

РАСЧЁТ НЕСУЩЕЙ КОНСТРУКЦИИ ПОЛА СКЛАДСКОГО ПОМЕЩЕНИЯ НА ДЕЙСТВИЕ НАГРУЗОК ОТ СТОЕК НАГРУЖЕННЫХ СТЕЛЛАЖЕЙ

1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ.

1. В строящемся здании предусматривается размещение складских помещений оборудованных 6-ми ярусными сборными стеллажами⁽¹⁾ размером в плане 1,1*2,75 м (с напольным хранением грузов первого яруса), с установкой попарно в ряду. Расстояние между парами (рядами) стеллажей составляет 0,30 м (в осях); ширина межстеллажного проезда составляет 3,5 м. Вес одной единицы груза (паллеты) составляет 1,066 тн. Нагрузка на пол от стоек стеллажей передаётся через металлические опорные части стеллажей ("следы") размером в плане 100*100 мм⁽²⁾.

Эквивалентная нормативная равномерно-распределённая нагрузка на полы составляет 8 т/м.кв⁽³⁾.

⁽¹⁾Примем, что параметры стеллажей отвечают требованиям ГОСТ Р 55525-2017 "Складское оборудование. Стеллажи сборно-разборные. Общие технические условия" и имеют следующие геометрические характеристики: Размер секции стеллажа - 2,75*1,1 м.

⁽²⁾ При расчёте подстилающего слоя пола на действие нагрузок от стоек стеллажей учитывалось, что эффективная площадь контакта стойки стеллажа стойки с полом является ограниченной, и большинство стеллажей оснащается опорными плитами («пятнами») для крепёжных болтов, которые не предназначены для распределения нагрузки от стоек стеллажей. При выполнении расчётов была принята площадь нагружения 100х100мм, что приближённо соответствует размерам сечения стоек стеллажей.

⁽³⁾ В соответствии с п. Ж1.9 СП 29.13330.2011 СНиП "Полы": "Собственный вес пола, а также нагрузки, равномерно распределённые по всей площади пола в расчётах не учитываются".

2. Согласно "Техническому заданию" требуется рассчитать конструкцию пола (подстилающего слоя) из монолитного железобетона с использованием бетона класса В25.

3. Согласно материалам инженерно-геологических изысканий и проектным данным основанием под полы является многослойное основание, в том числе:

Искусственное основание (возводимое в процессе строительства):

- Щебень из природного камня, уложенный способом расклиновки, с пределом прочности на сжатие 60 МПа. Для данных грунтов коэффициент постели равен: $K_s = 300 \text{ МН/м}^3$. Модуль деформации $E = 90 \text{ МПа}$. Толщина слоя составляет 0,2 м. Щебёночный слой устаривается по плоской георешётке и геотекстильной прослойке, препятствующей вдавливанию щебёночного слоя в нижележащее основание.

- Песчаный слой из мелких песков, уплотнённых до коэффициента уплотнения 0,95. Грунты находятся в зоне опасного поднятия капиллярных вод. Для данных грунтов коэффициент постели равен: $K_s = 45 \text{ МН/м}^3$ Модуль деформации $E = 40 \text{ МПа}$. Толщина слоя 0,7 м.

Песчаный слой устаривается по геотекстильной прослойке, препятствующей перемешиванию песчаного слоя с нижележащим основанием.

- Щебень из природного камня, уложенный способом расклиновки, с пределом прочности на сжатие 60 МПа. Для данных грунтов коэффициент постели равен: $K_s = 300 \text{ МН/м}^3$. Модуль деформации $E = 90 \text{ МПа}$. Толщина слоя составляет 0,2 м. Щебёночный слой устаривается по плоской георешётке и геотекстильной прослойке, препятствующее вдавливанию щебёночного слоя в нижележащее основание.

Искусственное основание (возводимое в процессе строительства):

Согласно материалам инженерно-геологических изысканий ("Технический отчёт по результатам выполненных инженерно-геологических изысканий" (СМ102021), составленный ООО "Мосгеопроект" в 2021 году) насыпной грунт (слой ИГЭ-1) представлен техногенными отложениями:

- Слой ИГЭ-1.

Насыпной грунт представлен преимущественно суглинком коричневым, тугопластичным, перелопаченным с песком и почвой, с включением обломков строительного мусора (до 10%).

Расчётное сопротивление грунта $R_0 = 150 \text{ кПа}$ ($1,5 \text{ кг/см}^2$) (принято по материалам изысканий как для насыпи, планомерно возведённой с уплотнением или отвалов грунтов и отходов производств с уплотнением).

Учитывая фактическую разнородность деформативных характеристик насыпных грунтов, примем для дальнейших расчётов значение расчётного сопротивления равным 80 кПа (то табл. В.9 СП 22.13330: свалки грунтов и отходов производств без уплотнения).

Взам. инв. №	Подп. и дата	Взам. инв. №
--------------	--------------	--------------

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Лист

По результатам лабораторных исследований, для данных грунтов:

Коэффициент пористости, $e = 0,928$;

Степень влажности, $S_r = 0,99$

Плотность грунта, $\rho = 1,88 \text{ г/см}^3$;

Плотность скелета грунта $\rho_d = 1,41 \text{ г/см}^3$.

Показатель текучести, $J_L = 0,38$

В соответствии с табл. Б.3 (СП 22.13330.2011) значение модуля деформации для данных грунтов (при: $e = 0,9$, $0,25 < J_L < 0,5$) составит $E = 8 \text{ МПа}$.

Согласно результатам испытаний ("Техническое заключение №2. Испытание грунтов основания вертикальными статическими нагрузками на штамп" подготовленное ООО "НИИЖБ СК" 20.03.2023 г.) значение модуля деформации для данных грунтов составит 5,3 - 19,84 МПа.

В соответствии с п.10.2 СП 29.13330 допускается использование в основании грунтов с модулем деформации $> 5 \text{ МПа}$, т.е. данные грунты пригодны для использования в качестве основания под полы. Примем для дальнейших расчётов значение модуля деформации для данных грунтов равным 5,3 МПа.

Определим значение коэффициента постели (K_s) для данных грунтов (при: $e = 0,9 (> 0,7)$).

В соответствии с табл. Ж.6 (СП 29.13330.2011) для глинистых (пылеватых) суглинков, находящихся в зоне опасного поднятия капиллярных вод, коэффициент постели равен 45 МН/м^3 . С учётом "Примечания" к табл. Ж.6, при коэффициенте пористости грунтов более чем 0,7, значение коэффициента постели следует уменьшать на 35%. Таким образом коэффициент постели равен:

$$K_s = 45 - (45 * 0,35) = 29 \text{ МН/м}^3.$$

4. Расчёты будем производить на основании СП 29.13330.2011 "Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13-88" с Изменением №1, №2, с использованием следующих нормативных документов:

- ГОСТ 27751-2014 "Надёжность строительных конструкций и оснований. Основные положения";
- СП 63.13330.2012 "Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения". Актуализированная редакция СНиП 52-101-2003;
- СП 22.13330.2011 "Основания зданий и сооружений";
- СП 26.13330.2012 "Фундаменты машин с динамическими нагрузками". Актуализированная редакция СНиП 2.02.05-87.

