaPump – 0.5 – 1.0% от массы цемента. (=1.5-3.0кг на куб.метр) Цена таких добавок весьма высока.

#### **11.1.2.4. Известь**

Добавление извести в небольших количествах может существенно увеличить способность бетона к перекачиванию. Во избежание негативных изменений качества бетона добавление извести может быть рекомендовано лишь для отдельных случаев.

### ***11.2 Технологический процесс***

Бетон наносится на стены или на нижнюю сторону плиты после окончательного возведения стены или плитной панели. В большинстве случаев это делается посредством бетононасоса поскольку ручное нанесение бетона требует больших временных затрат.

В большинстве случаев применяются маленькие насосы (30-50л. в минуту) для нанесения тонкого слоя и из-за небольшого размера помещения. В зависимости от местных характерных особенностей объем используемого материала может равняться 5-15 куб. метрам в день.

#### **11.2.1. Метод сухой смеси.**

Главным преимуществом метода сухой смеси является низкая чувствительность насосов к исходному материалу. Материал подается через шланг посредством сжатого воздуха и смешивается с водой лишь в выпускном отверстии. Этот метод позволяет избежать засорения отверстия. К тому же существует возможность прервать подачу материала на короткое время и перезапустить ее без большого риска. Самый главный недостаток метода сухой смеси в том, что последующая обработка бетона не производится и что достижение гладкой и ровной поверхности является практически невозможным. Поэтому бетонный слой, который наносится этим способом получается грубым, шершавым. Последний слой должен быть выполнен другим способом, например, использованием для завершения цементного строительного раствора.

Риск, который не следует недооценивать - использование предварительно смешанного материала, который не содержался в мешках или специальном резервуаре. Если материал хранится в открытом виде в течение нескольких часов, он может впитать влагу из воздуха и начать распадаться на части перед использованием. К тому же, качество бетона значительно ухудшится в ходе рабочего дня.

Другой недостаток заключается в том, что необходимо использовать высокопроизводительный, и, как следствие, довольно дорогой компрессор.

Кроме прочих, можно использовать следующее оборудование:

- Aliva 246
- Reed M20

В обоих случаях соответствующий компрессор должен перекачивать 5-7 куб. метров бетона при единице давления – 6 бар.

Ожидаемый обратный ход – 15-40%. Это вдвое больше, чем при использовании метода сухой смеси. В то время как остаток цементного строительного раствора, подаваемого насосом, может быть перемешан с частями цемента и использован повторно, остаток сухого бетона использоваться повторно не может.

К тому же, пыль может стать довольно большой и неприятной проблемой, особенно наблюдаемой в небольших помещениях. Использование специальной защитной маски для людей, работающих в этих условиях, становится необходимым.

### **11.2.2. Метод влажной смеси.**

Практический опыт показывает, что метод влажной смеси является наиболее предпочтительным вариантом. Становится возможным использовать довольно маленькие и менее дорогостоящие насосы, которые известны также как насосы для цемента (предполагается мягкий переход от строительного раствора к микро бетону). Мощность компрессора также может быть снижена. При использовании метода влажной смеси единственная задача компрессора подавать бетон в сопло. Последующая обработка менее сложна для мокрого бетона, чем для сухого. Разравнивание и шлифовка бетона легко возможна.

Остаток неиспользованного бетона в два раза меньше, чем при бетонировании методом сухой смеси. Количество образующейся при этом пыли весьма невелико.

Устройства для бетона методом мокрой смеси требуют гораздо большего объема бетона. Важный вопрос в этой связи – способность бетона к перекачке. Для того чтобы достичь этой способности, устройство должно иметь заданный угол решетчатого фильтра (смотрите также пункт 11.2.1.2.). Иначе будет невозможно избежать частого засорения сопла.

В настоящее время используются следующие насосы:

- Putzmeister S5 (червячный насос)
- PFT ZP 3 (червячный насос)
- Putzmeister P13 (плунжерный, 2поршня)
- Turbosol Mini (плунжерный насос, 1поршень)

- Quick Spray Pump (карусельный насос)

Устройства с червячным насосом обычно хорошо подходят для легко перекачиваемых смесей с максимальным размером зерен – 4-5 мм. Плунжерный насос способен пропускать бетон с максимальным размером зерен до 8 мм. Давление при подаче может достигать 40бар.

При использовании карусельного насоса (валик давит на эластичное сопло и таким образом передается материал) диаметр зерна ограничивается лишь 1.5-2мм. Создаваемое давление также несколько ниже, чем в случае с предыдущими двумя видами.

Вследствие того, что необходимые компрессоры очень малы, в некоторых случаях они уже изначально встраиваются в насос(например, Turbosol Mini). В других случаях (например, PFT ZP 3) возможно приобрести соответствующий компрессор вместе с насосом на заказ.

### **11.2.3. Прочие методы**

#### **11.2.3.1. Ручное изготовление**

Каменщики изготавливают бетонный строительный раствор традиционным методом. В этом случае качество очень низкое. Использование этого метода имеет смысл лишь для нанесения тонких слоев (5-10мм). Изготовление бетона этим способом является альтернативой при низком уровне денежных средств на строительство.

#### **11.2.3.2. Распылители**

В этом приспособлении бетон загружается в распылитель (5-10л) откуда выстреливается посредством сжатого воздуха через сопло на стену или панель. Поскольку бетон не перекачивается возможность к перекачке становится неактуальной. В сравнении с ручным нанесением качество значительно улучшается. Конечный результат, однако, все еще ниже, чем тот, который получается в результате использования пневмобетонных насосов.

Опыт показал, что дневное производство при помощи распылителя составляет 100 кв. метров в случае 2см слоя на стене. Для нижней стороны панели можно ожидать 70 кв. метров бетона, наносимого при помощи распылителя.

### **11.2.4 Нанесение.**

Бетон всегда наносится в 2 или 3 слоя. Первый слой дает конструкции необходимую прочность, чтобы воспринимать нагрузку во время строительства. Таким образом, если забетонировать верхнюю панель - возможно продолжение возведения стен на этаж выше. Следующий слой, по меньшей мере, 2 см толщиной (измеряется до панельной арматурной сетки). Этот бетонный слой разравнивается вручную, чтобы избежать неровностей, но в то же время оставить его грубым.

При нанесении сухосмешанного бетона полезно нанести первый, более тонкий слой, чтобы ограничить второй толщиной 10-15мм. В этом случае второй слой служит только для создания гладкой поверхности. В основном, сухосмешанный бетон не должен подвергаться повторной обработке. Потому последний слой изготавливать таким способом не советуется.

Другая функция первого бетонного слоя – выравнивание небольших выемок. В панели, например, могут оказаться 4-5 см зазоры в области арматуры. Выемки такого размера могут быть заполнены бетоном при его нанесении на боковые стороны EPS

#### **11.2.4.1. Измерение толщины слоя**

Измерение толщины слоя проблематично особенно для первого слоя. Толщина может быть определена в соответствии с поверхностью EPS. Однако на этом этапе панель еще не совсем жесткая и измерение толщины будет неточным.

