

МВ и ССО РУз
Ташкентский автомобильно дорожный институт

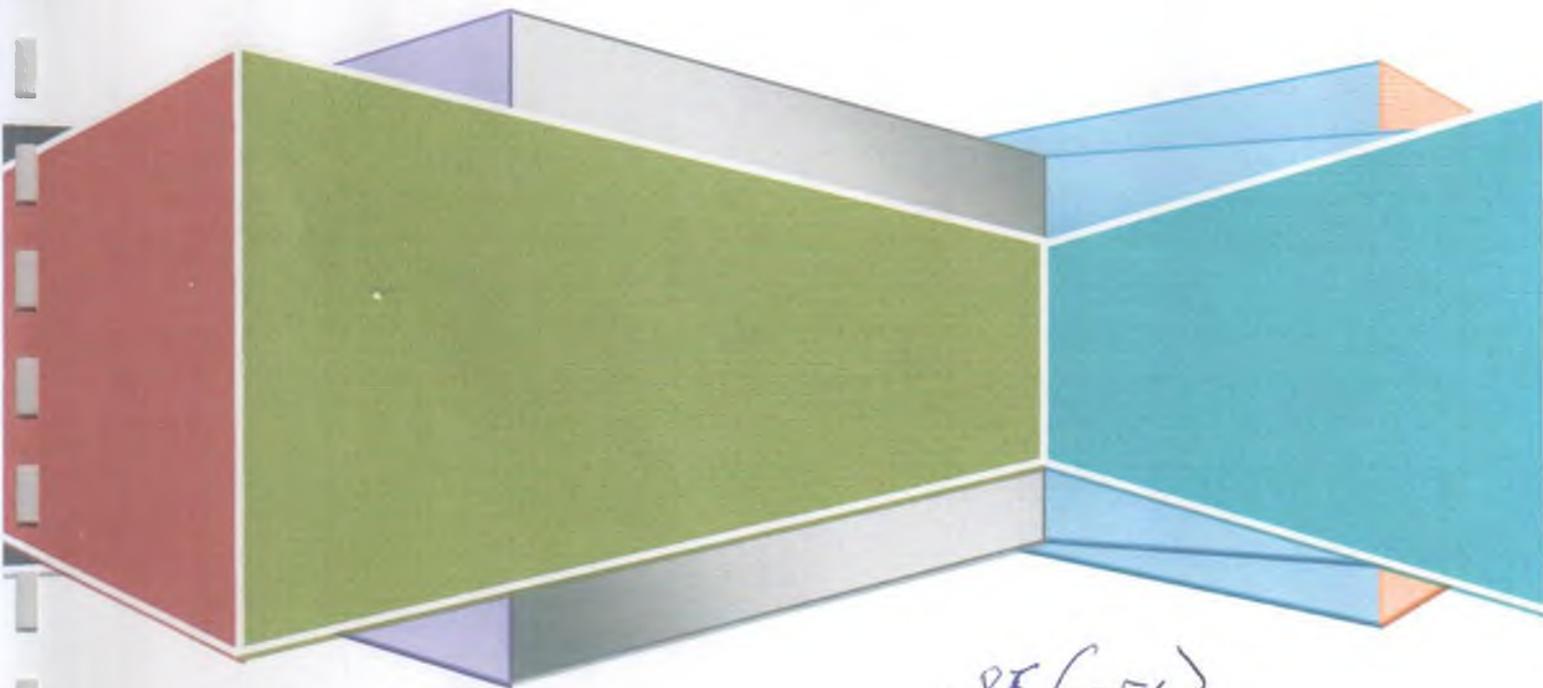
К. Закиев
13.11.2010 г.

Курсовой проект

Проектирование элементов железобетонного
каркаса производственного здания

Выполнил. Ефименко К.

Принял. Шожалилов Ш.



85 (об.)

Ефименко

ЗАДАНИЕ

По предмету: Строительная конструкция

Исходные данные:

Сетка колонн 6×9 м.

Число этажей: 6.

Высота этажей: ~~нижнего~~ 3,5 м.

Ширина здания: 18 м.

Длина здания: 36 м.

Временная нормативная нагрузка: $V = 4,5$ кН/м²

Район строительства г. Корсунь.

Бетон для панели перекрытия: В - 25

Арматура панели перекрытия: А - VI.

Студент: Ефименко К.

Преподаватель: Мотамыков Ш. Ш.

16.10.2010 

Оглавление

1. Исходные данные и компоновка междуэтажного перекрытия	1
2. Расчёт и конструирование ребристой плиты по предельным состояниям первой группы	1
Расчётный пролёт и нагрузка	4
Усилия от расчётных и нормативных нагрузок	4
Установление размеров сечения плиты	5
Расчёт прочности плиты по сечению, нормативному к продольной оси	6
Расчёт полки плиты на местный изгиб	7
Расчёт прочности ребристой плиты по сечению, наклонному к продольной оси	7
3. Расчёт и конструирование ребристой плиты по предельным состояниям второй группы	8
Потери предварительного напряжения арматуры	9
4. Расчёт по образованию трещин	10
5. Расчёт по раскрытию трещин	11
6. Расчёт плиты по деформациям	12
7. Расчёт колонны первого этажа	14
Временные нагрузки	15
Усилия от расчётных нагрузок	15
Расчёт прочности сечения	15
8. Расчёт фундамента	17

Требуется рассчитать и запроектировать ребристую предварительно напряжённую железобетонную плиту междуэтажного перекрытия производственного здания.

1. Исходные данные и комплектка металлопластикового перекрытия.

1. Рядка колонн 6×9 м
2. Число этажей 6
3. Высота этажей 5,5 м.
4. Ширина здания 18 м
5. Длина здания 36 м
6. Временная нормативная нагрузка на перекрытие этажей $P = 1,5 \text{ кН/м}^2$
7. Нормативная снеговая нагрузка $P = 1,5 \text{ кН/м}^2$
8. Район строительства г. Карелия
9. Материалы:
 - а) Бетон для плиты перекрытия В-25
 - б) Арматура плиты перекрытия А-Ⅰ

2. Расчёт ребристой плиты по предельным состояниям первой группы.

Характеристики прочности материалов.
Ребристая предварительно напряжённая плита армируется арматурой класса А-Ⅰ с электрохимическим способом изготовления по укладке. Бетон тяжёлый класса В-25.

— Нормативная нагрузка:

$$\text{нормативная } P_n = P_{ser} = 1,5$$

$$\text{расчётная } P_b = 1,5,$$

— Коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 1,05$

- Нормативное сопротивление при растяжении $R_{bt} = R_{bt, \text{ср}} = 1,6 \text{ МПа}$.
- Расчетное сопротивление $R_{bt} = 1,05$
- Нормативная модуль упругости бетона $E_b = 27000 \text{ МПа}$
- Передаваемая нагрузка бетона R_{bp} устанавливается так, чтобы при заданной относительной деформации

$$\frac{\delta_{b2}}{R_{bp}} \geq 0,75$$

- Арматура марок класса А-III; нормативное сопротивление $R_{sn} = 410 \text{ МПа}$; расчетное сопротивление $R_s = 375$; модуль упругости $E_s = 19000 \text{ МПа}$
- Предварительно армируется железобетон

$$\sigma_{sp} = 0,6 R_{sn} = 0,6 \times 410 = 246 \text{ МПа}$$

Проверка выносливости условия,

$$\sigma_{sp} + \Delta \sigma_{sp} \leq R_{sn}$$

при электролитическом режиме воздействия

$$\Delta \sigma_{sp} = 30 + 360/9 = 30 + 40 = 70 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{sp} + \Delta \sigma_{sp} = 246 + 70 = 316 \text{ МПа} < R_{sn} = 410 \text{ МПа}$$

условие выполняется.

Величина предельное относительное деформации бетона проверяется

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 (\Delta \sigma_{sp} / \sigma_{sp}) (1 + 1/\sqrt{n_p}) = 0,5 (70/246) (1 + 1/\sqrt{2}) = 0,41 \cdot 1,71 = 0,24$$

Пр - условие армирования арматур не выполняется.

Коэффициент точности воздействия

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,24 = 0,76$$

При проверке по деформации трещин в верхних зонах не выполняется при заданной деформации;

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta \gamma_{sp} = 1 + 0,24 = 1,24$$

Предварительное напряжение с учетом только стл. натяжения;

$$\sigma_{sp} = \gamma_{sp} * \sigma_{sp} = 0,76 * 246 = 187 \text{ МПа.}$$

Нагрузка на 1^М перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, Н/м ²
Постоянная -Рёбристая плита	2500	1,1	2750
- Слой цементного раствора $\delta=20$ мм ($\rho=2200$ Кг/м ³)	440	1,3	570
-Керамические плитки $\delta=13$ мм ($\rho=1800$ Кг/м ³)	240	1,1	264
Итого:	3180	3,5	3584
-Временная	9000	1,2	10800
В том числе:			
-Длительная	6300	1,2	9960
-Кратковременная	700	1,2	840
Полная нагрузка, В том числе:			
-Постоянная (3180)	12180		14384
-Длительная (8300)	11480		
-Кратковременная	700		

Расчётный пролёт и нагрузка.

Для установления расчётного пролёта моста производится замеры размеров моста по рисунку:

$$H = (1/100) b = (1/10) \times 600 = 60 \text{ см} \quad b = 50 \text{ см}.$$

При определении H моста по рисунку по верху расчётного пролёта

$$b_0 = b - b/2 = 6 - 50/2 = 6 - 0,25 = 5,75 \text{ м}.$$

Расчётная нагрузка на т.к. моста при ширине моста $1,4$ м с учётом коэффициента нагрузки $\gamma_n = 0,95\%$

Постоянная $q = 9,584 \times 1,4 \times 0,95 = 12,75 \text{ кН/м}$

Поезда $(q+V) = 14,384 \times 1,4 \times 0,95 = 19,13 \text{ кН/м}$

Промежуточная нагрузка на т.к.:

Постоянная $q = 3,18 \times 1,4 \times 0,95 = 4,23 \text{ кН/м}$.