2. РАСЧЁТНЫЕ ПАРАМЕТРЫ:

Определим расчётные параметры.

В соответствие с техническим заданием хранение грузов осуществляется в шесть уровней (ярусов) с напольным хранением грузов первого яруса. При расчёте нагрузок на полы от стоек стеллажей, нагрузки возникающие от напольно хранимых грузов в расчёте не учитываем (данные нагрузки оказывают "разгружающее" действие). Расчётное количество уровней хранения (на раме стеллажа) - 5.

Расположение стоек стеллажей обуславливает хранение не более 3-х единиц груза (паллет) в пределах стеллажной ячейки, ограниченной стойками.

Вес одной единицы груза согласно исходным данным составляет 1,066 тн.

Таким образом, нормативная нагрузка на пол от одиночной стойки стеллажа составляет:

$$P_n = (3 * p_n * K_{яр}) / 2 = (3 * 1,066 \text{ тн.} * 5 \text{ яр}) / 2 = 8 \text{ тн} (80 \text{ кН}).$$

где:

p_n - нормативный вес единицы груза (паллеты);

$K_{яр}$ - количество ярусов хранения (на раме стеллажа).

В соответствие с п. Ж2.2.1. (СП 29.13330.2011) расчётная нагрузка определяется путём умножения значения нормативной нагрузки P_n на коэффициент надёжности по нагрузке γ_f , принимаемый равным 1,2.

Таким образом, расчётная нагрузка от одиночной стойки стеллажа составит:

$$P_p = P_n * \gamma_f = 80 \text{ кН} * 1,2 = 96 \text{ кН}$$

Поскольку стеллажи располагаются попарно в ряду, на расстоянии 0,30 м между рядами, примем для дальнейших расчётов в качестве расчётного центра нагрузок нагрузку от двух условно "спаренных" (объединённых в один след) стоек стеллажей, находящихся на расстоянии (в осях) 0,30 м.

Учитывая ранее заданные размеры следов опирания одиночных следов (100*100 мм) и расстояние между центрами одиночных опор (0,30 м) рассчитаем размер следа опирания и нагрузку в расчётном центре. Примем в качестве значения a_r (длина) больший размер следа, а в качестве b_r (ширина) - его меньший размер.

Взам. инв. №	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подп.	Дата	

То есть:

Длина одиночного следа равна: $0,1 \text{ м}$;

Ширина одиночного следа равна: $0,1 \text{ м}$;

Расстояние между центрами следов равно: $0,30 \text{ м}$;

Таким образом:

Расчётная длина следа (a_r) равна: $(0,1 + 0,1) : 2 + 0,30 = 0,40 \text{ м}$

Расчётная ширина следа (b_r) равна: $0,10 \text{ м}$

Нормативная нагрузка на след, принятый в качестве расчётного центра равна:

$$P_{n,0} = 2 * P_n = 2 * 8 \text{ тн} = 16 \text{ тн} (160 \text{ кН}).$$

Расчётная нагрузка на след, принятый в качестве расчётного центра равна:

$$P_{p,0} = 2 * P_n * \gamma_f = 2 * 8 \text{ тн} * 1,2 = 19,2 \text{ тн} (192 \text{ кН}).$$

3. ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

Характеристики бетона

Класс бетона по прочности на сжатие	B25	
Коэффициент условий работы бетона	$\gamma_{b,2} =$	0,9
Нормативное сопротивление осевому растяжению	$R_{bt,ser} =$	1,55 МПа
Расчётное сопротивление осевому растяжению	$R_{bt} =$	0,945 МПа
Начальный модуль упругости	$E_b =$	30000 МПа
Нормативное сопротивление осевому сжатию	$R_{b,ser} =$	18,5 МПа
Расчётное сопротивление осевому сжатию	$R_b =$	13,05 МПа

Характеристики стержневой арматуры

Класс арматурной стали	A500	
Нормативное сопротивление растяжению	$R_{s,ser} =$	500 МПа
Расчётное сопротивление растяжению	$R_s =$	435 МПа
Начальный модуль упругости	$E_s =$	200 000 МПа

Взам. инв. №	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ ДАВЛЕНИЙ НА СУЩЕСТВУЮЩИЙ НАСЫПНОЙ (ТЕХНОГЕННЫЙ) ГРУНТ.

Учитывая наличие в пределах сжимаемой толщи насыпных грунтов меньшей прочности, чем прочность вышележащих слоёв, необходимо выполнить условие, чтобы полное вертикальное напряжение от нагрузки на полы и от собственного веса уплотнённого грунта на подстилающие (неуплотнённые) грунты не превышало предельное расчётное сопротивление этого грунта, т.е., необходимо выполнение условия:

$$\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} < R_{ult}$$

где:

- σ_z - вертикальное напряжение на уровне кровли слабого грунта
- σ_{zp} - напряжение в грунте от эксплуатационной нагрузки
- σ_{zg} - напряжение от вышележащего грунта и конструкции пола
- R_{ult} - предельное расчётное сопротивление существующего насыпного грунта

Определение напряжений в грунте от эксплуатационных нагрузок

Исходные данные для расчёта.

Согласно исходным данным, расчётная нагрузка на стойку стеллажа составляет 9,6 тн (96 кН).

Нагрузки располагаются по регулярной схеме.

Определим грузовую площадь исходя из следующих исходных данных

Глубина стеллажа:	$A = 1,1$	м	
Расстояние между парными рядами стеллажей:	$a = 0,3$	м	
Ширина стеллажа:	$B = 2,75$	м	
Ширина межстеллажного проезда:	$C = 3,5$	м	
Грузовая площадь:	$S = 16,5$	м.кв.	$S = (2 * A + a + C) * B$

Расчёт значения напряжений от эксплуатационной нагрузки.