Измерение достаточно просто, если первый бетонный слой достиг арматурной сетки. Это подразумевает, что толщина слоя в 2см уже достаточна для того, чтобы вынести большинство нагрузок в течение строительства.

При использовании слоя тоньше, чем, например, 4 см, необходимо оставлять хорошо заметные отметки, такие как гвозди, вставленные в EPS и прикрепленные к арматурной сетке. Их шляпки должны выступать над покрытием EPS на 4 см.

Другая возможность – натянутые металлические провода (также известные как пианинные струны) Они натягиваются горизонтально с промежутками около 1 метра и помогают рабочим осуществлять грубую шлифовку.

Последующий бетонный слой наносится как обычная штукатурка в пределах отметок и шлифуется каменщиком. Если необходимо, возможно нанесение третьего тонкого и гладкого слоя. Этот слой, однако, не имеет структурных функций и потому может быть выполнен не из бетона. Особо рекомендуется

наносить этот слой сухого раствора на все еще сырой второй слой бетона. Если поверхность недостаточно влажная, перед этим ее надо как следует намочить.

#### **11.2.4.2 Последующая обработка.**

Тонкие бетонные слои очень чувствительны к просушке. Потому необходима полная последующая обработка. Это включает, по меньшей мере, постоянную просушку в течение первой недели строительства. Рекомендуется покрытие стен, выходящих на солнечную сторону (юг и запад) пластиковой пленкой. Другая альтернатива – использовать мокрые джутовые полотенца. Иначе недостаточная последующая обработка приведет к преждевременному высыханию и появлению трещин.

Тщательно очистите поверхность первого бетонного слоя перед продолжением бетонирования. Иначе нельзя будет обеспечить крепкое соединение слоев. Этот риск имеет особое значение в отношении большого количества пыли при использовании метода сухой смеси.

Помимо традиционных методов существуют следующие:

- Нанесение защитной смеси от испарения (твердение) (Masterkure 112) Когда наносится смесь, орошение водой более не требуется. Однако наносимое вещество должно быть удалено паровым способом перед тем, как будет положен следующий слой бетона. Эти трудоемкие процедуры замедляют процесс работы и увеличивают стоимость.
- Внутреннее пропаривание (Meuco TCC 735) TCC 735 является новой, практичной и экономичной альтернативой просушиванию. Преимущества этой новой технологии впечатляют:
  - Больше не требуется длительного по времени нанесения и, в случае если бетон наносится несколькими слоями, удаления просушивающего вещества.
  - просушивание гарантировано с начала процесса гидратации.
  - не страдает степень сцепления слоев.

#### **11.2.5. Верхние слои бетона на трехмерных панелях.**

После нанесения на стены и на нижние стороны панели первого слоя бетона необходимо установить опалубку верхнего бетонного слоя панели. Это необходимо выполнить также и в области кольцевой балки и швов между стенами и панелью. В большинстве случаев достаточно прикрепить опалубку к арматуре вязальной проволокой. Однако в отдельных случаях необходимо произвести дополнительное крепление. Затем бетон наносится на верхнюю

сторону панели, как обычный бетон с максимальным размером зерна 8-16мм. В связи с минимальным расстоянием между панелями необходимо измерять толщину верхнего бетонного слоя напрямую с верхнего угла ЕРС. Различия в толщине составляющие несколько мм могут быть устранены в законченном здании при устройстве покрытия пола.

Соотношение смеси в таблице 11.2.5.а справедливо для бетона марки В25 ( $f_c=17.5N/кв\ мм$ ). Действительная марка бетона зависит также от кривой просеивания и должна выявляться путем тестирования. В любом случае низкосортный бетон не должен использоваться для создания верхнего бетонного слоя трехмерной панели.

заполнитель 0-16мм	1,725.0 кг
цемент	350.0 кг
вода	175.0 кг
всего	2,250.0 кг

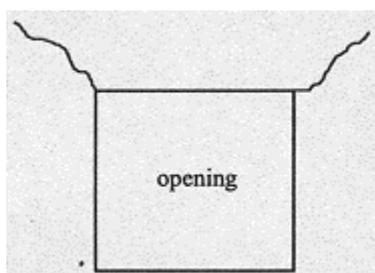
### 11.3 Предупреждение проблем.

Подчас в процессе бетонирования. могут возникнуть проблемы. Могут появиться трещины. Наиболее частая причина трещин - сжатие или преждевременное высыхание бетона. Неверное использование незатвердевшей поверхности может также привести к трещинам. Однако эти трещины носят лишь визуальный характер. Действительно опасные трещины - исключение, и они могут быть устранены.

В пункте 11.3.1. приводит список трещин, их последствия и меры по их устранению. Проверка главных урегулирований приводится в пункте 11.3.2.

Главное условие - правильное возведение конструкции и укладка арматурных сеток в панельные узлы соединений.

#### 11.3.1. Некоторые типы трещин.



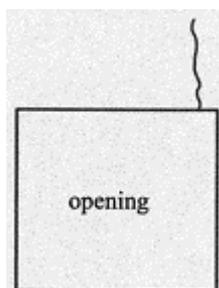
1.

- тип: 45 градусов - в некоторых местах - 1-2см.  
 местоположение: угол проема  
 причина: Обычно - стягивание бетона водой с высокой примесью цемента. Больше число трещин на солнечной стороне

появляется из-за недостаточной обработки бетона после нанесения. Если длина до 1-2см, они образуются при установке окна. Эти маленькие трещины появляются в тонком слое из цементного строительного раствора, покрывающего пенную оконную замазку.

меры:

Кроме улучшения качества бетона, решение проблемы может быть обеспечено путем двухуровневой процедуры, т.к. область (примерно 30х30см) в углах держится свободной на тот момент. После бетонирования наносится сухой раствор. Конечно, необходимо установить в углах 45- градусную арматурную сетку (см. выше). Замена этой сетки обыкновенной арматурой не исправит ситуацию и может считаться удовлетворительным решением только в случае толщины стены в 50мм.



2.

тип:

вертикальная трещина в перемычке.

местоположение:

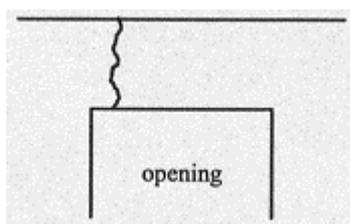
близко к углам проема; иногда в области перемычек на панелях

причина:

когда бетон уже нанесен на перемычку, но все еще мокрый, панель может не вынести тяжести и перемычка пригибается.

меры:

если возможно, дверной или оконные проемы должны быть сделаны из целого куска без перемычек. Необходимо поддерживать панель перемычки перед нанесением бетона.



3.

тип:

вертикальная трещина, описанная в пункте 2

местоположение:

перемычка без трехмерной панели; близко к углу или к месту открытия двери.

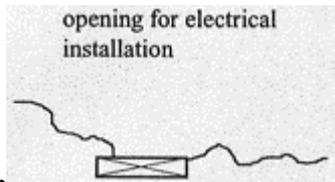
причина:

перемычка без трехмерной панели не столь прочна, как та, что соединена с панелью. причина трещины описана в пункте 2. В дополнение, захлопывание двери приводит к

повреждению этой области и может привести к довольно приличной трещине.