Поезда $(q+V) = 12,18 \times 1,4 \times 0,95 = 16,2 \text{ кН/м}$.

В т.к. моста постоянная и промежуточная $(q+V) = 11,48 \times 1,4 \times 0,95 = 15,27 \text{ кН/м}$.

Усилия от расчётных и промежуточных нагрузок.

От расчётной нагрузки:

$$M = (q+V) \times b_0^2 / 8 = 19,13 \times 5,75^2 / 8 = 79 \text{ кН/м}.$$

$$Q = (q+V) \times b_0 / 8 = 19,13 \times 5,75 / 8 = 13,7 \text{ кН/м} = 55 \text{ кН/м}$$

От промежуточной мостовой нагрузки:

$$M = 16,2 \times 5,75^2 / 8 = 67 \text{ кН/м}.$$

$$Q = 16,2 \times 5,75 / 2 = 47 \text{ кН/м}.$$

От промежуточной постоянной и промежуточной

$$M = 15,27 \times 5,75^2 / 8 = 63 \text{ кН/м}$$

$$Q = 15,27 \times 5,75 / 2 = 44 \text{ кН/м}.$$

Расчёт прочности плиты по сечению,
 горизонтальной к продольной оси.

Расчёт плиты будем как две тавровые сечения
 с полкой в средней зоне:

$$A_0 = M / R_b b_f h_0 = 63 / 14,5 \times 137,5 \times 25,75 \approx 0,02 = 0,015$$

Из таблицы находим $\xi = 0,02$.

$$x = \xi \times h_0 = 0,02 \times 25,75 = 0,5 < 5 \text{ см, следовательно}$$

она проходит в пределах полки $\eta = 0,99$.

Вычисляем характеристику средней зоны:

$$\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \times 14,5 = 0,734$$

Графиковое значение средней зоны:

$$\xi_R = \omega / [1 \pm \delta_{sp} / 500 (1 - \omega / 1,1)] =$$

$$= 0,734 / [1 + 187 / 500 \times (1 - 0,734 / 1,1)] = 1,13 \text{ мПа}$$

$$\text{где } \delta_{sp} = R_s + 400 - \delta_{sp} = 375 + 400 - 283 = 492 \text{ мПа}$$

$$\delta_{sp} = 0,734 \times 385 = 283 \text{ мПа}$$

Коэффициент усиления работы:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2 \xi / \xi_R - 1) = 0,99 - (0,99 - 1) (2 \times 0,02 / 1,13 - 1)$$

$$= 1 \times 0,3 = 0,3 > \eta \Rightarrow \text{принимается } \gamma_{s6} = \eta = 0,99$$

Площадь сечения расчетной арматуры:

$$A_s = M / \gamma_{s6} \times R_s \times \eta \times h_0 = 63 / 0,3 \times 375 \times 0,99 \times 25,75 =$$

$$= 4,63 \text{ см}^2$$

Принимаем:

$$2 \times 32 \text{ А-}\sqrt{1} \Rightarrow A_s = 16,08 > 4,63 \text{ см}^2$$

Условие прочности выполнено верно.

Установление размеров септика люка

- Высота септика люка

$$h = t_0 / 20 = 5,75 \text{ м} \cdot 2 = 11,5 \text{ м}$$

- Рабочая высота септика

$$h_0 = h - a = 11,5 - 3 = 8,5 \text{ м}$$

- Ширина прогнанных ребер поперек - 7 см

- Ширина верхней стенки - 137,5 см,

- В расчётах по предельной высоте

первой зоны расчётная толщина стенок поперек таврового септика - 5 см.

Отсюда:

$$h_0 / h = 8,5 / 11,5 = 0,739 > 0,7$$

⇒ В расчёт берётся все ширине стенки

$$b_0 = 137,5 \text{ см}$$

- Расчётная ширина ребра

$$b = 2 \times 7 = 14 \text{ см}$$

Расчет плиты по известной ширине.

Преткел ширине рёбер вверху 9 см, расчетная
ширина составляет $b_1 = 137,5 - 2 \times 9 = 119,5$

Нагрузка на 1 м^2 пола

$$(q+v) = 11,38 \text{ кН} \times 0,95 = 10,81 \text{ кН/м}^2 \approx 10,7 \text{ кН/м}^2$$

Изгибающий момент для однопролетной плиты:

$$M = 10,75 \times 1,195^2 / 11 = 1,79 \text{ кНм}$$

$h_0 = 5 - 1,5 = 3,5 \text{ см}$; арматура D5 Вр-1 с $R_s = 365 \text{ МПа}$.

$$A_b = 170000 \times 0,9 \times 11 \times 100 \times 3,5 = 0,09; \quad \eta = 0,955.$$

$$A_s = 170000 / 365 \times 3,5 \times 0,955 = 1,56 \text{ см}^2.$$

Принимаем шаг $\varnothing 5 \text{ Вр} 1 - 100$ 1280 8905 $\frac{95}{40}$.

Расчет прочности ребристой плиты по ширине,
наклонной к продольной оси.

Поперечное сечение от расчетной нагрузки $Q = 55,6 \text{ кН}$.

Величина проекции расчетного поперечного сечения
на продольную ось L . Введем сечение в местах
лобов (при двух рёбрах):

$$\varphi_A = 2 \times 0,75 \times (3 \times h'_t) \times h'_t / b \times h_0 = 2 \times 0,75 \times (3 \times 5) \times 5 / 25,75 \times 25 =$$

$$= 22,5 \times 0,008 = 0,2 < 0,5.$$

Величина сечения арматуры $N = P_2 = 170 \text{ кН}$.

$$\varphi_n = 0,1 N / R_b b h_0 \leq 0,5 = 0,1 \times 170000 / 105 \times 11 \times 25,75 = 0,04 \leq 0,5.$$

$$\text{Величина } 1 + \varphi_A + \varphi_n \leq 1,5 = 1 + 0,2 + 0,04 = 1,24 < 1,5.$$

Принимаем равным $1,24$

$$B = \varphi b_2 (1 + \varphi_A + \varphi_n) \times R_b b h_0^2 = 2 \times 1,24 \times 1,05 \times 11 \times 25,75^2 = 24 \times 10^3$$

$$\varphi b_2 = 2.$$

В расчетном поперечном сечении

$$Q_b = Q_{sw} = Q / 2 = 55,6 / 2 = 27,8 \text{ кН}.$$

$$D = B / 0,5 \times Q = 24 \times 10^3 / 0,5 \times 55600 = 266 \text{ см} > 2h_0 = 2 \times 25,75 = 51,5 \text{ см}$$

Принимаем $l = 2h_0 = 51,5 \text{ см}$. Тогда $Q_b = B/l = 24 \times 10^3 / 51,5 = 466 \text{ кг} < 55,6 \text{ кг}$, следовательно,

перерезание арматуры по расчету не требуется.

На промежуточных участках длины $l/4$ устанавливается арматура конструктивно $A_{ДВр-1}$ с шагом $S = h/2 = 30/2 = 15 \text{ см}$. В остальной части плиты шаг $S = 3/4 h = 3/4 \times 30 = 22,5 \text{ см}$.

3. Расчет ребристой плиты по предельной состояний второй группы.

Геометрические характеристики ребристой арматуры:

Относительная модуль упругости $\nu = 130000 / 23000 = 5,65$

Периметр ребристой арматуры $A_{red} = A + \nu A_s = 137,5 \times 4 + 5,65 \times 16,08 = 2423 \text{ см}^2$

Эквивалентная площадь периметра ребристой арматуры относительно центра тяжести:

$$S_{red} = 137,5 \times 25,75 + 4 + 5,65 \times 16,08 = 17703 + 4 + 91 = 17807 \text{ см}^3$$

Расстояние от центра тяжести до центра тяжести ребристой арматуры:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 17807 / 2423 = 7 \text{ см}$$

Момент инерции ребристой арматуры:

$$I_{red} = 137,5 \times 5^3 / 12 + 137,5 \times 5 \times 5,65 + 4 \times 25^3 / 12 + 4 \times 25 \times 8,5^2 + 5,65 \times 16,08 \times 19^2 = 286 + 3884 + 18229 + 25288 + 32798 = 80485 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления по верхнему краю ребристой арматуры:

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 80485 / 7 = 11498 \text{ см}^3$$

Момент сопротивления по верхнему краю:

$$W_{red} = I_{red} / (h - y_0) = 80485 / (28,75 - 7) = 3700 \text{ см}^3$$

$$r = \varphi_n (W_{red} / A_{red}) = 0,04 (3700 / 2423) = 1,9 \text{ см}$$

$$r_{\text{пр}} = \varphi_n 0,85 (3700 / 24,23) = 1,3 \text{ см}; \varphi_n = 1,6 - \delta_b / R_{bt,ser} = 1,6 - 0,82 / 18,5 = 1,5$$

Усредненные моменты соответствуют по расчету зоне:

$$W_{pr1} = \gamma W_{red} = 5,65 \times 11498 = 64964 \\ = 1,75 \times 11498 = 20122 \text{ см}^3$$

($\gamma = 1,75$ — для требуемых сечений с железом в нижней зоне)

Усредненные моменты соответствуют по расчету зоне в стержне упрощенно и односторонне жестко:

$$W_{pr2} = 1,5 \times 3700 = 5550 \text{ см}^3$$

($\gamma = 1,5$ — для требуемых сечений с железом в расчетной зоне)

Потери предварительного напряжения арматуры.

Потери от релаксации стержней:

$$\delta_{s1} = 0,03 \times \delta_{sp} = 0,03 \times 246 = 7,38 \text{ МПа}$$

Потери от температурного удлинения; $\delta_2 = 0$, т.к. цилиндрические формы нагреваются вместе с бетоном.