Единичная сосредоточенная нагрузка	$P_i = 9,6$	тн	
Количество единичных нагрузок в пределах грузовой площади:	$K = 4$		
Суммарная нагрузка в пределах грузовой площади:	$\Sigma P_i = 38,4$	тн	$\Sigma P_i = P_i * K$
Эквивалентная нормативная равномерно распределённая эксплуатационная нагрузка	$P_{экр.} = 2,33$	тн/м ²	$P_{экр.} = \Sigma P_i : S$
Напряжение в грунте от эксплуатационной нагрузки	$\sigma_{zp} = 23,27$	кПа	

Взам. инв. №
Подп. и дата
Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подп.	Дата
------	---------	------	-------	-------	------

Определение давления на насыпной грунт от веса искусственного основания и конструкции пола

Наименование элементов	Толщина слоя, м	Удельный вес, тн/м ³	Полный вес, тн
Железобетонная плита	0,25	2,5	0,625
Искусственное основание	1,2	2,0	2,4
ИТОГО: Равномерно распределённая нагрузка от веса грунта и конструкции пола, тн/м.кв			3,025

Давление от вышележащего грунта и конструкции пола на уровне кровли существующего насыпного грунта	$\sigma_{zp} = 30,3$ кПа
--	--------------------------

Определение предельного расчётного сопротивления существующего насыпного грунта

Расчётное сопротивление грунта $R_0 = 80$ кПа

Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,85$

Коэффициент надёжности по назначению $\gamma_n = 1,1$

Предельное расчётное сопротивление грунта $R_{ult.} = 61,82$ кПа

$$R_{ult} = \frac{\gamma_c \cdot R_0}{\gamma_n}$$

Результаты расчётов:

Напряжение в грунте от эксплуатационной нагрузки $\sigma_{zp} = 23,27$ кПа

Напряжение от вышележащего грунта и конструкции пола $\sigma_{zg} = 30,25$ кПа

Вертикальное напряжение на уровне кровли слабого грунта $\sigma_z = 53,52$ кПа < $R_{ult} = 61,82$ кПа
($\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} < R_0$)

Предельное расчётное сопротивление грунта $R_{ult.} = 61,82$ кПа

Запас: 13%

Выводы по результатам расчётов:

1. Полное вертикальное напряжение от эксплуатационной нагрузки (σ_{zp}) и от собственного веса конструкции пола и уплотнённых грунтов (σ_{zg}) не превышает предельное расчётное сопротивление слабых насыпных грунтов (R_{ult}):

$$\text{Условие: } \sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} < R_{ult} \text{ выполнено.}$$

2. Существующие насыпные грунты с расчётным сопротивлением 80 кПа пригодны для использования в качестве основания под полы.

Взам. инв. №	Подп. и дата
	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подп.	Дата
------	---------	------	-------	-------	------

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ.

Определение нижней границы сжимаемой толщи

Напряжение в грунте от эксплуатационной нагрузки $\sigma_{zp} = 23,27$ кПа
 Средний объёмный вес грунта $\gamma_{II} = 2$ т/м³
 Нижняя граница сжимаемой толщи $H_c = 2,33$ м *Определяется из соотношения:
 $\sigma_{zp} = 0,5 * \sigma_{zg}$*

Расчёт осадки грунтового основания при действии эксплуатационной нагрузки

№ слоя	Слой грунта	$h_i, м$	$\sigma_{zpi},$ кПа	$E_i,$ кПа	Осадка, $S_i, см$
	Среднее давление под подошвой плиты пола		23,27		
1	Щебёночный слой	0,2	23,27	90000	0,04
2	Песчаный слой	0,7	23,27	40000	0,33
3	Щебёночный слой	0,2	23,27	90000	0,04
4	Существующие насыпные грунты	1,23	23,27	5300	4,31

Итого: $S = 4,72$ см

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ПОСТЕЛИ ГРУНТА ОСНОВАНИЯ

Среднее удельное давление на грунтовое основание
(эксплуатационная нагрузка) $\sigma_z = 23,27$ кПа
 Суммарная осадка слоёв основания в пределах $S = 4,72$ см
Коэффициент постели грунта основания $K_s = 4,93$ МН/м³

Вывод по результатам расчётов:

Примем для дальнейших расчётов коэффициент постели грунта равным **4,93 МН/м³**.

Взам. инв. №	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	

6. РАСЧЁТ ЗНАЧЕНИЙ ДЕЙСТВУЮЩИХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ.

Определение значений и координат единичных нагрузок действующих на элементарные площадки, расположенные вне расчётного центра

Нагрузка на пол от стоек стеллажей является нагрузкой сложного вида, поэтому необходимо рассмотреть взаимное влияние нагрузок от одиночных стоек и определить суммарный действующий момент. Примем нагрузку "P₀" за расчётный центр нагрузок.

Равномерно распределённую нагрузку от грузов, хранящихся напольно (1-й ярус хранения) в расчётах не учитываем, так как данный вид нагрузки оказывает разгружающее воздействие.

Наибольшее удаление центров единичных нагрузок (P_i) от нагрузки, центр следа которой принят за расчётный P₀, должно быть (согласно п.Ж.2.3.2. СП 29.13330.2011) не более 6*l, где:

l - упругая характеристика гибкости плиты.

Нагрузки, расположенные на относительном расстоянии более 6*l, в расчётах не учитываются.

Определим значение упругой характеристики гибкости плиты подстилающего слоя по формуле:

$$l = \sqrt[4]{\frac{B}{K_s}}$$

где:

B - цилиндрическая жёсткость сечения плиты;

K_s - эквивалентный коэффициент постели грунтового основания.

Определим жёсткость сечения плиты по формуле:

$$B = \frac{E_{b1} h^3}{12(1 - \mu^2)}$$

где:

h - высота сечения;