меры:

перемычки над дверьми и оконными рамами без соединения с трехмерной панелью требуют дополнительного армирования (минимум 2\*12 стержней вверху и внизу).



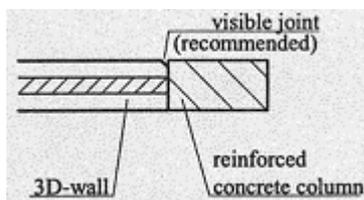
4.

тип: трещины в районе отверстий

местоположение: отверстия для электрических розеток в стенах и панелях

причина: как правило, те же, что и в пункте 1. Вследствие маленького размера отверстий количество трещин значительно ниже, чем в случае с дверьми или окнами. В некоторых случаях эти трещины могут появиться в результате действия зубилом после наложения бетона

меры: как правило, те же, что и в пункте 1. Большое число трещин говорит о том, что существуют серьезные проблемы с качеством бетона или с последующей обработкой. Рубка приемлема лишь тогда, когда бетон уже довольно затвердел, не сырой.



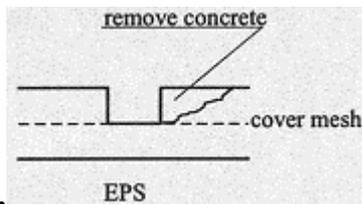
5.

тип: вертикальная трещина в стене

местоположение: на стыке между укрепленной арматурой бетонной стойкой и трехмерной стеной

причина: разные материалы и прямой шов между укрепленной стойкой и бетоном. Укрепленные бетонные стойки и трехмерные стены по-разному подвержены деформации

меры: связующая арматура должна иметь хомуты, чтобы воспринять нагрузку и иметь дополнительную арматурную сетку. Это же рекомендуется и для видимых швов.



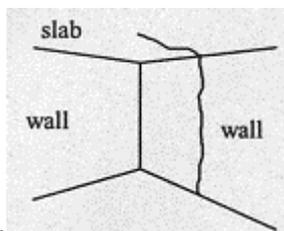
6.

тип: вертикальная трещина в стене

местоположение: возникают в тех местах, где прикрепляются металлические колонны.

причина: колонны используются, чтобы компенсировать довольно тонкую величину бетонного слоя. Такие трещины на самом деле не трещины, а скорее швы. Исходя из того, что бетон не имеет склеивающих свойств, шов останется открытым даже если усадочное напряжение будет очень низким.

меры: Часть бетона должна быть удалена, чтобы создать грубую, наклонную поверхность (эскиз, справа)



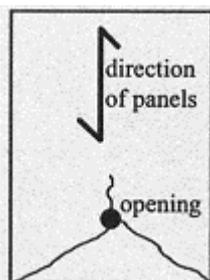
7.

тип: вертикальная трещина в стене, которая может повредить панель.

местоположение: в стенах и панелях

причина: трехмерные панели не были должным образом прикреплены к основанию или были закреплены посредством мокрого бетона. Такая трещина может возникнуть с большой вероятностью после установки панели.

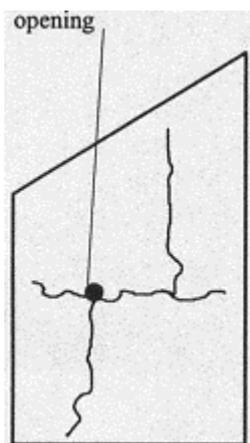
меры: Перед нанесением бетона необходимо прочно закрепить все панели. Если внизу стены есть пробелы, нужно удостовериться, что панель как следует закреплена.



8.

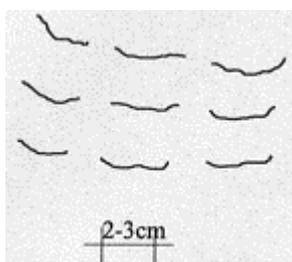
Тип: Трещина с нижней стороны плиты

- Местонахождение: В области основных напряжений при растяжении. В большинстве случаев они начинаются от отверстий для электрических установок.
- Причина: Панели были размещены в длинном направлении плиты. Если форма плиты почти квадратная, то возникновение трещин наиболее вероятно.
- Мера: Панели и дополнительная арматура должны всегда размещаться в меньшем направлении плиты. Если форма плиты почти квадратная, то отрицательная арматура уменьшит деформацию. Трещины могут располагаться так, как показано в пункте 1.



9.

- Тип: Прямоугольные трещины в стенах и плитах.
- Местонахождение: В любых местах стен и плит. Часто эти трещины начинаются от отверстий.
- Причина: Очевидно, что появление этих трещин вызвано усадочными напряжениями. Из-за недостаточного затвердения после торкретирования горизонтальные трещины в соединении панелей могут возникать в высоких стенах, которые соединялись в вертикальном направлении.
- Мера: В основном можно свести количество таких трещин к минимуму, используя очень сухой материал для последнего бетонного слоя и постоянно увлажняя бетон в течение первой недели. Во избежание вибраций высокие стены должны надежно скрепляться перед торкретированием.



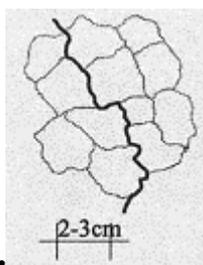
10.

- Тип: Короткие горизонтальные трещины в стенах

Местонахождение: В середине участка стены.

Причина: Каменщик пытался разгладить поверхность после того, как бетон уже начал затвердевать.

Мера: Работа каменщика была выполнена неправильно. Работа с бетоном должна быть окончена прежде, чем бетон начнет оседать. Для того чтобы продлить этот период, возможно, стоит применить пластификатор.



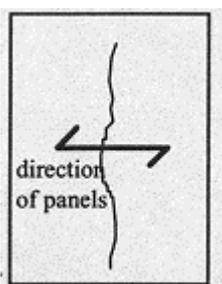
11.

Тип: Трещины в стенах и плитах, окруженные четко различимыми сотовидными образованиями.

Местонахождение: В любом месте стен или плит.

Причина: Сотовидные образования свидетельствует о пересыхании бетона. В некоторых частях этих образований возникает трещина. Такое четко различимое образование проявляется только для бетона с очень высоким содержанием воды.

Мера: Необходимо изготавливать бетон с более низким соотношением вода/бетон. В некоторых случаях каменщик разглаживает последний слой стальной лопаткой. Однако при отрыве от поверхности такая лопатка высасывает воду на поверхность. Содержание воды прямо на поверхности становится высоким. Поэтому предпочтение следует отдавать деревянным или пластиковым лопаткам.



12.

Тип: Трещина в поперечном направлении плиты.

Местонахождение: Примерно в середине пролета.

Причина:	Слишком рано было убрано крепление. Когда возникла трещина, крепление было восстановлено, плита вследствие этого выгнулась. Из-за этого последующего выгиба ширина трещины только увеличилась.
Мера:	Средний ряд крепления должен оставаться до тех пор, пока бетон достигнет своей полной прочности. Выгиб плиты после нанесения бетона не имеет смысла.