Усилие односторонне; $P_1 = A_s (\delta_{sp} - \delta_1) = 16,08 (246 - 7,38) = 383700 \text{ Н}$

Эксплуатация этого усилия соответствует упрощенной модели цилиндрического сечения;

$$e_{op} = \gamma_0 - a = 7 - 3 = 4 \text{ см}$$

Напряжение в бетоне при односторонне:

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} + P_1 \times e_{op} \times \gamma_0 / I_{red} = (383700 / 2423 + 383700 \times 4 \times 7) / (0,485) / 100 = (158 + 1534800 \times 0,00009) / 100 = 2,96 \text{ МПа}$$

Устанавливаем величину предельной прочности бетона σ_{bp} упрощенно:

$$\sigma_{bp} / R_{bp} \leq 0,75 \quad 2,96 / 1,05 = 0,28 \leq 0,75$$

$$R_{bp} = 2,96 / 0,75 = 3,9 \text{ МПа}$$

Ποσοστό της φόρμας είναι 6 δεκάς από γενική όλη
 που ο γύρω είναι κεντρικό μέγεθος από βάρη μέτρα:

$$M = 2500 \times 0,7 \times 5,75^2 / 8 = 7232 \text{ #/cm}^2 = 7 \text{ #/cm}^2$$

$$\delta_{bp} = P_1 / A_{red} + P_1 \times e_{op} / I_{red} = 383700 / 2423 + (383700 \times 4 / 80485) = 158 + 1,9 = 17,7 \text{ MPa}$$

Ποσοστό από ελαστικότητα κεντρικού

$$\mu_1 (\delta_{bp} / R_{bp}) = 17,7 / 3,9 = 4,5 < L = 0,53$$

$$= 0,2 < L = 0,53$$

$$\delta_6 = 0,85 [40L + 85\beta(\delta_{bp} / R_{bp} - L)] = 0,85 [40 \times 0,53 + 85 \times 2,5 \times (1,77 / 3,9 - 0,53)] = 0,85 (21,2 + 21,25 \times 0,5) = 11,3 \text{ MPa}$$

Πρώτο ποσοστό: $\delta_{tot1} = \delta_1 + \delta_6 = 7,38 + 11,3 = 18,68 \text{ MPa}$

Ο γύρω ποσοστό $\delta_1 + \delta_6$ κεντρικού $\delta_{bp} = 17,7 \text{ MPa}$

Ποσοστό από γενική όλη $\delta_8 = 35 \text{ MPa}$

Ποσοστό από κεντρικό μέτρο με $\delta_{bp} / R_{bp} = 17,7 / 3,9 = 0,4 < 0,75$

$$\delta_9 = 150L \times \delta_{bp} / R_{bp} = 150 \times 0,53 \times 0,4 = 31,8 \text{ MPa}$$

Βραχυ ποσοστό $\delta_{tot2} = \delta_8 + \delta_9 = 35 + 31,8 = 66,8 \text{ MPa}$

Ποσοστό ποσοστό $\delta_{tot} = \delta_{tot1} + \delta_{tot2} = 18,68 + 66,8 = 85,48 \text{ MPa} < 100 \text{ MPa}$, μελέτη γύρω ποσοστό

Γενική όλη με γύρω ποσοστό:

$$P_2 = A_s (\delta_{sp} - \delta_{tot}) = 4,63 (246 - 85,48) = 74320 \text{ #} = 743,2 \text{ #/cm}^2$$

4. Расчёт по деформациям трещин, формируемых в продольном сеч.

Γενική ποσοστό $M \in M_{cr}$, με $M = 69,6 \text{ kNm}$ (κέντρο από κεντρικό μέτρο κεντρικού). Ποσοστό από γενική όλη ποσοστό μελέτη γύρω ποσοστό:

$$M_{cr} = R_{bt,ser} \times W_{pA} + M_{pr} = 1,6 \times 8009(100) + 2930000 = 4211440 \text{ #} = 4,21 \text{ #/cm}^2$$

где определяется коэффициент усиления бетона (при $\gamma_{sp} = 0,84$)

$$M_{rp} = R_2 (\sigma_{sp} + 1) = 0,74 \times (4 + 18) = 16 \text{ кН/м}^2.$$

Поскольку фактический момент $M = 69,9 \text{ кН/м}^2 > M_{доп} = 12,1$

кН/м² — требуется в расчетной зоне бетона арматура, и ее количество определяется расчетом по расчетному моменту.

3. Расчет по расчетному моменту, приходящему к чл. долевой оси.

Требуется определить расчетные моменты:

- термодействительные $R_{ср} = 0,4 \text{ мм/мм}$.

- морозостойкие $R_{ср} = 0,3 \text{ мм/мм}$.

Усредненное значение от термических нагрузок; (постоянной и движимой) $M = 65,3 \text{ кНм}$

(арматура) $M = 69,9 \text{ кНм}$.

Требуется определить в расчетной арматуре от действия постоянной и движимой нагрузок:

$$\sigma_s = [M - R_2 (Z_1 - e_{sn})] / W_s = (6530000 - 743200 \times 24,5) / (124,7 \times 100) = 936 \text{ МПа.} = \underline{\underline{862 \text{ МПа}}}$$

$$\text{где } Z_1 = h_0 - 0,5 h_f = 25,75 - 0,5 \times 5 = 23,25.$$

$e_{sn} = 0$, т.к. усредненная деформация принимается в центре тяжести между фактической арматурой;

$W_s = A_s Z_1 = 4,63 \times 23,25 = 107,6 \text{ см}^3$ — момент сопротивления сечения бетона по расчетной арматуре.

Требуется определить в арматуре от действия постоянной и движимой нагрузок:

$$\sigma_s = [6960000 - 743200 \times 23,25] / 107,6 = \underline{\underline{328 \text{ МПа}}}$$

Требуется определить расчетные моменты от термических нагрузок от действия всех нагрузок;

$$L_{ср} = 20 (3,5 - 100 \text{ мм}) \beta \eta \rho + \sigma_s / E_s \sqrt{3} =$$

$$= 20 \times (3,5 - 100 \times 0,0135) \times 1 \times 0,99 \times 0,2 \times (328 / 190000) \sqrt{3} =$$

$$= 8,5 \times 0,004 \times 2,63 = 0,1 \text{ мм}$$

где $\mu = A_s / b h_0 = 4,68 / 4 \times 25,75 = 0,073$; $\beta = 1$; $\eta = 0,99$; $\varphi_1 = 0,2$
 $d = 18 \text{ мм}$ — диаметр продольной арматуры.

Ущерб раскрытие трещин от продольнотрансверсального сжатия не учитывается и учитывается только;

$$\Delta \sigma_{rc2} = 20(3,5 - 100 \times 0,0735) \times 1 \times 0,99 \times 0,2 \times (862 / 190000) \times \sqrt{18} =$$

$$= 8,5 \times 0,005 \times 2,63 = 0,112 \text{ мм}$$

Ущерб раскрытие трещин от растяжения и сжатия учитывается

$$\Delta \sigma_{rc3} = 20(3,5 - 100 \times 0,0735) \times 1 \times 0,99 \times 1,5(862 / 190000) \times \sqrt{18} =$$

$$= 64 \times 0,005 \times 2,63 = 0,842 \text{ мм} \quad - \varphi_1 = 1,5 \text{ см}$$

Продольнотрансверсальное сжатие раскрытие трещин.
 $L_{orc} = L_{orc1} + L_{orc2} + L_{orc3} = 0,1 + 0,112 + 0,842 = 1,054 \text{ мм}$
 $1,054 < 4 \text{ мм}$

Продольнотрансверсальное сжатие раскрытие трещин;
 $L_{orc} = L_{orc3} = 0,842 \text{ мм} < 3 \text{ мм}$

Ущерб раскрытие трещин меньше в пределах нормы!

6. Расчет прогиба плиты.

Ущерб от растяжения и сжатия не учитывается; $M = 65,3 \text{ кНм}$.

Суммарное продольное сжатие равна сумме изгибающего момента с учетом всех потерь и $\chi_{sp} = 1$.

$$N_{tot} = P_2 = 743,2 \text{ кН}$$

Эквивалентная $\sigma_{s,tot} = M / N_{tot} = 6530000 / 743200 = 8,8 \text{ мм}$.
 коэффициент $\varphi_1 = 0,8$ при сжатии бетона учитывается только;

7. Работ и конструкция железобетонные.
Поделил на группы.

Требуется рассчитать железобетонные $6 \times 9 = 54 \text{ м}^2$.
 Построить каркас.

а) От веса швеллеров:

$$358 \text{ кг} \times 54 \times 0,95 = 184 \text{ кг}$$

б) От веса раствора

Для ср. конструктивных швеллеров от веса раствора
 заданная величина раствора по формуле:

$$h = (1/8 - 1/12) l = 0,04 \times 6 = 0,24 \text{ м}$$

$$b = (0,3 - 0,4) h = 0,1 \text{ м} \text{ и с учетом } \gamma_A = 1,1 \quad \gamma_n = 0,95;$$

$\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$ определяем вес раствора

$$\rightarrow 0,24 \times 0,1 \times 2,5 \times 1,1 \times 0,95 = 0,27 \text{ кг/м}$$

$$(0,27 / 6) \times 54 = 2,43 \text{ кг} = G_1$$

$$\text{Итого } G_1 = 186,43 \text{ кг}$$

От веса швеллеров

$$G_2 = 0,3 \times 0,3 \times 6,7 \times 10 \times 1,1 \times 0,95 = 6,3 \text{ кг}$$

где величина железобетонных $0,3 \times 0,3$; величина железобетонных
 арматур с учетом ее заделки в фундамент $6,7$; $\rho = 2500$
 кг/м^3 , $\gamma_2 = 1,1$ $\gamma_n = 0,95$.

Получив от соответствующего веса каркаса швеллеров как
 часть металлокаркаса 80% от веса металлокаркаса
 его каркаса, тогда.

$$G_3 = 0,8 G_1 = 0,8 \times 186,43 = 149,14 \text{ кг}$$

Получив от веса железобетонных $0,3 \times 0,3 \text{ м}$

II, III, IV, V, VI элементов

$$G_4 = 5 \times 0,3 \times 3,5 \times 25 \times 1,1 \times 0,95 = 216 \text{ кг}$$

Временная нагрузка.