E_{b1} - модуль деформации сжатого бетона

μ - коэффициент относительной поперечной деформации бетона

Начальный модуль упругости бетона, E_b = 30000 МПа

Относительная влажность воздуха окружающей среды 40-75 %

Коэффициент ползучести бетона φ_{b,cr} = 2,5

Модуль деформации бетона, E_{b1} = 8571 МПа

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}$$

Ширина сечения, b = 1000 мм

Толщина подстилающего слоя, h = 250 мм

Момент инерции сечения, I_{red} = 1 302 083 333

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12}$$

Цилиндрическая жёсткость сечения плиты, B = 11,63

$$B = \frac{E_{b1} h^3}{12(1 - \mu^2)}$$

Коэффициент постели основания, K_s = 4,93 МН/м.куб

Упругая характеристика гибкости плиты, l = 1,24 м

$$l = \sqrt[4]{\frac{B}{K_s}}$$

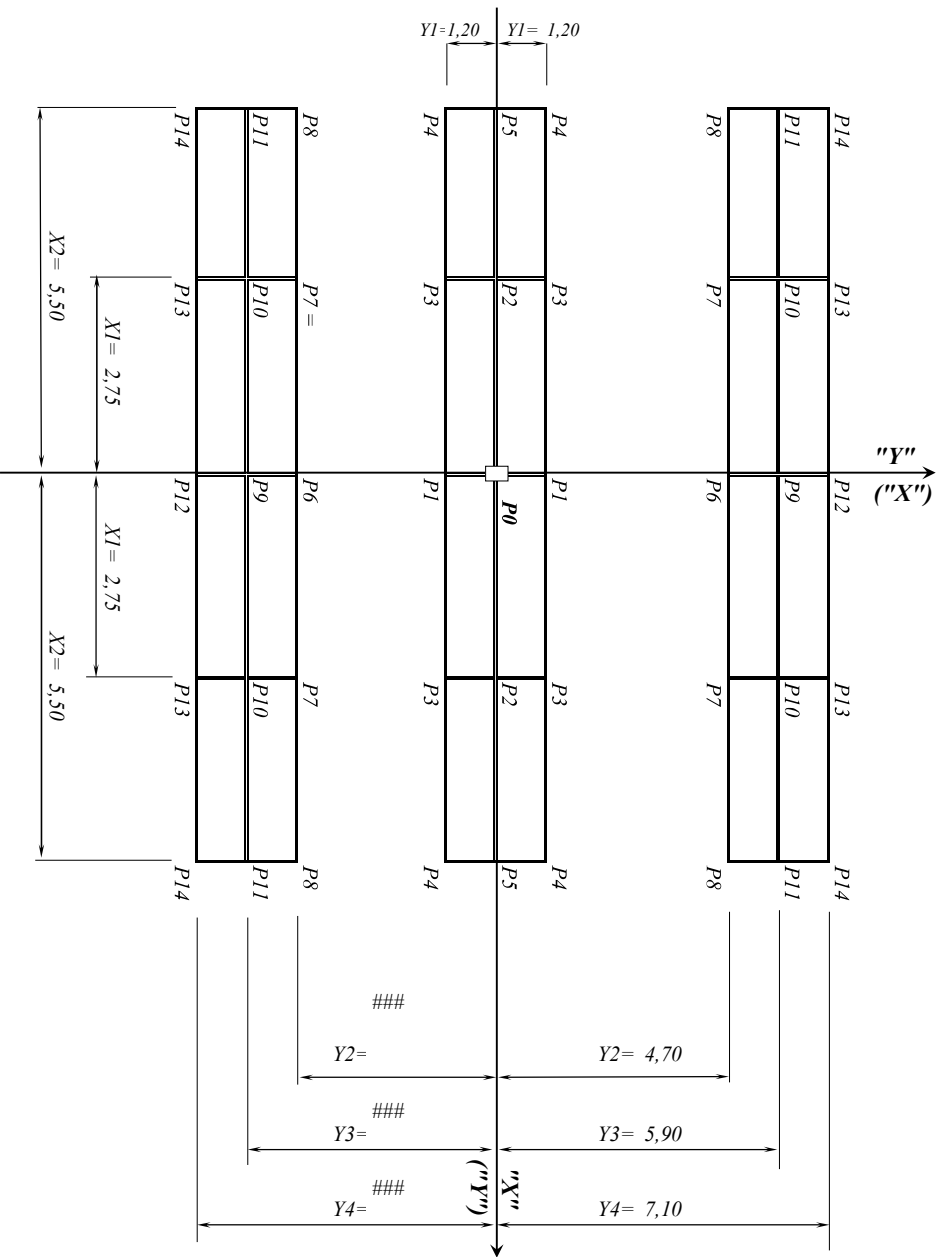
Наибольшее удаление центров единичных нагрузок (P_i) от нагрузки, центр следа которой принят за расчётный равно 6*l:

7,43 м

Взам. инв. №	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подп.	Дата

Схема №1. Схема расположения единичных нагрузок относительно расчётного центра



Значения единичных нагрузок расположенных вне расчётного центра

Таблица №1.

№№ нагрузок, P_i	Значения единичных нагрузок, кН	
	Нормативная	Расчётная
1	80,00	96,00
2	160,00	192,00
3	80,00	96,00
4	80,00	96,00
5	160,00	192,00
6	80,00	96,00
7	80,00	96,00
8	80,00	96,00
9	160,00	192,00
10	160,00	192,00
11	160,00	192,00
12	80,00	96,00
13	80,00	96,00
14	80,00	96,00

Взам. инв. №	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№доку.	Подп.	Дата

Расчёт значений единичных (влияющих) изгибающих моментов от нагрузок расположенных за пределами расчётного центра.

В результате расчётов конструкции пола было определено, что упругая характеристика гибкости плиты составляет 0,62 м, что и было использовано в дальнейших расчётах.

Рассчитаем величины единичных (влияющих) изгибающих моментов создаваемых нагрузками, расположенными за пределами расчётного центра.

Примем во внимание, что заданный характер расположения нагрузок обуславливает ситуацию когда загружены только два смежных ряда секций стеллажей расположенных вдоль оси "X" (нагрузки P1, P2, P3), т.е. возможна ситуация когда два смежных ряда секций стеллажей загружены, а секции стеллажей расположенные через межстеллажные проезды незагружены. Данная ситуация соответствует "худшему" варианту нагружения полов и обуславливает "возникновение" наибольшего положительного изгибающего момента от нагрузок расположенных за пределами расчётного центра, так как нагрузки создаваемые опорами стеллажей расположенных через межстеллажные проезды дают в сумме отрицательный момент, т.е. оказывают разгружающее воздействие.

$$L = 1,24 \text{ м}$$

Таблица №2.

i	Координаты нагрузок		Xi / L	Yi / L	K4	Pi кН	Ni	Mi = Σ(Ni * K4 * Pi)*0,001 кН*м/м
	Xi м	Yi м						
1	0	1,2	0,00	0,97	54,3	96,0	2	10,426
2	2,75	0	2,22	0,00	-20	192,0	2	-7,680
3	2,75	1,2	2,22	0,97	-14,80	96,0	4	-5,683

$$\begin{aligned} \Sigma Mi \text{ "+"} &= 4,742 \\ \Sigma Mi \text{ "-" } &= -7,680 \\ \Sigma Mi &= -2,938 \end{aligned}$$

Суммарный влияющий момент от нагрузок расположенных за пределами расчётного центра равен:

$$\Sigma Mi = -2,94 \text{ кН*м/м}$$

Для определения наибольшего суммарного изгибающего момента необходимо также рассмотреть другое положение нагрузок относительно расчётного центра, т.е. когда ось "Y" направлена вдоль ряда стеллажей, а ось "X" - поперёк (положение нагрузок "повёрнуто" на 90°). Результаты расчётов приведены в таблице №3.

Таблица №3.

i	Координаты нагрузок		Xi / L	Yi / L	K4	Pi кН	Ni	Mi = Σ(Ni * K4 * Pi)*0,001 кН*м/м
	Xi м	Yi м						
1	1,2	0	0,97	0,00	-1,1	96,0	2	-0,211
2	0	2,75	0,00	2,22	8,60	192,0	2	3,302
3	1,2	2,75	0,97	2,22	2,25	96,0	4	0,864

$$\begin{aligned} \Sigma Mi \text{ "+"} &= 4,166 \\ \Sigma Mi \text{ "-" } &= -0,211 \\ \Sigma Mi &= -0,211 \end{aligned}$$

Вывод: Примем для дальнейших расчётов по первой группе предельных состояний значение "влияющего" изгибающего момента равным:

$$\Sigma Mi = -0,21 \text{ кН*м/м}$$

Примем для дальнейших расчётов по второй группе предельных состояний значение "влияющего" изгибающего момента равным:

$$\Sigma Mi = -0,18 \text{ кН*м/м}$$

Взам. инв. №	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подп.	Дата	Лист

7. РАСЧЁТЫ ПЛИТЫ ПОЛА НА ДЕЙСТВИЕ ПОЛОЖИТЕЛЬНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ (РАСТЯНУТА НИЖНЯЯ ЗОНА СЕЧЕНИЯ ПЛИТЫ)

Определение значения положительного изгибающего момента.