### 11.3.2. Общие меры против трещин

- Бетон должен быть как можно более сухим. Даже самая лучшая смесь (в том числе предварительно перемешанный сухой бетон в пакетах) может быть испорчена добавлением излишнего количества воды. Оптимальное соотношение вода/цемент составляет приблизительно 0.5. Следует избегать значений выше, чем 0.6. Для установления определенного соотношения в/ц отношения настоятельно рекомендуется использовать ведра. Нельзя добавлять воду "на глаз". Если в некоторых случаях бетононасос не работает, как положено, можно использовать разбавитель.
- Общее содержание цемента не должно превышать 300 кг/м<sup>3</sup>. Способность к закачиванию не обеспечивается при использовании вымытого агрегата (речного песка). Для повышения закачиваемости рекомендуется использовать смеси типа SikaPump. В соответствии с информацией изготовителя эти добавки повышают закачивание без отрицательного воздействия на прочность бетона. Добавление мелких частичек, изготовленных из дробленого камня (каменной пыли), также допустимо и широко применяется.
- Нанесение трех слоев бетона достаточно для исключения возникновения усадочных трещин на поверхности стен и плит. Первые два слоя должны иметь такую толщину, которая необходима по конструктивным требованиям. Третий слой представляет собой тонкий слой (несколько миллиметров), изготовленный из сухого известкового раствора. Если уже существуют трещины, то толщина этого последнего слоя должна быть увеличена во избежание увеличения размеров этими трещинами. Последний слой не обязательно должен быть бетонным. Проще и дешевле использовать известково-цементный раствор. Особенно рекомендуется применять известково-цементный раствор для нанесения более толстого слоя в местах, где плиты не точно подогнаны.
- На всякий случай можно оставить наиболее опасные зоны без бетонного покрытия, и нанести сухой известковый раствор вручную после торкретирования. Эти опасные зоны – области, подвергшиеся раскрытию, возможно небольшому раскрытию для электрических установок.

- Последующая обработка поверхности является важнейшим мероприятием для сохранения бетона от возникновения трещин. Достаточно большое число трещин в стенах, вызванных влиянием солнца, показывает, что бетон не был достаточно увлажнен в течение первой недели (см. также пункт 11.2.3.2). Если бетон сильно пересушен, то усадочные напряжения увеличиваются слишком быстро, в связи с чем вероятность появления трещин повышается. Хорошая последующая обработка заключается в том, что стена увлажняется каждые два-три часа в первые дни после нанесения и, по крайней мере, дважды в день в течение оставшейся недели. Бетон, нанесенный перед выходными днями, должен быть покрыт полихлорвиниловой фольгой. Это особенно важно для второго бетонного слоя стен, подвергаемого солнечному излучению.
- Другая причина возникновения трещин в некоторых участках здания – обработка при помощи стамески еще свежего бетона. Количество трещин зависит от размеров проделанной обработки стамеской и возраста бетона. Работы со стамеской должны быть сведены к минимуму до достижения бетоном возраста 7-10 дней. Сильные вибрации более опасны для тонкого бетонного слоя, чем для штукатурки на кирпичной стене.
- Использование пластиковых волокон в бетоне может снизить риск возникновения трещин. Использование стальных волокон не рекомендуется. Это может вызвать коррозию. Кроме того, изготовители насосов для штукатурки и известкового раствора рекомендуют использовать пластиковые, а не стальные волокна. Тем не менее, не следует рассматривать это как панацею от всех бед. Из практических соображений длина волокон не должна превышать 15-20 мм. Количество волокон должно находиться в промежутке от 0.8 до 1.0 кг/м<sup>3</sup> бетона. Тем не менее, при такой длине допустимая прочность на растяжение бетона увеличивается незначительно и неблагоприятное соотношение элементов смеси и/или последующая обработка по-прежнему приводит к образованию трещин. Более длинные волокна будут оказывать большее воздействие на прочность на растяжения, но с таким бетоном будет сложнее работать. После окончания разравнивания поверхности длинные волокна могут стать видимыми и вызывать определенные проблемы. С другой стороны, стоимость бетона также увеличится.
- Кроме вышеуказанного, волокна приводят к небольшому снижению степени закачивания материала. Если закачивание и так уже имеет критические значения, для исправления положения дополнительные должны быть добавлены мелкие частицы (например, цемент)
- Червячный насос можно использовать для волоконного раствора с максимальным размером частицы 2 – 4 мм. Для размеров частиц до 8 мм лучше всего использовать поршневые насосы, так как червячные насосы имеют принципиальные проблемы с закачиванием материала с таким

размером частиц.

- Как правило, свойства свежего бетона изменяются в незначительной степени. Если закачивание уже достигло критических значений, только тесты покажут, может ли бетон данного состава использоваться дальше.

Для подведения итога следует упомянуть 3 очень важных момента для практически полного исключения трещин в бетоне:

1. Содержание цемента не должно превышать 300 кг/м<sup>3</sup>.
2. Соотношение вода/цемент должно находиться в пределах 0.5-0.6.
3. Поверхность должна увлажняться в течение нескольких первых дней.

## Приложение

### А.1. Марки бетона в соответствии с DIN

DIN 1045		Марки бетона				
		B15	B25	B35	B45	B55
f <sub>C</sub>		10.5	17.5	23.5	27.5	30.0
модуль		26,000	30,000	34,000	37,000	39,000
f <sub>r</sub>		2.0	2.7	3.2	3.8	4.3
Плиты	τ <sub>011</sub>	0.25	0.35	0.40	0.50	0.55
		0.35	0.50	0.60	0.70	0.80
	τ <sub>02</sub>	1.20	1.80	2.40	2.70	3.00
Балки	τ <sub>012</sub>	0.50	0.75	1.00	1.10	1.25
	τ <sub>02</sub>	1.20	1.80	2.40	2.70	3.00
	τ <sub>03</sub>	2.0	3.00	4.00	4.50	5.00

Таблица А.1.а. Марки бетона в соответствии с DIN

где f<sub>C</sub>..... расчетный предел прочности при сжатии  
модуль ..... модуль упругости  
f<sub>r</sub>..... модуль разрыва  
τ<sub>011</sub>, τ<sub>012</sub>, τ<sub>02</sub>, τ<sub>03</sub> ..... пределы прочности на сдвиг 1, 2 и 3

Все величины приведены в Н/мм<sup>2</sup>

### А.2. Файлы Excel

Нижеследующие файлы были созданы с помощью "Excel 4" и, во избежание проблем преобразования и совместимости, они были разработаны с применением только простых функций. Особенно часто источником проблем бывает степенная функция.

На листах с расчетами значения, которые должны изменяться пользователем, выделены красным. В распечатках, показанных в этом разделе, эти значения выделены курсивом. Расчетные значения выделены черным шрифтом.

Файлы Excel могут изменяться. Поэтому реальные рабочие листы могут немного отличаться от приведенных в этом разделе распечаток.