Действие действующая нагрузка на перекрытие (при $\gamma_f = 1,2$).

$$V_1 = (9 - 1,5) \times 54 \times 1,2 \times 0,95 = 461,7 \text{ кН}.$$

Кратковременное действующая нагрузка (при $\gamma_f = 1,4$)

$$V_2 = 1,5 \times 54 \times 1,4 \times 0,95 = 107,7 \text{ кН}.$$

Длительное кратковременное действующая нагрузка на перекрытие V_0

$$V_0 = V_k h F_{rp} \gamma_f \gamma_n = 0,7 \times 54 \times 1,4 \times 0,95 = 50,3 \text{ кН}.$$

Усилия от расчетных нагрузок.

Усилия от длительной действующей нагрузки;

От перекрытия; $G_3 = 355,44 \text{ кН}.$

От 4×4 перекрытия; $4G_1 = 4 \times 141,5 = 577,2 \text{ кН}.$

От колонн; $G_2 + G_4 = 63 + 216 = 279 \text{ кН}.$

От временного длительной действующей нагрузки на 4×4 перекрытия;

$$V_1 = 4V_1 = 4 \times 461,7 = (2308,8) + 1846,8.$$

Итого;

$$N_1 = 355,44 + 577,2 + 279 + 2308,8 + 1846,8 = 3066,24 \text{ кН}.$$

Усилия от кратковременной действующей нагрузки;

$$N_{кр} = V_2 \times 4 = 4 \times 107,7 = 430,8 \text{ кН}.$$

Тогда предельное расчетное усилие;

$$N = 3066,24 + 430,8 = 3497,04.$$

Расчет прочности сечения.

$$N \leq \eta \varphi [R_b A + R_s (A_s + A_s')]$$

где $R_{sc} = 335 \text{ МПа}$ класс стали А-III

Величина предельного момента предельное усилие от нагрузки при $A = 30 \times 30 \text{ см}.$

$$A_s + A_s' = N / \eta \varphi R_{sc} - A R_b / R_{sc}.$$

$\eta = 1$, при $h > 200 \text{ см}.$

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)L \quad L = R_{sc}(A_s + A_s')/R_b A$$

$$\varphi_b = 0,78 \quad \varphi_r = 0,78 (N_1/N') = 3058,44 / 3489,24 = 0,88$$

$$l_0/h = 5,75/0,3 = 19,2 \quad \varphi = \varphi_r = 0,78 \quad L = 1$$

$$(A_s + A_s') = 3489,24 / (1 \times 0,78 \times 385 - 900 \times 17/385) = -12 - 3,9 = -8,1 \text{ см}^2$$

Уточняем:

$$L = R_{sc}(A_s + A_s')/R_b A = 0,91 \text{ что меньше чем предположу } L = 1$$

Предположим

$$4D28 + 4D32 = A_{III} = (A_s = 24,63 + 32,17 = 56,8 \text{ см}^2)$$

Процент армирования составит:

$$\mu = (A_s/A) \times 100\% = (56,8/900) \times 100\% = 6,3\% > \mu_{max} = 3\%$$

Получается переармированность сечения арматурой фибры и чтобы избежать этого сделаем φ , $(A_s + A_s')$

Предположим сечение сечения $35 \times 35 \text{ см}$, тогда

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) R_{sc}(A_s + A_s')/R_b A = 0,78$$

$$(A_s + A_s') = 3489,24 / 0,78 \times 385(100) - 1225 \times 17/385 = 45 \text{ см}^2$$

$$\text{Предположим; } 4D32 \quad A_{III} \quad (A_s = 32,17 \text{ см}^2)$$

Процент армирования составит

$$\mu = (32,17/1225) \times 100 = 2,6\% < 3\%$$

\Rightarrow сечение нормально армировано фиброй.

Проверка коррозийной стойкости стержней ст. уличной тротуара
 при длине с максимальным расстоянием $d = 32$ между стержнями $d = 3 \text{ см}$ А-III. По конструктивным условиям стержней при $S \leq 2 \times d = 64 \text{ см} > 50 \text{ см}$ стержней при $S = 50 \text{ см}$, то стержни защищены пассивацией стержней фиброй.

3. Расчет и конструкция фуганка.

Общая площадь $35 \times 35 \text{ м}^2$.

Расчетное давление $N = 3489,24 \text{ кПа}$; расчетное значение коэффициента нагрузки по нагрузке $\gamma_H = 1,2$, тогда фактическое давление $N_n = 3489,24 / 1,2 = 2907,7$.

Расчетное сопротивление грунта $R_0 = 0,3 \text{ МПа}$

Величина коэффициента $\beta = 25$; $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$ $\gamma_{b2} = 0,9$.

Класс арматуры А-III $R_s = 365 \text{ МПа}$.

Все расчетные значения берутся из фуганка и грунта на его поверхности $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$.

Расчетное сопротивление грунта увеличивается в зависимости от метода строительства, где γ коэффициент $\gamma_{pr} = 0,7$.

Плунжерное устройство фуганка имеет площадь $A_1 = 0,9 \text{ м}^2$.

Площадь опорной поверхности фуганка:

$$A = N_n / (R_0 - \gamma H) = 2907,7 / (0,3 - (20 \cdot 0,4) \cdot 10) = 11,8 \text{ м}^2$$

Величина опорной поверхности фуганка $a = 3,5 \text{ м}$

Принимаем размер $a = 3,6 \text{ м}$.

Давление на грунт от расчетной нагрузки:

$$P = N/A = 3489 / (3,6 \times 3,6) = 269,23 \text{ кПа/м}^2$$

Расчетная высота плиты фуганка:

$$h_0 = 0,35 \times 0,35 / 4 + 1/2 \sqrt{\frac{3489,24}{1,05 \times 0,9 \times 1000 \times 269,25}} =$$

$$= 0,35 \times 0,35 / 4 + 0,06 = 0,9 \text{ м}$$

Полную высоту фуганка устанавливаем и увеличиваем:

1. Проставляем $H = 0,9 + 0,7 = 1,6 = 160 \text{ см}$.

2. Зореева высота в фуганке $H = 1,5 h_0 + 20 = 1,5 \times 0,9 + 20 = 103,7 \text{ см}$.

3. Аккерман высота плиты $D32 \text{ А-III}$ в расчете $H = 3489 + 25 = 10,98 + 25 = 41,08 \text{ см} = 41,5 \text{ см}$.

Пределная стоимость футажа в единицу
 $A = 115 \text{ руб}$, $h_0 = 0,9 \text{ км}$ - трехкратная стоимость
 гтв $a = 20 + 4 = 24 \text{ км}$

Формулы для расчета стоимости футажа
 и футажа ($h_{02} = 115 - 91 = 24 = 0,24 \text{ км}$) на
 длину a (где $a = m - m$).

Для расчета стоимости в единицу $(b = 10 \text{ км})$
 $Q = 0,5(a - h_{02} - 2h_0)P = 0,5(24 - 0,35 - 2 \times 0,91) 269,23 =$
 $= 0,5 \times 14,3 \times 269,23 = 192,5 \text{ руб}$.

$Q = 192,5 < 0,6 \times b_2 P + h_{02} b = 0,6 \times 0,9 \times 1,05 \times 24 \times 100 =$
 $= 1360,8 \text{ руб}$.

Условие выполнения

Расчетные значения M_1 в единицу 1-1
 $M_1 = 0,125 P (a - h_{02}) \times 2b = 0,125 \times 269,23 \times (24 - 0,35) \times 3,6 =$
 $= 364,5 \text{ руб} = 1279,7 \text{ руб}$.

в единицу 11-11
 $M_2 = 0,125 P (a - d)^2 b = 0,125 \times 269,23 \times (24 - 0,91)^2 \times 3,6 =$
 $= 876,9 \text{ руб}$

Площадь a $a = 24 \text{ км}$

$A_{s1} = M_1 / 0,9 h_0 P_s = 1279,7 / 0,9 \times 91 \times 365 = 4,3 \text{ км}^2$.

$A_{s2} = M_2 / 0,9 h_0 P_s = 876,9 / 0,9 \times 91 \times 365 = 29,6 \text{ км}^2$.

Для определения a футажа в единицу
 и футажа a с учетом в обоих случаях
 футажа a $a = 15D - 12 A - 11 a$
 и $a = 16 \text{ км}$. ($A_s = 16,97 \text{ км}$).

Определяется a футажа a $a = 16,97 \text{ км}$

$M_1 = A_{s1} \times 100 / b_1 h = 16,97 \times 100 / 90 \times 91 = 0,21\%$

$M_2 = A_{s2} \times 100 / b_2 h_{02} = 16,97 \times 100 / 90 \times 91 = 0,22\%$