Толщина плиты, $h = 0,25$ м

Нормативная нагрузка на одиночный след, центр которой совпадает с расчётным центром, $P_{(i)0} = 160,00$ кН

Коэффициент надёжности по нагрузке, $\gamma_{f,l} = 1,20$

Расчётная нагрузка на одиночный след, центр которой совпадает с расчётным центром, $P_{(p)0} = 192,00$ кН

Коэффициент постели грунтов, $K_s = 4,93$ МН/м.куб

Цилиндрическая жёсткость сечения, $B = 11,63$

Упругая характеристика гибкости плиты, $l = 1,24$ м

$$l = \sqrt[4]{\frac{B}{K_s}}$$

Расчётная длина следа, $a_r = 0,400$ м

Расчётная ширина следа, $b_r = 0,100$ м

$\alpha = 0,323$

$$\alpha = a_p / l$$

$\beta = 0,081$

$$\beta = b_p / l$$

Коэффициент $Kl = 0,1300$

(По таблице Ж.2 (с интерполяцией))

Изгибающий момент, создаваемый действием нагрузки простого вида (при центральном загрузении плиты), $Ml = 24,96$ кН*м/м

$$Ml = P_{(p)0} * Kl$$

Изгибающий момент, создаваемый действием нагрузки на элементарную площадку, расположенной вне расчётного центра, $M_{(x,y)i} = -0,21$ кН*м/м

Максимальный суммарный действующий изгибающий момент (при центральном загрузении плиты) $M_{c,max (+)} = 24,75$ кН*м/м

$$M_{c,max (+)} = Ml + M_{(x,y)i}$$

Переходной коэффициент от изгибающего момента ($M_{c,max (+)}$) при центральном загрузении плиты к изгибающему моменту ($Md(+)$) при краевом загрузении плиты вблизи швов, $kl = 1,20$

Максимальный суммарный действующий расчётный изгибающий момент на единицу ширины сечения плиты (вблизи краевых участков (швов), $Md = 29,70$ кН*м/м

$$Md = M_{c,max (+)} * kl$$

Предельный изгибающий момент бетонного сечения, $M_{ult} = 16,88$ кН*м/м

$$M_{ult} = bR_{bt} \frac{h^2}{3,5}$$

Взам. инв. №	Подп. и дата	Взам. инв. №
Изм.	Кол.уч.	Лист
№ док.	Подп.	Дата

РАСЧЁТ СЕЧЕНИЯ ПО ПЕРВОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Расчётный действующий момент, $M_d = 29,70$ кН*м/м

Толщина плиты, $h = 250$ мм

Ширина сечения плиты, $b = 1000$ мм

Расчётное сопротивление сжатию, $R_b = 13,05$ МПа

Расчётное сопротивление растяжению, $R_s = 435$ МПа

Расстояние от равнодействующей усилия в арматуре до ближайшей грани сечения, $a = 53$ мм

Рабочая высота сечения, $h_0 = 197$ мм

$$h_0 = h - a$$

Параметр α_R (для арматуры А500): 0,372

Параметр ζ_R (для арматуры А500): 0,493

Параметр α_m : 0,0586

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}$$

Так как $\alpha_m < \alpha_R$, то сжатая арматура по расчёту не требуется

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры, $A_s = 357$ мм.кв.

$$A_s = R_b b h_0 \left(1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}\right) / R_s$$

Шаг установки стержней, $l_s = 200$ мм

Площадь сечения одного стержня, $A_{s1} = 71,47$ мм.кв.

Расчётный диаметр одного стержня, $d_s = 10$ мм
(с округлением вверх до чётного)

Принятый диаметр одного стержня, $d_s = 12$ мм

Площадь сечения растянутой арматуры (принятая), $A_s = 565,5$ мм.кв.

Проверка прочности сечения:

Относительная высота сжатой зоны $\xi = 0,060$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

Поскольку условие $\xi < \zeta_R$ выполняется, то M_{ult} определим по формуле:

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x)$$

Площадь сечения растянутой арматуры, $A_s = 565,5$ мм.кв.

Высота сжатой зоны, $x = 18,85$ мм

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b}$$

Предельный изгибающий момент железобетонного сечения, $M_{ult} = 46,14$ кН*м/м

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x)$$

Расчётный действующий момент, $M_d = 29,70$ кН*м/м Запас: 36%

ВЫВОД : Поскольку условие: $M_{ult} > M_d$ выполнено, то прочность сечения обеспечена

Взам. инв. №
Подп. и дата
Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	---------	------	--------	-------	------

Коэффициент армирования, $\mu = 0,00287$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0}$$

Средняя высота сжатой зоны бетона, учитывающая влияние работы растянутого бетона, $x_m = 51,63$ мм

$$x_m = h_0 \left(\sqrt{(\mu_s \cdot \alpha_{s2})^2 + 2\mu_s \cdot \alpha_{s2}} - \mu_s \cdot \alpha_{s2} \right)$$

Плечо внутренней пары сил, $z_s = 179,79$ мм

$$z_s = h_0 - \frac{x_m}{3}$$

Напряжение в растянутой арматуре, $\sigma_s = 243,43$ МПа

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s \cdot A_s}$$

Коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, $\varphi_1 = 1,40$ (продолительно действующие нагрузки)

Коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, $\varphi_2 = 0,50$ (арматура периодического профиля)

Коэффициент, учитывающий характер нагружения, $\varphi_3 = 1,00$ (изгибаемый элемент)

Диаметр арматуры, $d_s = 12$ мм

Высота растянутой зоны бетона, $x_t = 198$ мм

$$x_t = h - x$$

$0,5h = 125$ мм

Так как $x_t > 0,5h$, принимаем высоту растянутой зоны $x_t = 125$ мм

Площадь сечения растянутого бетона, $A_{bt} = 125000$ мм.кв.

$$A_{bt} = x_t \cdot b$$

Диаметр арматуры, $d_s = 12$ мм

Базовое расстояние между трещинами, $l_s = 1326$ мм

$$l_s = 0,5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s$$

Условие "1": $10 \cdot d_s = 120$ мм $< l_s = 1326$ условие выполнено

Условие "2": $100 \text{ мм} = 100$ мм $< l_s = 1326$ условие выполнено

Условие "3": $40 \cdot d_s = 480$ мм $> l_s = 1326$ условие не выполнено

Условие "4": $400 \text{ мм} = 400$ мм $> l_s = 1326$ условие не выполнено

Поскольку условия "3" и "4" не выполняются, примем для дальнейших расчётов расстояние между трещинами равным $l_s = 400$ мм

Ширина раскрытия трещин, $a_{cre} = 0,11$ мм

$$a_{cre,i} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s$$

Допустимая ширина раскрытия трещин, $a_{cre,ult} = 0,3$ мм

Сечение удовлетворяет условиям 2-й группы предельных состояний: $a_{cre} < a_{cre,ult}$.