#### А.2.1. Прочность на сдвиг панели

В листах с расчетами SHEA\_DIN.XLS и SHEA\_ACI.XLS следующие величины могут изменяться пользователем:

- e-гориз..... Горизонтальное расстояние между сварными соединениями диагонали (см. рис 3.1.b).  
 100 диагоналей на 1 м<sup>2</sup> e-гориз. = 60 mm  
 200 диагоналей на 1 м<sup>2</sup> e-гориз.= 40 mm
- шаг..... Расстояние между диагоналями в продольном направлении (см. рис 3.1.b).
- z/d ..... Относительный размер плеча внутренней силы по отношению к рабочей высоте. Рекомендуется значение 0.95.
- f, сварка ..... Максимальная прочность соединения, в общем случае максимальная прочность сварного соединения принимается за 15.0 кН/см<sup>2</sup>.
- прочность против продольного изгиба ..... 2.05 при рабочей нагрузке (DIN)  
 показатель снижения прочности..... 0,85 при расчетной нагрузке (ACI)
- точка пересечения. .... 1=Да, 0=Нет; Будет ли применяться ограничение рисунка 3.5.a, слева? Если ответа да, то плечо ограничивается расстоянием между центром масс арматуры, работающей на растяжение, и теоретической точкой пересечения диагоналей.
- lg<sub>e</sub>/lg<sub>diag</sub>..... Отношение между длиной зоны продольного изгиба и свободной длиной диагоналей. Рекомендуется значение 0,75.
- Сетка – ПП ... Чистое расстояние между покрывающей сеткой и ПП.
- ∅ покрывающая сетка..... диаметр покрывающей сетки.
- ∅ диагональ ..... диаметр диагоналей.

В виду ограничения напряжения, вызывающего продольный изгиб, при прочности соединения 15 кН/см<sup>2</sup>, только значения зоны упругости ( $\lambda \geq 75$ ) принимаются во внимание. Поэтому прочность соединения (f, сварка) больше чем 17.5 кН/см<sup>2</sup> приведет к неправильным результатам.

Прочность на сдвиг трехмерных панелей					
e-гориз [мм]	40	60		z/d =	0.95
шаг [мм]	100	200		f, сварка =	15
угол наклона [°]	73.3	65.7		прочность против продольного изгиба =	2.05
<b>ПП</b>	<b>100</b>	диагоналей на 1 м <sup>2</sup>		точка пересечения =	1
бетон	слой	<b>200</b>	<b>100</b>	lg <sub>e</sub> /lg <sub>diag</sub> =	0.75
50	мм	<b>14.3</b>	<b>9.8</b>	сетка/ПП [мм] =	13
60	мм	<b>14.3</b>	<b>10.3</b>	∅ сетки [мм] =	3
70	мм	<b>14.3</b>	<b>10.9</b>	∅ диагонали [мм] =	3.8
80	мм	<b>14.3</b>	<b>10.9</b>	ПП/центр сетки [мм] =	16.5
λ =		82.4	86.6		
f <sub>k</sub> =	[кН/см <sup>2</sup> ]	14.59	13.22		
F, диаг =	[кН]	1.65	1.50		

Таблица А.2. 1.а Лист расчета "Прочность на сдвиг трехмерных панелей"

## А.2.2. Конструирование стен

В листах с расчетами WALL\_DIN.XLS и WALL\_ACI.XLS следующие величины могут изменяться пользователем:

эксцентриситет .....	Эксцентриситет под рабочей нагрузкой.
запас прочности	Для расчета в соответствии с DIN мы рекомендуем брать запас прочности 3.0.
$\beta$	отношение между расчетной статической нагрузкой и расчетной общей нагрузкой в соответствии с ACI
величины	Толщина бетона и ПП в [мм].

Расчет в соответствии с DIN осуществляется при гибкости  $\lambda = 70$  как указано в параграфе 4.2.1. Для гибкости выше, чем 70, применяется метод, описанный в параграфе 4.2.2. Марки бетона В20 и В30, которые упомянуты в таблице, не согласованы с DIN, но широко применяются.

Таблица показывает несущую способность стен в кН/м.

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ТРЕХМЕРНЫХ СТЕН В СООТВЕТСТВИИ С DIN 1045							
эксцентриситет:	30	мм		площадь бетона =	1000	[см <sup>2</sup> /м]	
предел прочности:	3			центр гравитации =	10	[см]	
бетон снаружи:	50	мм		момент инерции =	58333	[см <sup>4</sup> /м]	
ПП:	100	мм		радиус инерции =	7.638	[см]	
бетон внутри:	50	мм		макс. эксцентриситет =	7.5	[см]	

марка бетона	Допустимая осевая нагрузка Р [кН/м] для трехмерных стен									
	эффективная длина стены [м]									
	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00
<b>В15</b> $f_c = 10.5$ Н/мм <sup>2</sup>	196	188	180	173	165	157	150	142	134	127
<b>В20</b> $f_c = 14.5$ Н/мм <sup>2</sup>	270	260	249	238	228	217	207	196	185	175
<b>В25</b> $f_c = 17.5$ Н/мм <sup>2</sup>	326	313	301	288	275	262	249	237	224	211
<b>В10</b> $f_c = 7.0$ Н/мм <sup>2</sup>										
<b>В15</b> $f_c = 10.5$ Н/мм <sup>2</sup>										
<b>В20</b> $f_c = 14.5$ Н/мм <sup>2</sup>										
<b>В25</b> $f_c = 17.5$ Н/мм <sup>2</sup>										
<b>В30</b> $f_c = 20.0$ Н/мм <sup>2</sup>										
<b>В35</b> $f_c = 23.0$ Н/мм <sup>2</sup>										
<b>В5</b> $f_c = 3.5$ Н/мм <sup>2</sup>										

Марки бетона В20 и В30, которые упомянуты в таблице, не согласованы с DIN, но широко применяются

Таблица А.2.2.а. Расчетный лист "Несущая способность трехмерных стен"

### А.2.3. Конструирование балок

Расчетные листы BEAM\_\_DIN.XLS и BEAM\_ACI.XLS представляют балки, состоящие из трехмерных панелей и дополнительной арматуры. Вклад покрывающей сетки панели не учитывался для проектирования изгибов (т.е, панели соединены встык) Проектирование сдвига осуществлялось при учете только прочности на сдвиг, обеспеченной укреплением. Из-за того факта, что маленькие раскрытия для электрических инсталляций вряд ли влияют на усадку стойки в бетоне, но уменьшают способность к сопротивлению наклонным основным напряжениям при растяжении, прочность на сдвиг, обеспеченная бетоном, не учитывалась.

Максимальная рабочая высота для конструкции соответствует половинной длине (DIN) или 0.4 части длины (ACI) балки. Высокие балки нельзя конструировать по этим таблицам.