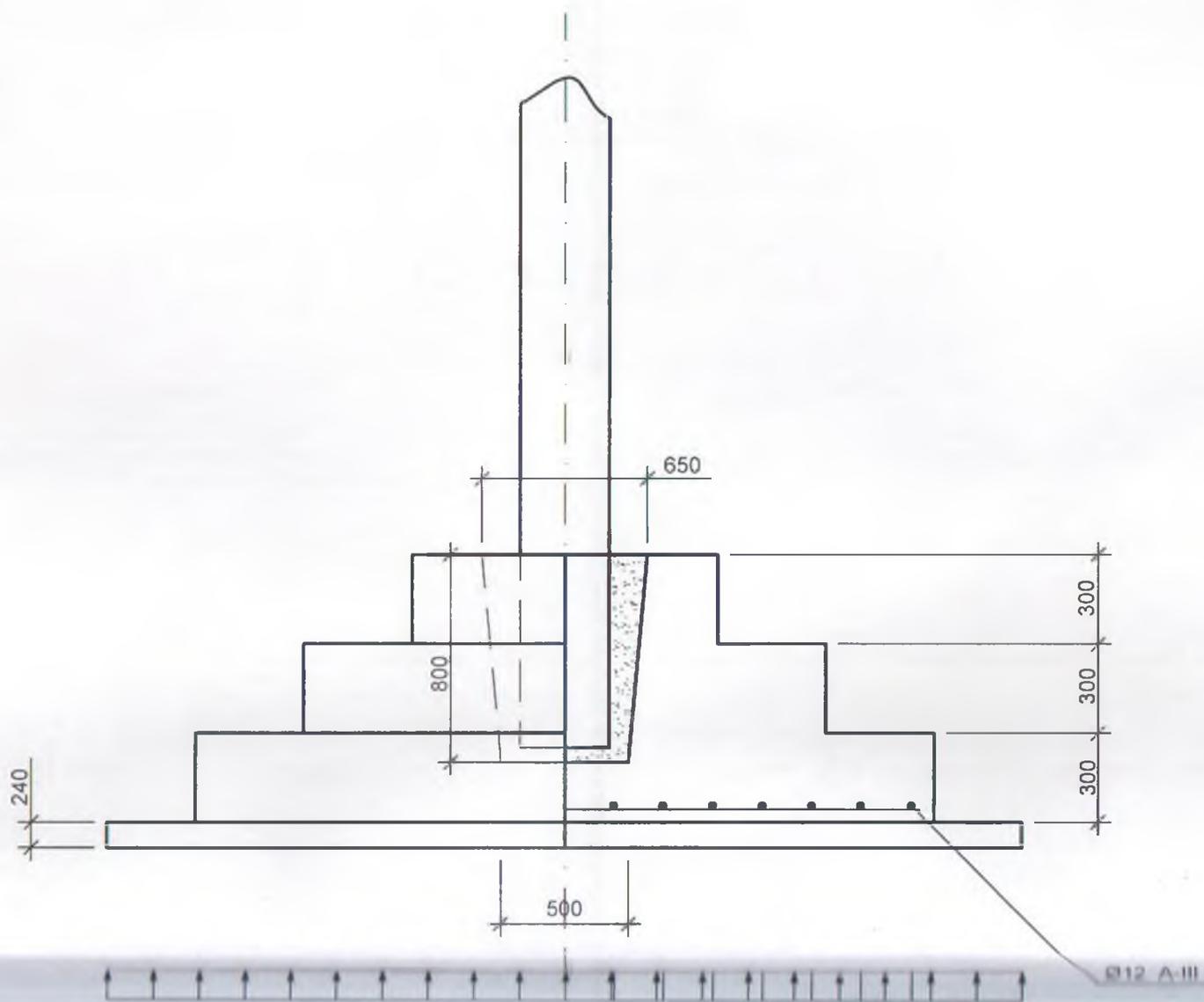
что $a = 0,05\%$.

$$M_1 + M_2 > M_{\min}$$

$$0,21 + 0,22 = 0,43 > M_{\min} = 0,05\%$$

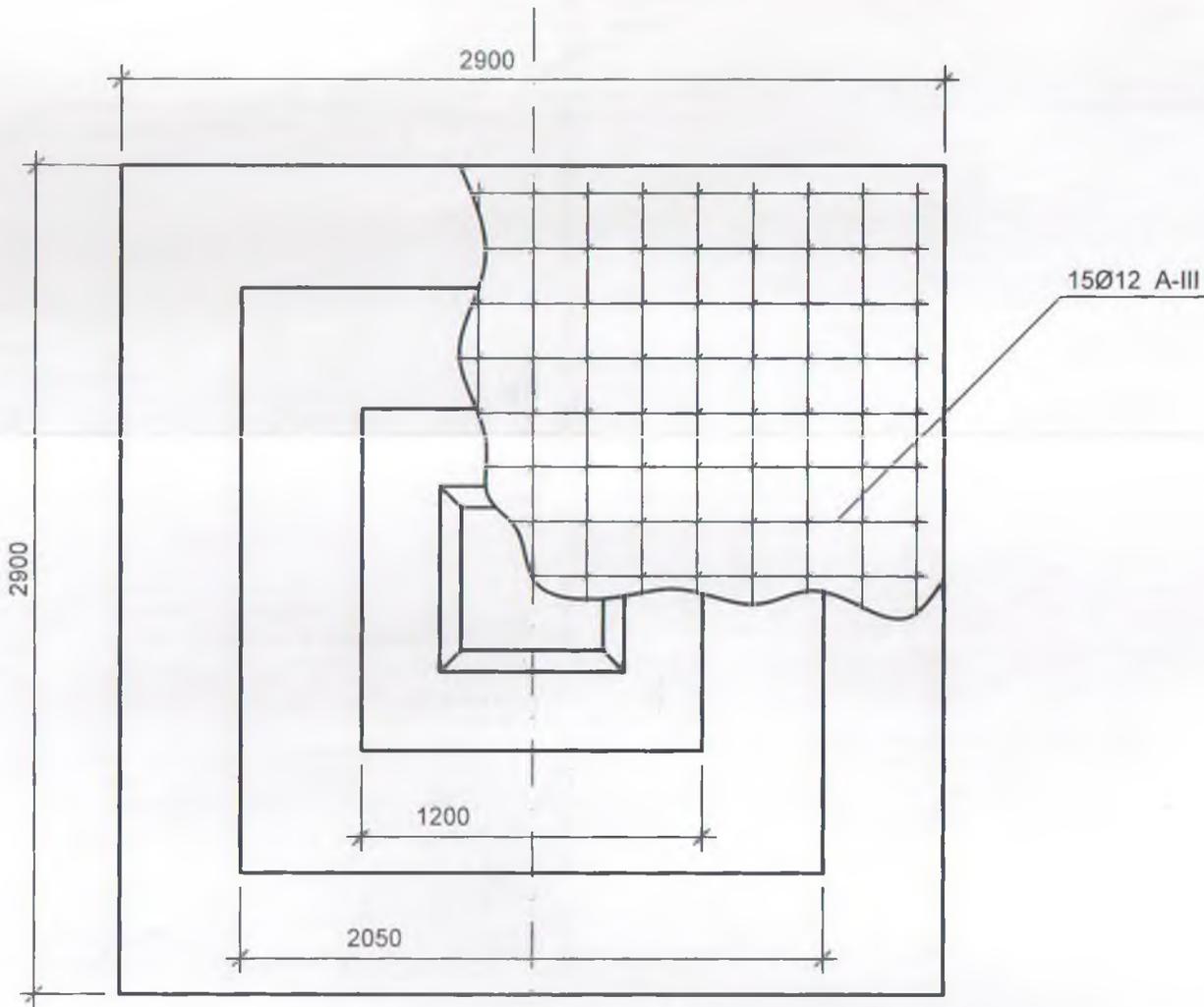
На основании полученных результатов
фактически нечего сказать.