Вывод:

На основании выполненных расчётов принимаем следующие параметры железобетонного сечения для положительных изгибающих моментов (растянута нижняя зона сечения плиты):

Класс бетона **B25**
 Высота сечения **250 мм**
 Диаметр арматуры **12 мм**
 Шаг армирования **200 мм**
 Защитный слой **35 мм**

Взам. инв. №
 Подп. и дата
 Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подп.	Дата
------	---------	------	-------	-------	------

8. РАСЧЁТЫ ПЛИТЫ ПОЛА НА ДЕЙСТВИЕ ОТРИЦАТЕЛЬНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ (РАСТЯНУТА ВЕРХНЯЯ ЗОНА СЕЧЕНИЯ ПЛИТЫ)

Фактическое расположение стоек стеллажей обуславливает необходимость расчёта плиты пола на действие отрицательного изгибающего момента, вызванное действием такого сочетания нагрузок. Определим расположение центров возникновения максимальных усилий (максимальных изгибающих отрицательных моментов).

При заданной схеме расположения нагрузок максимальный отрицательный изгибающий момент возникает в двух зонах (участках пола), располагающихся по линиям и достигающих максимального значения в точках:

- располагающейся по центру межстеллажного проезда в проекции линий стоек стеллажей (*Точка "А"*) (схема тасположения нагрузок №2);
- располагающейся между стойками на расстоянии равном половине ширины секции стеллажа (*Точка "Б"*) (схема расположения нагрузок №3).

Задачей расчёта является определение максимального значения отрицательно изгибающего момента и его использование в дальнейших расчётах при назначении толщины и армирования подстилающего слоя.

Максимальный отрицательный момент определяется выбором максимального из двух значений изгибающих моментов ($M_{1(-)}$, $M_{2(-)}$), полученных из формул:

<p style="margin: 0;">Формула "1": $M_{1(-)} = \sum M_{i,d(-)} k_n$</p>
--

где:

$\sum M_{i,d(-)}$ суммарный действующий изгибающий момент (наибольшее значение) определённый по табл. №№ 6,7 настоящего расчёта (отрицательный момент для центральных полей плиты).

k_n - коэффициент принимаемый равным **1,5**, учитывающий повышение напряжений вблизи краевых участков (осей температурно-усадочных и технологических швов).

<p style="margin: 0;">Формула "2": $M_{2(-)} = M_{c,max} k$</p>
--

где:

$M_{c,max}$ - максимальный суммарный действующий положительный изгибающий момент при центральном загрузении плиты

k - переходной коэффициент от положительного изгибающего момента к отрицательному, принимаемый равным **0,75**.

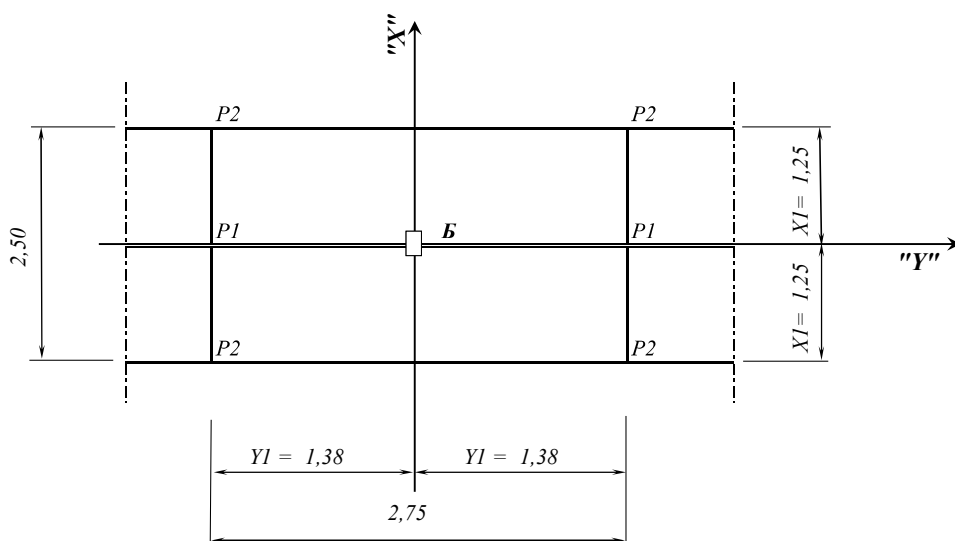
Расчёт значения отрицательного изгибающего момента по формуле №1.

Расчёт по формуле "1" будем выполнять в табличной форме, принимая значение упругой характеристики гибкости плиты равной:

$$L = 1,24 \text{ м}$$

Взам. инв. №	Подп. и дата	Взам. инв. №					
Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подп.	Дата		
							Лист

Схема №3. Схема расположения нагрузок относительно расчётного центра нагрузок, расположенного в точке "Б".



Значения единичных нагрузок расположенных вне расчётного центра (применительно к схеме №3)

Таблица №5.

№№ нагрузок, P_i	Значения единичных нагрузок, кН	
	Нормативная	Расчётная
1	160,0	192,0
2	80,0	96,0

Расчёт значений единичных (влияющих) изгибающих моментов от нагрузок расположенных за пределами расчётного центра "А".

В результате расчётов было определено, что упругая характеристика гибкости плиты составляет 0,6 м, что и было использовано в дальнейших расчётах.

Рассчитаем величину действующего изгибающего момента в точке "А", создаваемого нагрузками, расположенными за пределами расчётного центра "А" (см. "Схема №2").

$$L = 1,24 \text{ м}$$

Таблица №6.

i	Координаты нагрузок		X_i / L	Y_i / L	$K4$	P_i кН	N_i	$M_i = \Sigma(N_i * K4 * P_i) * 0,001$ кН*м/м
	X_i м	Y_i м						
1	1,75	0	1,41	0,00	-16,2	96,0	2	-3,110
2	3,00	0	2,42	0,00	-19,00	192,0	2	-7,296
3	4,25	0	3,43	0,00	-9,80	96,0	2	-1,882
4	1,75	2,75	1,41	2,22	-2	96,0	4	-0,768
5	3,00	2,75	2,42	2,22	-5,80	192,0	4	-4,454
6	4,25	2,75	3,43	2,22	-4,00	96,0	4	-1,536

$$\Sigma M_i "+" = 0,000$$

$$\Sigma M_i "-" = -19,046$$

$$\Sigma M_i = -19,046$$

Таким образом, суммарный действующий влияющий момент от нагрузок расположенных за пределами расчётного центра равен:

$$\Sigma M_i = -19,05 \text{ кН*м/м}$$

Взам. инв. №
Подп. и дата
Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подп.	Дата
------	---------	------	-------	-------	------

Рассчитаем величину действующего изгибающего момента в точке "Б", создаваемого нагрузками, расположенными за пределами расчётного центра "Б" (см. "Схема №3").