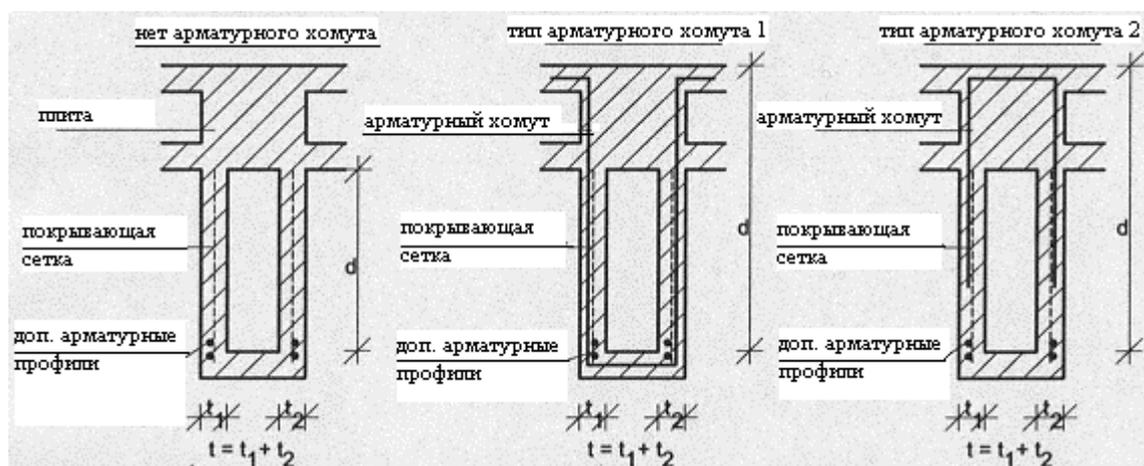


Рис. А.2.2.а. Секция структуры плита-балка

Вводимые значения включают марку стали и марку бетона, размеры балки и число, тип и диаметр арматурных хомутов. Ширина бетонных ячеек ( $=t$ ) всегда равняется суммарной ширине обоих ячеек ( $=t_1+t_2$ ). Если арматурных хомутов нет, тип нужно выставить на 0. В этом случае за рабочую высоту должна быть принята такая величина, которая достигает верхнего края панели, а не верхнего края плиты. В случае такого расположения, как на рисунке А.2.2.а, справа (арматурный хомут 2), арматурный хомут можно не рассматривать дополнительно, потому что он выглядит как просто продолжение покрывающей сетки.

В таблицах приведена максимально допустимая нагрузка (DIN) или предельная нагрузка (ACI) в кН/м.

3D BEAMS ACCORDING TO DIN 1045											
DIMENSIONS			clear length of beam		lg =		2.00 m				
			width of the concrete shells		t =		10.00 cm				
			concrete grade				B25				
REINFORCEMENT			cover mesh		ø =		3 mm				
					e =		50 mm				
			stirrups		ø =		8 mm				
			type = 2		e =		200 mm				
			steel grade		cover mesh =		500 N/mm <sup>2</sup>				
					add. rebars =		420 N/mm <sup>2</sup>				
MAX. ADMISSIBLE LOAD [KN/M]											
add. rebars			Effective depth of the beam [cm]								
pcs.	/	ø[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	30	40	50	60	70	80	90	100
2	ø	8	1.01	11.0	14.8	18.6	22.4	26.2	30.0	33.8	37.6
2	ø	10	1.57	16.7	22.6	28.6	34.6	40.5	46.5	52.4	58.4
4	ø	8	2.01	20.9	28.6	36.2	43.8	51.4	59.1	66.7	74.3
2	ø	12	2.26	23.3	31.9	40.4	49.0	57.6	66.2	74.8	83.3
4	ø	10	3.14	27.1	38.4	51.2	65.8	78.7	90.6	102.5	114.4
4	ø	12	4.52	27.1	38.4	51.2	65.8	82.6	102.3	125.6	153.5
6	ø	12	6.79	27.1	38.4	51.2	65.8	82.6	102.3	125.6	153.5
<b>Concrete (DIN)</b>											
W28	fc	τ03					cover mesh :		1.41 cm <sup>2</sup> /m		
	[kN/cm <sup>2</sup> ]	[kN/cm <sup>2</sup> ]					stirrups :		2.51 cm <sup>2</sup> /m		
B15	1.05	0.20					horiz. shear force :		141.37 kN/m		
B20	1.45	0.25									
B25	1.75	0.30									
B30	2.00	0.35									
B35	2.30	0.40					concrete grade		B25		
B45	2.70	0.50					fc =		1.75 kN/cm <sup>2</sup>		
B55	3.00	0.60					τ03 =		0.30 kN/cm <sup>2</sup>		
<i>B20 and B30 are not defined in DIN 1045, but they are widely used</i>											

Таблица А.2.3.а. Расчетный лист "Несущая способность трехмерных балок"

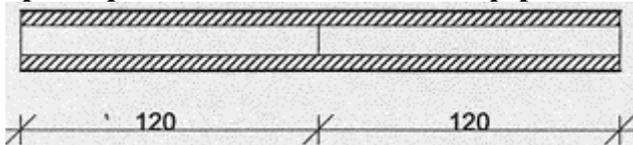
#### А.2.4. Конструирование плит

Расчет плит осуществляется в рабочих листах SLAB\_DDM.XLS и SLAB\_ACI.XLS. Данные о размерах и прочности на сдвиг, обеспечиваемой панелью, должны задаваться пользователем как постоянные величины. Марки бетона различны для нижнего и верхнего бетонного слоев. По крайней мере, дополнительно требуется задание отрицательной арматуры. В виду того факта, что трехмерная плита предпочтительнее осуществляется как просто

поддерживающая конструкция, отрицательная арматура должна назначаться пользователем. Эта арматура не учитывается при конструировании арматуры, работающей на растяжение. Конструирование подразделяется на три части.

- Проектирование изгибов  
В общем случае проектирование осуществляется как для простой поддерживающей плиты. Отрицательная арматура не принимается в расчет. В случае расчета согласно DIN и ACI ограничение по прочности на изгиб определяется, как в разделе 2.5. В таблицах приведена площадь требуемой дополнительной арматурой.
- Проектирование сдвигов  
Проектирование сдвигов осуществляется в несколько этапов. Если прочность на сдвиг панели превышена, один или два арматурных хомута, сделанных из U-образной сварной сетки, добавляются к панели. Если этого недостаточно, между панелями помещается арматурная бетонная балочная ферма. В таблице приведено количество U-сеток или требуемых арматурных хомутов, и, в строке ниже, требуемая длина дополнительной арматуры, работающей на сдвиг.

трехмерная плита без балочных ферм



трехмерная плита с балочными фермами

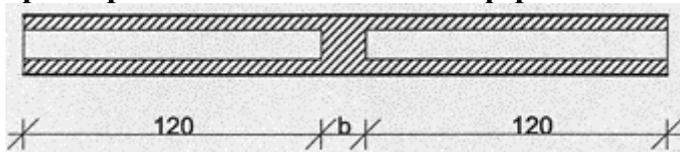


рис. А.2.4.а Секция трехмерной плиты с балочной фермой и без

- Прогиб  
Прогиб рассчитывается по методу кривизны (DIN) или по методу, описанному в ACI. Метод кривизны осуществляется в соответствии с разделом 6.1. В обоих случаях учет деформации сдвига панели с 100 диагоналями на м<sup>2</sup> (Ø3.8 мм) необходим.  
Если допустимый прогиб превышен, плита будет укреплена в соответствии с отрицательной арматурой. Тем не менее, момент в заделке не должен превышать следующих значений:

одна сторона закреплена  
две стороны закреплены

$$M_{\text{MIN}} = -ql^2/8$$

$$M_{\text{MIN}} = -ql^2/12$$

В таблице приведено количество закрепленных краев, которые необходимы для обеспечения допустимого прогиба.