Армирование железобетонного фундамента
Масштаб 1:25

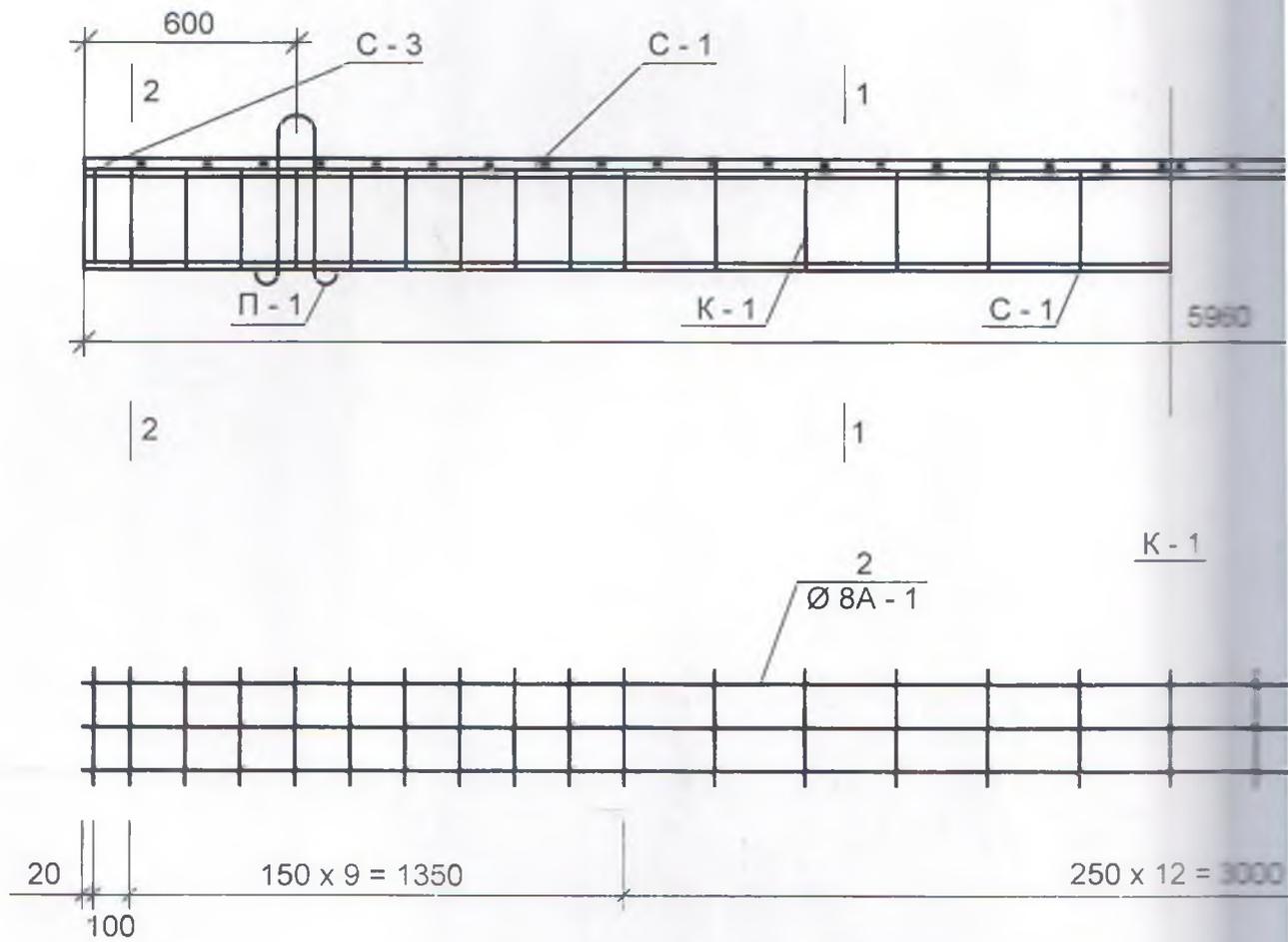




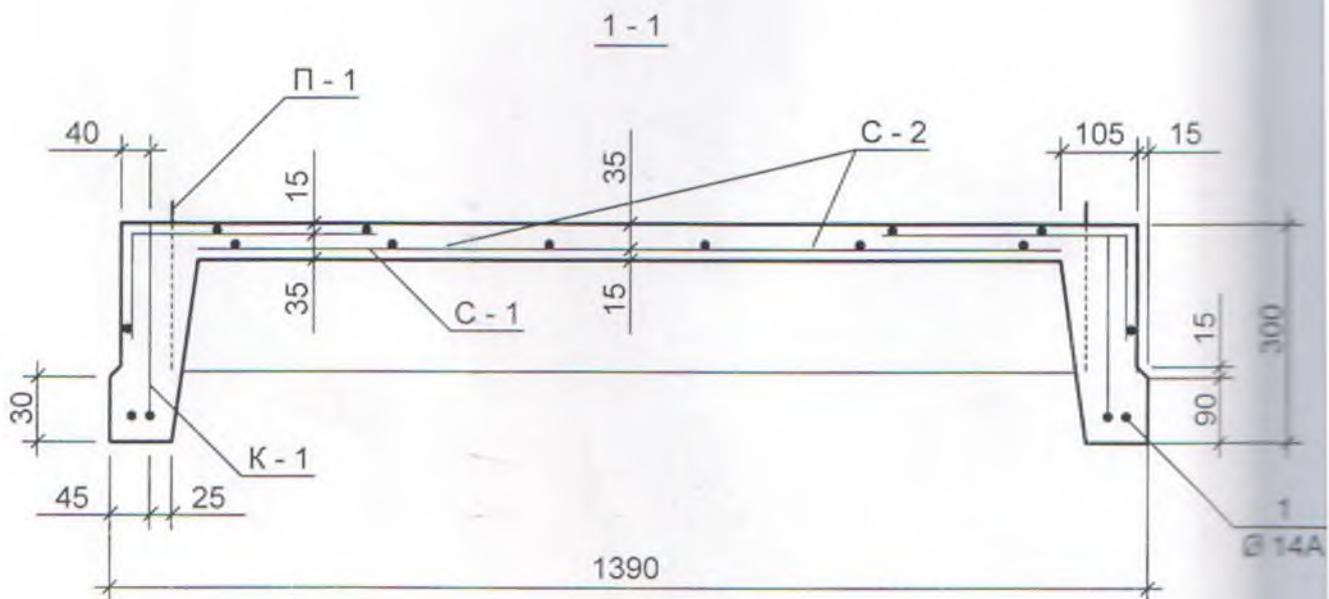
Ø12 A-III



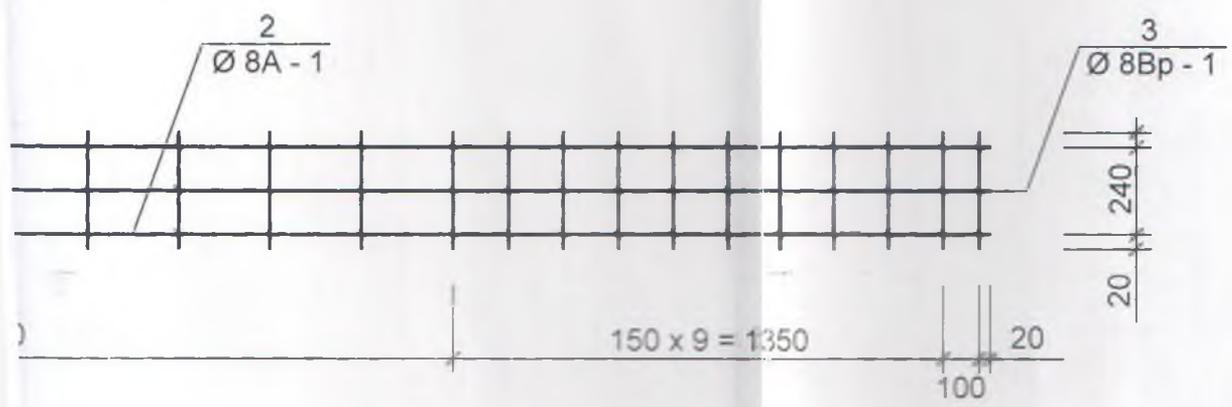
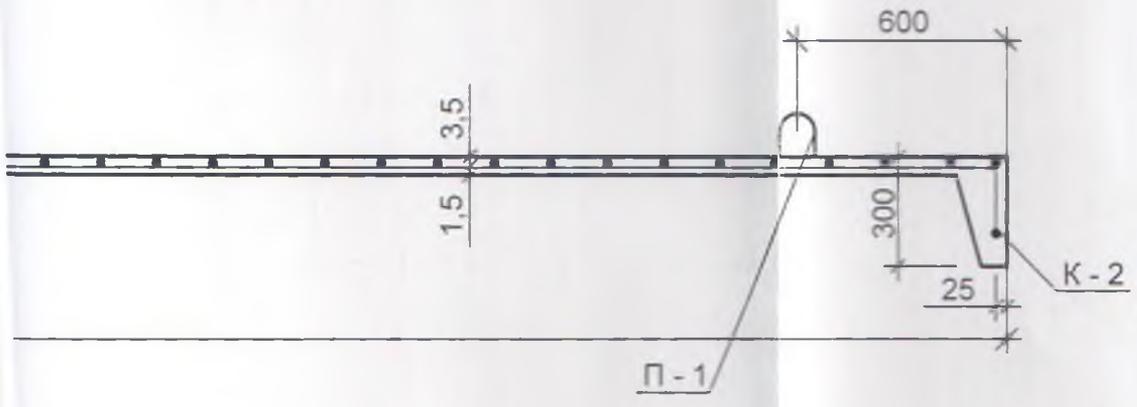
Армирование ребрис
 Масштаб 1:5