Таблица №7.

i	Координаты нагрузок		Xi / L	Yi / L	K4	Pi кН	Ni	Mi = Σ(Ni * K4 * Pi)*0,001 кН*м/м
	Xi м	Yi м						
1	1,38	0	1,11	0,00	1,4	192,0	2	0,538
2	1,38	1,25	1,11	2,42	0,80	96,0	4	0,307

$$\Sigma Mi "+" = 0,845$$

$$\Sigma Mi "-" = 0,000$$

$$\Sigma Mi = 0,845$$

Полученный влияющий изгибающий момент при этой схеме получится меньше, чем по первой схеме расположения нагрузок. Примем для дальнейших расчётов по первой группе предельных состояний значение "влияющего" изгибающего момента равным:

$$\Sigma Mi,d(-) = -19,05 \text{ кН*м/м}$$

Примем для дальнейших расчётов по второй группе предельных состояний (беря в расчёт нормативные значения "влияющих" нагрузок) значение "влияющего" изгибающего момента равным:

$$\Sigma Mi,n(-) = -15,87 \text{ кН*м/м}$$

Действующий изгибающий момент рассчитанный по формуле №1 равен:

$$M_{1(-)} = 28,57 \text{ кН*м/м}$$

Расчёт значения отрицательного изгибающего момента по формуле №2.

Расчёт по формуле "2" будем выполнять принимая во внимание следующие значения основных характеристик:

$$M_{c,max} = 24,75 \text{ кН*м/м}$$

$$k = 0,75$$

где:

$M_{c,max}$ - максимальный суммарный действующий положительный изгибающий момент при центральном нагружении плиты

Действующий изгибающий момент (для расчёта по первой группе предельных состояний) рассчитанный по формуле №2 равен:

$$M_{2(-)} = 18,56 \text{ кН*м/м}$$

Расположение нагрузок от стоек стеллажей обуславливают возникновение как положительных (растянута нижняя зона сечения плиты) так и отрицательных (растянута верхняя зона сечения плиты) действующих изгибающих моментов.

Выше произведены расчёты с целью определения максимального действующего отрицательного момента принимая во внимание сложное напряжённо-деформированное состояние и особенности рассматриваемой конструкции, расположенной на упругом основании. Рассмотрение различных вариантов нагружения позволило определить максимальное значение действующего отрицательного момента, которое и было использовано в дальнейших расчётах.

Ниже в табличной форме (таблица №8) выполнены сравнительные расчёты и определён максимальный действующий отрицательный момент для последующего расчёта по двум группам предельных состояний.

Взам. инв. №	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подп.	Дата	

Таблица №8

Обозначение момента	Расчётная формула	Значение отрицательного изгибающего момента, кН*м/м		
		Расчётное значение	γ_{f1}	Нормативное значение
$M_{1(-)}$	$M_{1(-)} = \sum M_{i,d(-)} k_n$	28,57	1,20	23,81
$M_{2(-)}$	$M_{2(-)} = M_{c,max} k$	18,56		15,47
	$M_{max(-)} =$	28,57		23,81

Расчёт значения действующего отрицательного изгибающего момента (растянута верхняя зона сечения плиты)

Толщина плиты, $h = 0,25$ м

Расчётное сопротивление бетона осевому растяжению, $R_{bt} = 0,945$ МПа

Максимальный суммарный действующий изгибающий момент на единицу ширины сечения плиты (вблизи краевых участков (швов)), $M_d = 28,57$ кН*м/м

Предельный изгибающий момент бетонного сечения, $M_{ult} = 16,88$ кН*м/м

$$M_{ult} = b R_{bt} \frac{h^2}{3,5}$$

РАСЧЁТ СЕЧЕНИЯ ПО ПЕРВОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Расчётный действующий момент, $M_d = 28,57$ кН*м/м

Толщина плиты, $h = 250$ мм

Ширина сечения плиты, $b = 1000$ мм

Расчётное сопротивление осевому сжатию, $R_b = 13,05$ МПа

Расчётное сопротивление арматуры растяжению, $R_s = 435$ МПа

Расстояние от равнодействующей усилия в арматуре до ближайшей грани сечения, $a = 53$ мм

Рабочая высота сечения, $h_0 = 197$ мм

$$h_0 = h - a$$

Параметр α_R (для арматуры А500): 0,372

Параметр ζ_R (для арматуры А500): 0,493

Параметр α_m : 0,0564

$$\alpha_m = \frac{M}{R_s b h_0^2}$$

Так как $\alpha_m < \alpha_R$, то сжатая арматура по расчёту не требуется

Площадь сечения растянутой арматуры, $A_s = 343$ мм.кв.

$$A_s = R_s b h_0 \left(1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}\right) / R_s$$

Шаг установки стержней, $l_s = 200$ мм

Площадь сечения одного стержня, $A_{s1} = 68,67$ мм.кв.

Взам. инв. №	Подп. и дата
Взам. инв. №	

Лист

Изм. Кол.уч. Лист №док. Подп. Дата

Расчётный диаметр одного стержня, $d_s = 10$ мм
(с округлением вверх до чётного)

Принятый диаметр одного стержня, $d_s = 12$ мм

Площадь сечения растянутой арматуры
(принятая), $A_s = 565$ мм.кв.

Проверка прочности сечения:

Относительная высота сжатой зоны $\xi = 0,058$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

Поскольку условие $\xi < \xi_R$ выполняется, то M_{ult} определим по формуле:

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x)$$

Площадь сечения растянутой арматуры, $A_s = 565,49$ мм.кв.