3D SLABS ACCORDING TO DIN 1045							
SLAB	concrete on top side :		60 mm				
	EPS :		100 mm				
	concrete on bottom side		50 mm				
	concrete grade top:		B25				
	concrete grade bottom:		B15				
LOADS	slab :		2.75 kN/m <sup>2</sup>				
	floor construction :		2.50 kN/m <sup>2</sup>				
	dead load :		5.25 kN/m <sup>2</sup>				
	live load :		4.75 kN/m <sup>2</sup>				
	total load :		10.00 kN/m <sup>2</sup>				
REINFORCEMENT	ø - cover mesh:		3 mm				
	size - cover mesh:		50 mm				
	steel grade-cover mesh		500 N/mm <sup>2</sup>				
	steel grade-add. rebars:		500 N/mm <sup>2</sup>				
	upper reinforcement:		2.51 cm <sup>2</sup> /m				
	adm. deflection:		length / 200				
Clear length [m]	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50
Moment Mu [kNm/m]	9.11	12.80	17.11	22.05	27.61	33.80	40.61
Bottom reinforcement	ø 6 / 30	ø 6 / 24	ø 8 / 24	ø 8 / 15	ø 8 / 10	ø 10 / 12	ø 10 / 10
Shear force [kN/m]	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	27.50
Shear reinforcement	panel only	1 U-mesh	1 U-mesh	1 U-mesh	2 U-mesh.	2 U-mesh.	ø 8 / 20
Length of shear reinf.[m]	-	0.07	0.32	0.57	0.82	1.07	-
max. Deflection [cm]	0.38	0.74	1.75	1.42	2.31	2.58	not allowed
Upper reinforcement	-	-	-	1 side	1 side	2 sides	not allowed

Таблица А.2.4.а. Расчетный лист "Проектирование трехмерных плит"

## Ссылки

Среди прочих источников, теоретические принципы были взяты из следующих работ:

DIN 1045

ACI318/89 – документарная версия

ÖNORM выпуски B4200 и B4600

Leonhardt - Vorlesungen über Massivbau (Лекции по армированным бетонным конструкциям)

Bares - Scheiben und Flatten (Диафрагмы и плиты)

Bohm, Geiger, Valentin - Stahlbetonbau (Армированные бетонные конструкции) Lohmeyer - Stahlbetonbau (Армированные бетонные конструкции)

Issues of the Magazine of the Deutscher Ausschuft für Stahlbetonbau (Немецкая комиссия по армированным бетонным конструкциям)

Ferguson, Breen, Jirsa – Основы бетонного армирования

Данные различных таблиц и графиков были определены на основе расчетов и испытаний EVG. Испытание проводились в рамках различных серий опытов в 1985-1997 гг. главным образом в Грацком технологическом институте. Различные другие испытания проводились в исследовательских центрах Австрии и за рубежом. Наряду с другими, сюда входят испытания на устойчивость к сейсмическим силам в Боготском университете (Колумбия).

Модельные расчеты, связанные с несущей способностью объекта с трехмерными поперечными сечениями к простым нагрузкам, были сделаны при помощи программы Allplot компании Nemetschek (Мюнхен).

Чертежи деталей были сделаны при помощи программы MegaCAD компании MegaTech (Берлин).

Базовая информация графиков главы 6 (прогиб) были определены программами EVG.

Графики и таблицы были созданы при помощи программы Microsoft Excel.

В данном руководстве внимание главным образом уделяется конструкционным различиям между трехмерными компонентами и несущими структурами, сделанными из обычного армированного бетона. Поэтому требуется предварительное знание общих проектировочных правил для армированных бетоном конструкций.

Структура руководства и включенные примеры были разработаны главным образом на основе вопросов, задаваемых пользователями трехмерной системы. Все примеры составляют поперечное сечение практического трехмерной конструкции.

## Указатель

### А

Дополнительная арматура 38  
Распространение 156  
Последующая обработка бетона 26, 96, 180, 187  
Выравнивание панелей 20

### В

Балки 78  
Трехмерные элементы 79  
Проектирование 192  
Невыступающий участок балки 115, 122, 123  
Модель 79  
Коэффициенты моментов 80  
Изготовленные заводским способом 154  
Испытание на выступание цементного молока 176  
Трехмерные элементы 145, 146  
Коробчатая конструкция 10  
Скрепление панелей 18,20  
Скобы 85  
Длина зоны продольного изгиба стены 130

### С

Выгиб 23, 96, 186  
Консольные плиты на поперечном лезвии 133  
Карусельный насос 179  
Содержание цемента в бетоне 11, 130, 174, 176, 177, 187, 188  
Химические продукты (прокачиваемость) 177  
Обработка стамеской 183, 187  
Сжатие 57, 191  
Пояс сжатия 45  
зона сжатия, максимальная высота 32  
Относительное сжатие 32, 33, 35  
Компрессор 178, 179  
Сосредоточенная нагрузка 121  
Сосредоточенные нагрузки 101  
Размеры 102  
Эффективная ширина 102,103  
Бетона 174  
первый слой 25  
второй слой 26  
толщина слоя 180

мин. толщина 10 11  
верхний слой на плите 22  
Марки бетона в соответствии с DIN 31,89, 189  
соединение с фундаментом 13, 158  
Карнизы 85  
покрывающая сетка 12  
треснутый участок бетона 89  
момент растрескивания 89  
Трещины 182  
45° 182  
Горизонталь 65, 185  
Раскрытия 183  
Прямоугольные 185  
Плита 185 186  
Вертикаль 183, 184  
поперечное распределение 151  
поперечное лезвие, опорная реакция 123  
Поперечная арматура 153  
Поперечное ребро 156  
поперечное сечение, трехмерная стена 9  
поперечные стены 133  
отверждение 26  
отвердитель 181  
кривизна 88,90

## **D**

высокие балки 78,81  
размещение арматуры 84  
проектирование изгибов 82  
плечо внутренних сил 82  
предельные высоты 81  
Проектирование сдвигов 83  
Поддержка 83  
Прогиб 87, 195  
АС1-318/89 93  
метод кривизны 88  
Диаграмма 96  
50+100+ 60 мм, 0.5/0 100 50 + 100 + 60 мм, 0.5/0.5 100 50 + 100 + 60 мм,  
0/0 99 50 + 50 + 60 мм, 0.5/0 98 50 + 50 + 60 мм, 0.5/0.5 99 50 + 50 + 60 мм,  
0/0 98  
Ограничение 96  
Долгосрочное 91  
Краткосрочное 90  
Упрощенный метод 94  
Детали 157