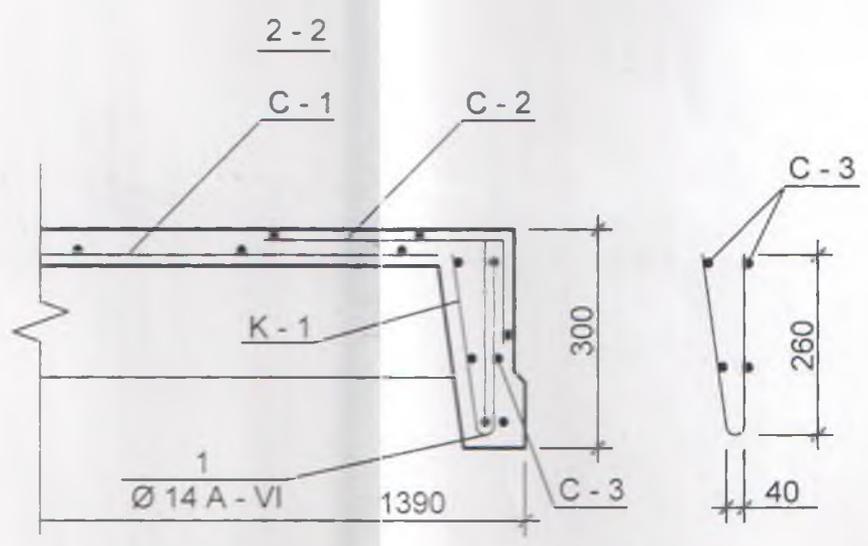
Масштаб 1:10



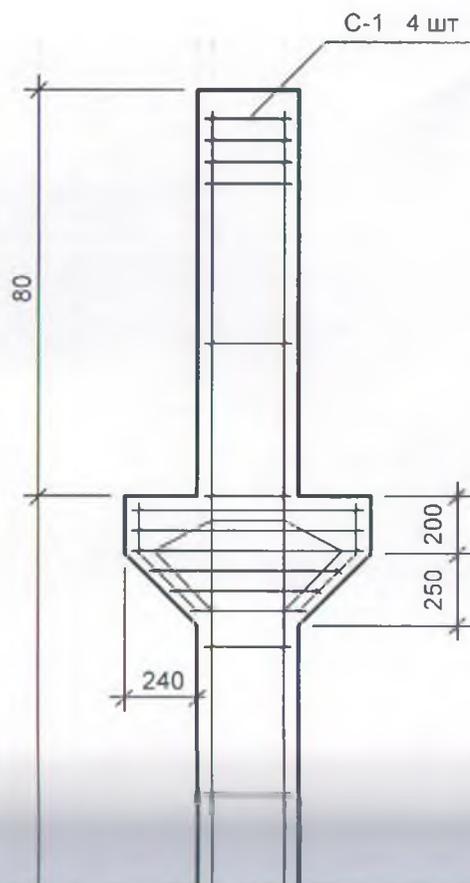
ИСТОЙ ПЛИТЫ
:50



00



Армирование железобетонных колонн
Масштаб 1:25



5500



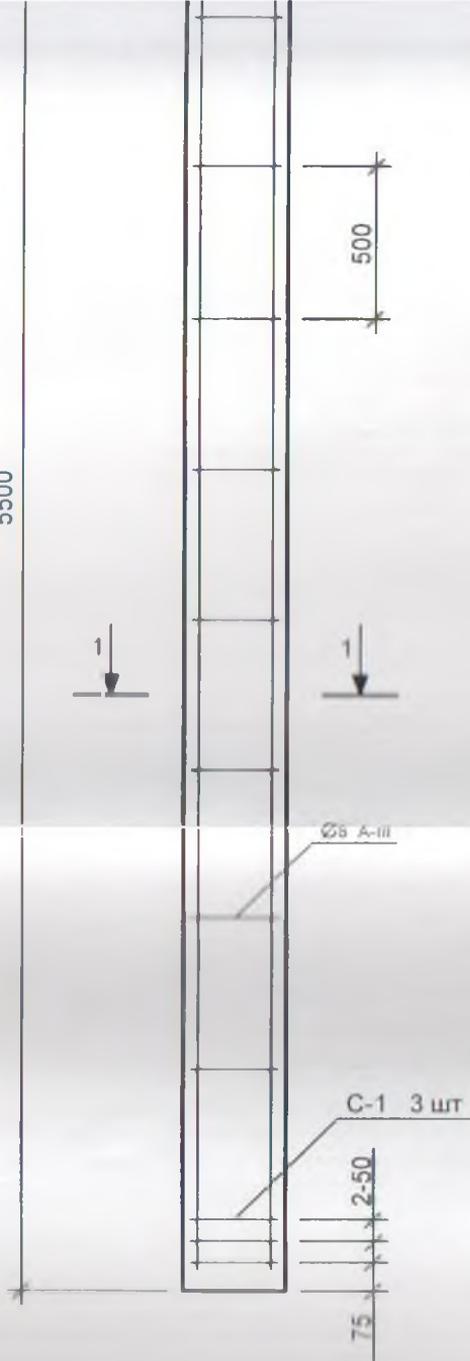
500

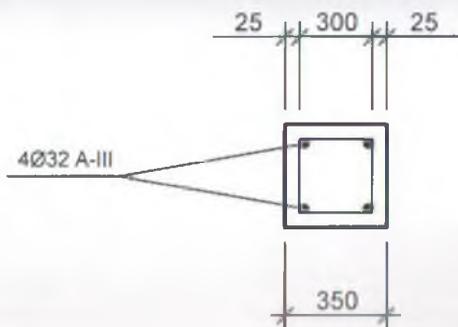
Ø8 A-III

C-1 3 шт

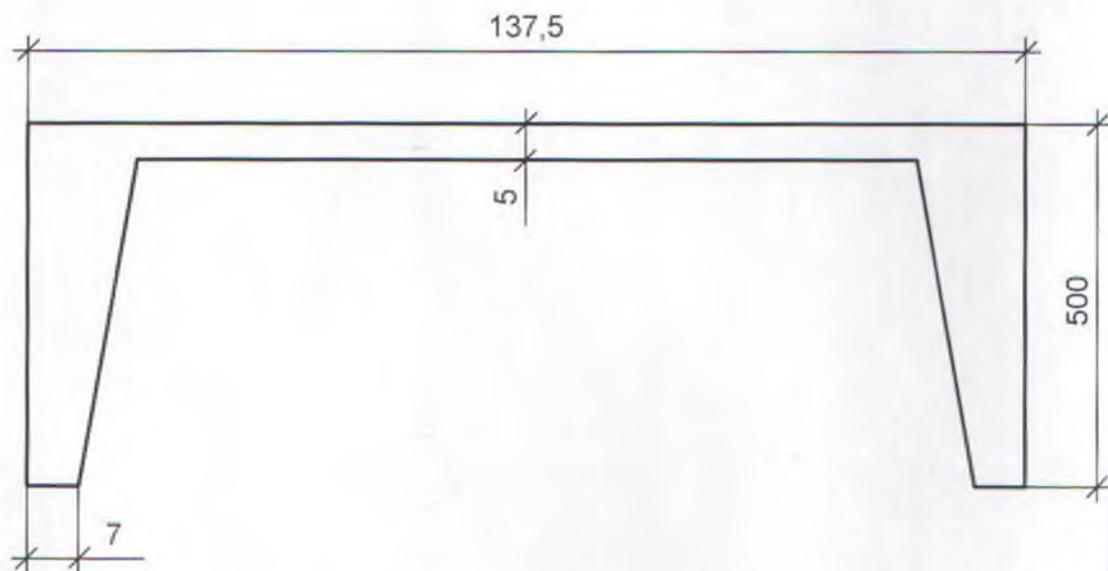
2-50

75

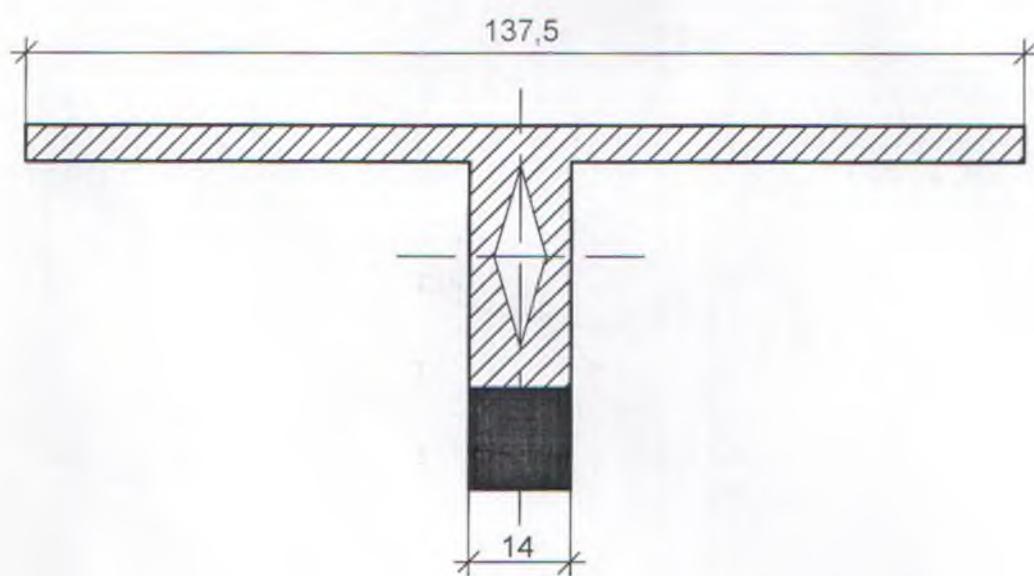




a)

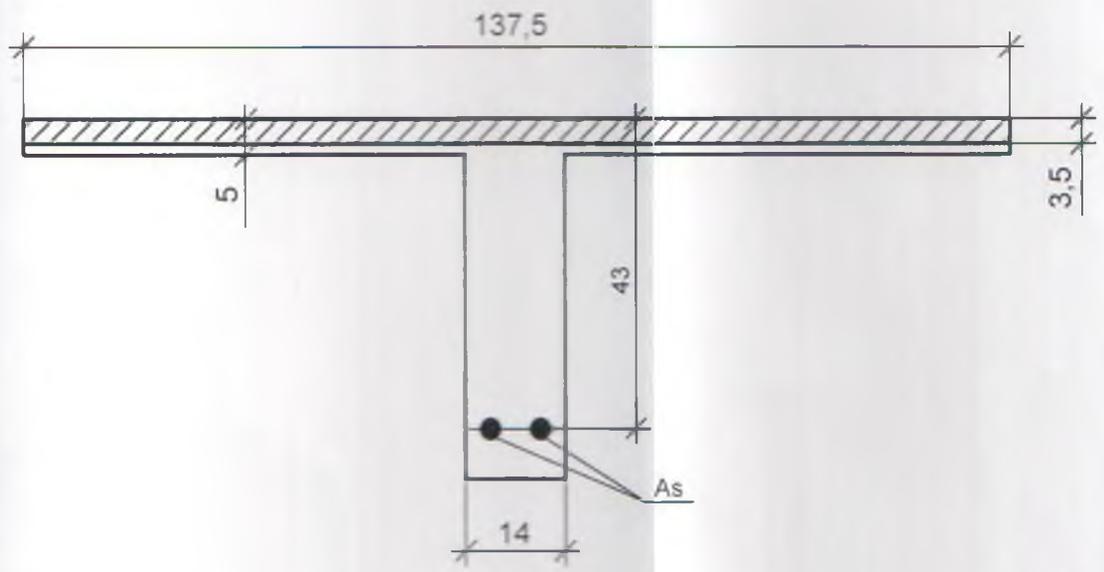


б)



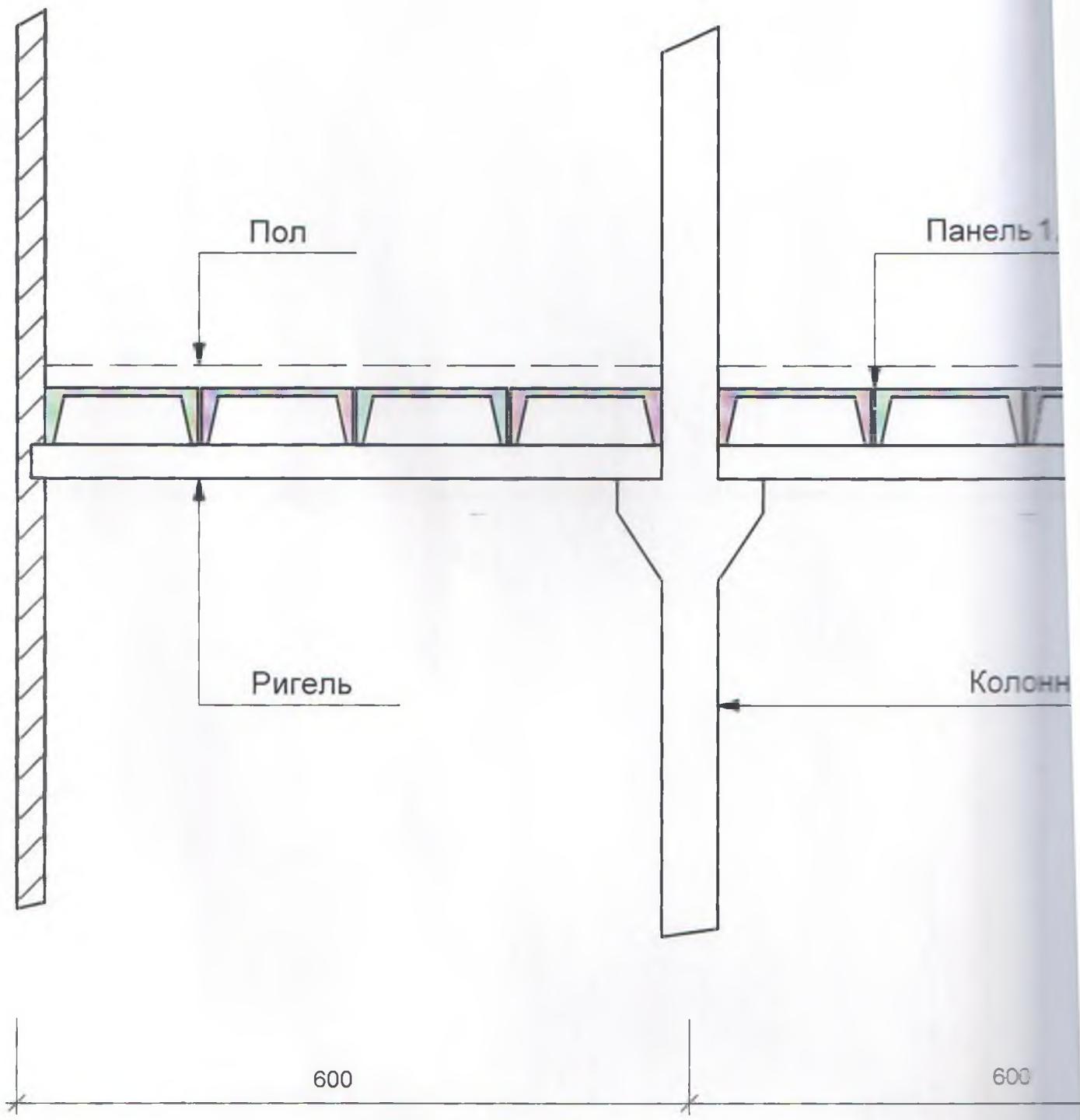
Сечения плиты
1:100

в)