Высота сжатой зоны, $x = 18,85$ мм

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b}$$

Предельный изгибающий момент
железобетонного сечения, $M_{ult} = 46,14$ кН*м/м

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x)$$

Действующий момент, $M_d = 28,57$ кН*м/м Запас: 38%

ВЫВОД: Поскольку условие: $M_{ult} > M_d$ выполнено, то прочность сечения обеспечена

РАСЧЁТ СЕЧЕНИЯ ПО ВТОРОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Расчёт по образованию трещин

Коэффициент армирования, $\mu = 0,00287$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0}$$

Поскольку сечение прямоугольное, момент действует в плоскости оси симметрии и " μ " $< 0,005$, то упругий момент сопротивления определяем без учёта арматуры

Упругий момент сопротивления сечения, $W = 10\,416\,667$ мм.куб.

$$W = \frac{bh^2}{6}$$

Коэффициент, учитывающий неупругие
деформации бетона, $\gamma = 1,30$

Упругопластический момент сопротивления
рассматриваемого сечения, $W_{nl} = 13\,541\,667$ мм.куб.

$$W_{nl} = W * \gamma$$

Нормативное сопротивление бетона осевому
растяжению, $R_{bt,ser} = 1,55$ МПа

Момент образования трещин, $M_{crc} = 20,99$ кН*м/м

$$M_{crc} = R_{bt,ser} * W_{nl}$$

Действующий момент, $M_d = 28,57$ кН*м/м

Вывод: Так как, $M_{crc} < M_d$, трещины в рассматриваемом сечении образуются и расчёт по ширине раскрытия трещин необходим.

Взам. инв. №	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подп.	Дата	

Расчёт по ширине раскрытия трещин.

Расчёт на раскрытие трещин ведём из условия сохранности арматуры. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин: $a_{cr,ult} = 0,3$ мм.

Действующий изгибающий момент, $M_{d,n} =$	23,81	кН*м/м	$M_{d,n} = M_d : \gamma_{f,l}$
Рабочая высота сечения, $h_0 =$	197	мм	
Нормативное сопротивление арматуры растяжению, $R_{s,ser} =$	500	МПа	
Нормативное сопротивление бетона сжатию, $R_{b,ser} =$	18,5	МПа	
Начальный модуль упругости арматуры, $E_s =$	200 000	МПа	
Площадь сечения растянутой арматуры (принятая), $A_s =$	565,49	мм.кв.	
Коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами, $\psi_s =$	0,293		$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{cr}}{M}$
Значение относительных деформаций бетона, $\varepsilon_{bl,red} =$	0,0015		
Приведённый модуль деформации бетона, $E_{b,red} =$	12333	МПа	$E_{b,red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{bl,red}}$
Коэффициент приведения арматуры к бетону, $\alpha_{s2} = \alpha_{s1} =$	16,22		$\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}}$
Коэффициент армирования, $\mu =$	0,00287		$\mu = \frac{A_s}{bh_0}$
Средняя высота сжатой зоны бетона, учитывающая влияние работы растянутого бетона, $x_m =$	51,63	мм	$x_m = h_0 \left(\sqrt{(\mu_s \cdot \alpha_{s2})^2 + 2\mu_s \cdot \alpha_{s2}} - \mu_s \cdot \alpha_{s2} \right)$
Плечо внутренней пары сил, $z_s =$	179,79	мм	$z = h_0 - \frac{1}{3} x_m$
Напряжение в растянутой арматуре, $\sigma_s =$	234,17	МПа	$\sigma_s = \frac{M}{z_s \cdot A_s}$
Коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, $\varphi_1 =$	1,40	(продолжительно действующие нагрузки)	
Коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, $\varphi_2 =$	0,50	(арматура периодического профиля)	
Коэффициент, учитывающий характер нагружения, $\varphi_3 =$	1,00	(изгибаемый элемент)	
Диаметр арматуры, $d_s =$	12	мм	
Высота растянутой зоны бетона, $x_t =$	198	мм	$x_t = h - x_m$
	$0,5h =$	125	мм
Так как $x_t > 0,5h$, принимаем высоту растянутой зоны x_t равной =	125	мм	

Взам. инв. №	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	

Площадь сечения растянутого бетона, $A_{bt} = 125000$ мм.кв.

$$A_{bt} = x_t * b$$

Диаметр арматуры, $d_s = 12$ мм

Базовое расстояние между трещинами, $l_s = 1326$ мм

$$l_s = 0,5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s$$

Условие "1": $10 \cdot d_s = 120$ мм $< l_s = 1326$ условие выполнено

Условие "2": $100 \text{ мм} = 100$ мм $< l_s = 1326$ условие выполнено

Условие "3": $40 \cdot d_s = 480$ мм $> l_s = 1326$ условие не выполнено

Условие "4": $400 \text{ мм} = 400$ мм $> l_s = 1326$ условие не выполнено

Поскольку условия "3" и "4" не выполняются, примем для дальнейших расчётов расстояние между трещинами равным $l_s = 400$ мм

Ширина раскрытия трещин, $a_{cr,ult} = 0,10$ мм

$$a_{cr,ult} = \Phi_1 \cdot \Phi_2 \cdot \Phi_3 \cdot \Psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s$$

Допустимая ширина раскрытия трещин, $a_{cr,ult} = 0,30$ мм

Сечение удовлетворяет условиям 2-й группы предельных состояний: $a_{cr} < a_{cr,ult}$

Вывод:

На основании выполненных расчётов принимаем следующие параметры железобетонного сечения для отрицательных изгибающих моментов (растянута верхняя зона сечения плиты):

Класс бетона B25

Высота сечения 250 мм

Диаметр арматуры 12 мм

Шаг армирования 200 мм

Защитный слой 35 мм

Взам. инв. №	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	

9. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЁТОВ.

Расчётные данные	Знак момента	Численные значения
Предельный изгибающий момент сечения, $кН*м/м$	M+	46,14
	M-	46,14
Действующий изгибающий момент, $кН*м/м$	M+	29,70
	M-	28,57
Запас по прочности, %%	M+	35,64%
	M-	38,08%
Ширина раскрытия трещин, мм	M+	0,11
	M-	0,10

На основании произведённых расчётов предлагается следующая конструкция плиты пола:

ТИП КОНСТРУКЦИИ ПЛИТЫ: *Монолитная железобетонная плита с двухслойным стержневым армированием*

КЛАСС БЕТОНА: **B25**

РАСЧЁТНАЯ ТОЛЩИНА: **250 мм**

АРМИРОВАНИЕ:

Расположение арматуры	Класс стали	Диаметр арматуры, мм		Шаг армирования, мм
		Расчётн.	Рекоменд.	
Нижняя зона сечения:	A500	10	12	200
Верхняя зона сечения:		10	12	200

Схема конструкции пола и искусственного грунтового основания



10. ОБЩИЕ ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ:

Несущую плиту пола (подстилающий слой) рекомендуется выполнить из монолитного железобетона проектной толщиной 250мм из бетона класса B25 с армированием стержневой арматурой диаметром 12мм расположенной в нижней зоне и в верхней зоне сечения плиты. Шаг армирования 200мм.

Расчитанная конструкция плиты пола обеспечивает восприятие (с весьма значительным (> 35%) запасом) нормативных нагрузок от стоек многоярусных стеллажей (при размере следа 100*100 мм) - 8 тонн.

Расчёты выполнил: *инж. А.М. Горб*

(gorb@moolitpol.ru)

Взам. инв. №	Подп. и дата
Взам. инв. №	

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подп.	Дата

Лист