Консольная плита – наружная стена 167  
соединительная стена - поперечная стена 161  
Свес крыши 172  
фундамент – наружная стена 159  
плита фундамента – внутренняя стена 158  
Фундамент, U-каналы 160  
Высокие стены 170  
ненесущая внутренняя стена 169  
наружный угол стены 162  
Обзор 157  
Гребень 171  
Выступ крыши 173  
Канализационная труба 162  
Плита-балка 168  
плита – внутренняя стена 166  
плита – наружная стена 164  
плита – наружная стена с теплоизоляцией 165  
Прямое соединение встык панелей 161  
Свес крыши со стороны фронтона 173  
Проемы в стене 163  
Диагонали 12  
напряжение, вызывающее продольный изгиб 44  
Силы 43  
Диффрагма 127  
Дверная перемычка 138  
Торкретирование сухой смесью 25, 178  
Сушка 186, 187

## **Е**

сейсмическое проектирование, ACI 141  
Сейсмические силы 58,65,141  
Распространение 144  
эксцентриситет 58 60, 62, 130, 132, 149  
Минимум 131  
Эффективная ширина плиты 108  
Эпоксидная смола 13  
Монтажное состояние 22  
EVG трехмерная панель 10,11  
Файлы Excel 189  
Внешняя стена Пример 137  
Замкнутая 131

## **Ф**

Волокна 187  
Мелкий песок 177

проектирование изгибов 37, 194  
сопротивление изгибу 35  
Жесткость при изгибе  
треснутый участок 88  
нетреснутый участок 88  
жесткие на изгиб соединения 132  
Изгиб 29, 194  
ACI-318 33  
DIN-1045 33,34  
Модели 33  
Теории прочности 34  
Невыступающий участок балки 108, 122, 123 109, 115, 122, 123  
силы в плите, внутренение 45  
Рамочная конструкция 10  
Испытание воронки 176

## **G**

зияющее соединение 59  
Границы градации 174  
ACI 174  
Турбораствор 175  
Размер частицы 175

## **H**

Высокие стены 170 185  
бункерные пушки 179  
Горизонтальное ускорение 142  
Горизонтальное усилие 10, 142

## **I**

Угол наклона диагоналей 41  
Установки 16, 162  
Внутренняя стена, пример 139

## **L**

боковое усилие 58, 64, 142  
решетчатая балка 49, 152  
Поперечное ребро 156  
прочность на сдвиг 51, 154  
Детали крепления 156  
Подъем плиты 23  
Легкий бетон 148  
Известково-цементный раствор 187  
Известняк 177  
Линейная нагрузка 101

Линейные нагрузки  
поперечное направление 107  
Проектирование 105  
перемычки 138  
Долгосрочный прогиб 91

## **М**

Минимальная арматура 111  
Соотношение в смеси  
В15 174  
В25 181  
Момент середины пролета, минимум 119  
Коэффициенты моментов, трехмерные балки 80  
метод увеличения момента 63  
Момент инерции трехмерных плит 95  
Моменты, допустимые 36,38 39  
Моменты, предельные 37, 39  
Многоэтажное здание 26, 141

## **Н**

Отрицательная арматура 124

## **О**

Раскрытия 125  
Длины перекрытий соединительной сетки 17

## **Р**

Размеры панелей 12  
Соединение панелей встык 16  
Типы панелей 41,47  
Панель, сопротивление изгибу 22,23  
Поршневой насос 179  
Пластификатор 185  
Точечная нагрузка 101, 121  
Проектирование 103  
Заводские трехмерные конструкции 148  
Заводские плиты 151  
Заводские стены 148  
Конструкторская таблица 150  
Предотвращение проблем, бетон  
Прокачиваемость 175 176, 187  
Перфорация 104  
Фольга ПВХ 187

## **Р**

готовая смесь бетона 176  
Упругое восстановление 178  
Ссылки 196  
Арматура на поддержке 112  
Кольцевая балка 22 149 164 165 166 167  
170  
Выступ крыши 114 173  
Плита крыши 126 171, 172, 173  
Действие диафрагмы 127

## **S**

Запас прочности, стены 59, 150  
Канализационная труба 162  
Сдвиг 40, 190  
Прогиб сдвига 92  
Проектирование сдвигов 194  
усилие сдвига  
поперечное направление 42  
Решающее 48  
Горизонтальное 46,  
решетчатая балка 51, 154  
Панель 47,48  
Элементы арматуры, работающей на сдвиг 55, 56  
соединительная сетка 53  
Арматурный хомут 50, 51  
Сварное соединение 41  
ферма, работающая на сдвиг 49, 50  
Элементы арматуры, работающей на сдвиг 54,  
арматура, работающая на сдвиг, дополнительно 48  
прочность на сдвиг стен 64  
Элементы фермы против сдвига 54  
Подпирающий пролет 22, 23, 24  
Краткосрочный прогиб 90  
Сетчатая кривая 174  
АСИ 174  
Турбораствор 175  
Простые моменты 107  
Элементы плиты 153  
Панели плит, заводские 151  
Панели плит, подпирающие 23  
Системы плит 10 110  
Плиты 29 110, 194  
Поясные силы 46  
пример проектирования 118  
пример планирования 124

Длина поддержки 148  
Минимальная арматура 111  
Раскрытия 125  
Системы 10  
Гибкость стен 131  
соединительная сетка 16  
Размещение 17  
Длины перекрытия 17  
Требования 16  
Тест на сжатие 176  
Стандартные размеры панелей 12  
Стандартные панели 41  
Стартерные планки 13, 158, 159  
Арматурный хомут, дополнительный 50  
Арматурный хомут, соединительная сетка 52  
Каменная пыль 177  
Диаграмма напряжений 30, 32  
Поддержка, арматура 22 112  
обработка поверхности 26, 180

## **Т**

Пояс растяжения 45  
верхние слои бетона 181  
верхняя арматура 153  
Поперечные моменты, обращение 113  
поперечная арматура 153  
модель фермы 45

## **U**

U-каналы 13,18, 160  
нетреснутый участок бетона 89

## **W**

Высоты стен, максимум 61  
Проемы в стене 58,78, 163  
Панели стен  
Выравнивание 19,20  
Скрепление 18,20  
Монтаж 13, 14  
Стены 57, 130, 191  
размещение арматуры 136  
асимметричное поперечное сечение 62,138  
148  
Ширина распространения 135  
нагрузки на перекрытие 134

малые нагрузки 61  
Стеновые нагрузки 135  
Стены по АСІ  
Стены по DIN 59, 70  
40+ 100+ 40 мм 75  
40+ 50+ 40 мм 71  
40+ 50+ 90 мм 73  
50 + 100 + 50 мм 76  
50+ 50+ 100 мм 74  
50+ 50+ 50 мм 72  
Таблицы 77  
Отношение вода/цемент 176, 186,188  
сварное соединение 41  
Торкретирование влажной смесью 25,178  
Сила ветра 127  
Рабочая последовательность 26  
Червячный насос 179

## **У**

Предел текучести стали 35