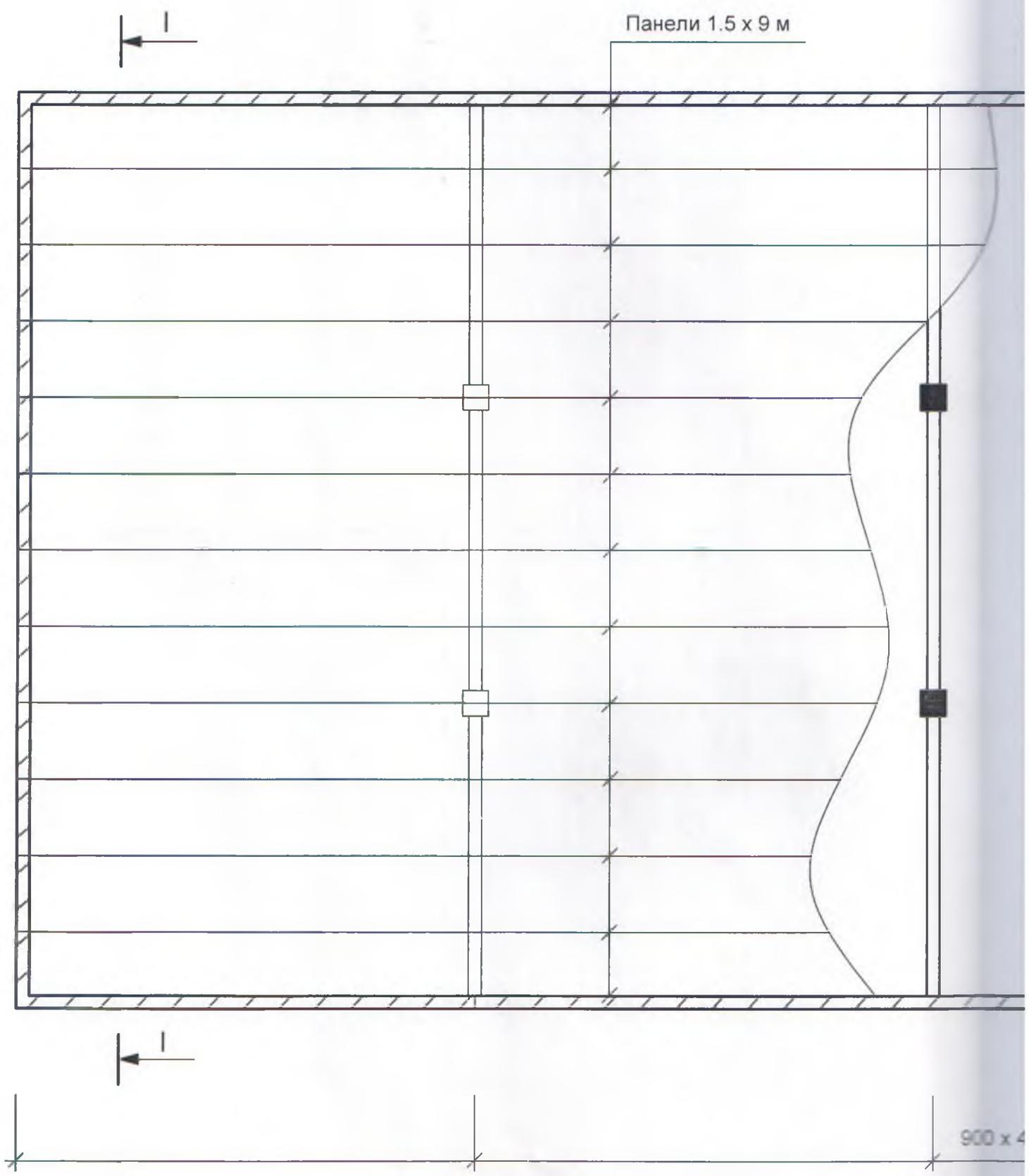


- а) Основной размер сечения плиты
- б) Сечение плиты к расчёту прочности
- в) Сечение плиты к расчёту по образованию трещин

Конструктивная
Масштаб

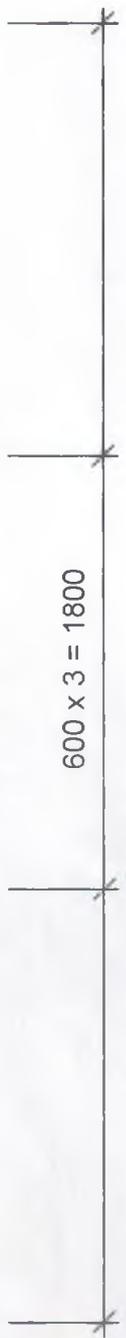
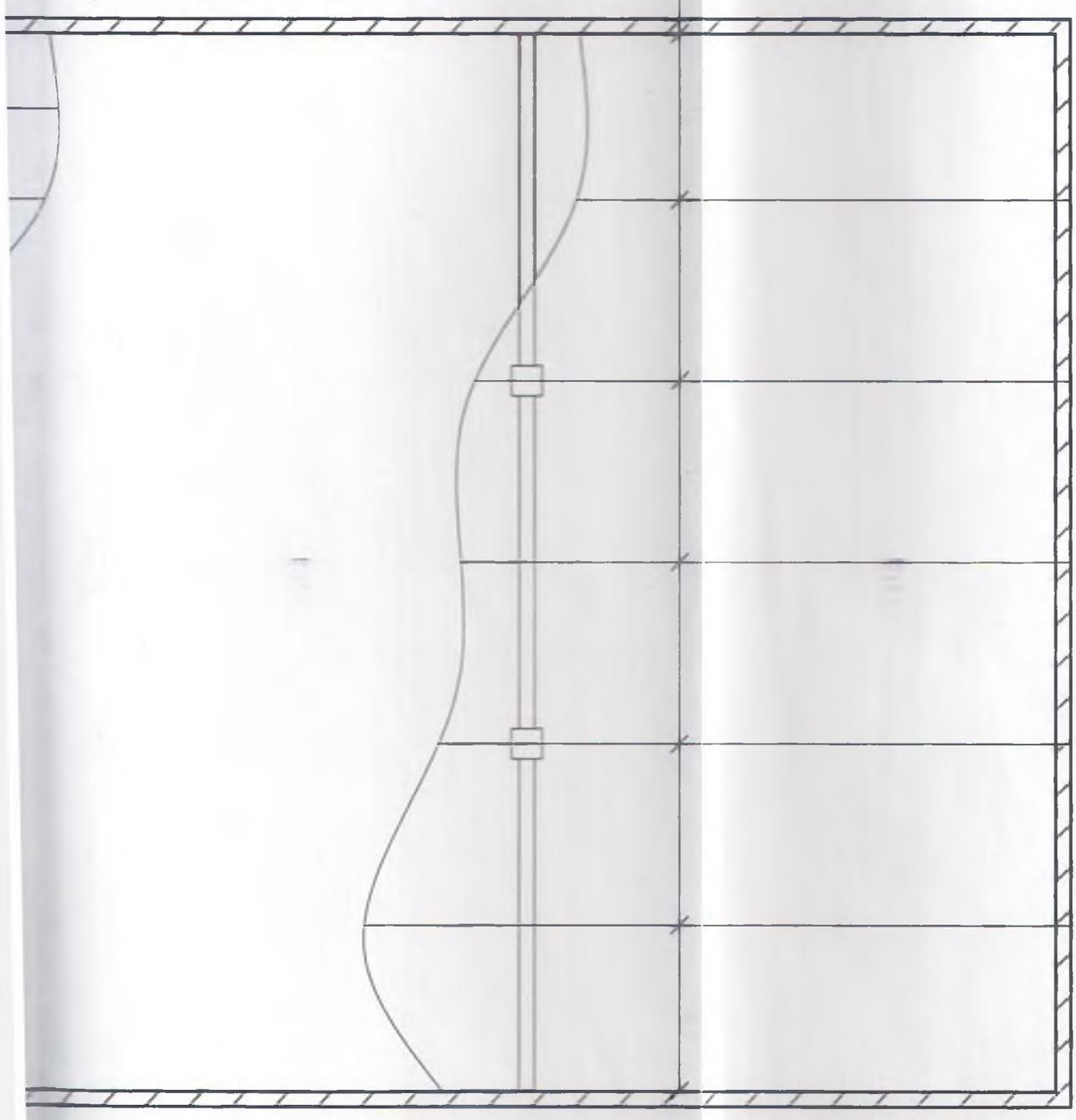


Общий вид плана п
Масш



Плана производственного здания
Масштаб 1:100

Панели 3 x 9 м



600 x 4 = 3600

