

РАСЧЕТ ПЕШЕХОДНОГО ТОННЕЛЯ ПОД АВТОМОБИЛЬНОЙ ДОРОГОЙ

I. Исходные данные

1а. Однопролетный участок

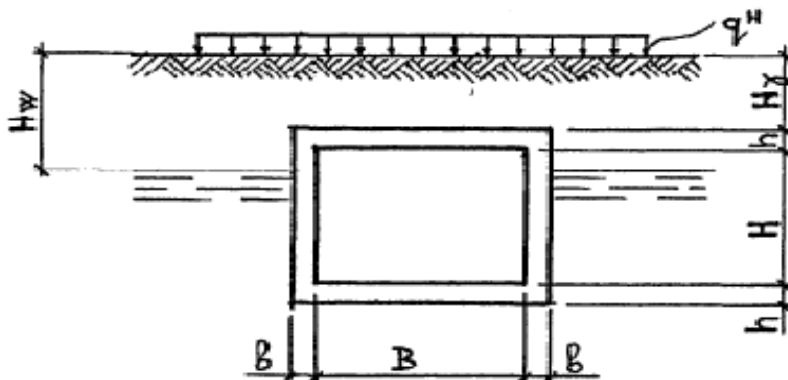


Рис.1. Расчетная схема

1. Внутренний габарит по высоте	H=	2,575 м	
2. Внутренний габарит по ширине	B=	3 м	
3. Толщина стенок	b=	0,3 м	
4. Толщина лотка и перекрытия	h=	0,3 м	
5. Толщина засыпки (с учетом д.о.)	Hу=	0,4 м	
6. Плотность грунта засыпки (норм.)	ρ=	18 кН/м ³	
7. Нормативный угол внутр.трения	φ=	25 град	
8. Уровень грунтовых вод от поверхности земли	Hw=	2,1 м	
9. Коэффициенты надежности к нагрузкам:			>1 <1
вес грунта засыпки	Kгр=	1,2	
вес конструкции	Kконстр=	1,2	
горизонтальное давление грунта	Kбок=	1,2	0,8
временная подвижная нагрузка	Kавто=	1,1	
10. Плотность материала тоннеля		25 кН/м ³	
11. Класс нагрузки в колонне К	АК	14	
12. Класс одиночного транспортного средства	НК	24 (НК-176)	

1б. На 2-пролетном участке принимаются те же нагрузки

II. Сбор нагрузок по разделу 6 серии 3.006.1-5.0-П32

1. Вертикальное давление от веса засыпки — нормативное	$\sigma_y = H_y \cdot \rho$	7,2	кН/м ² =	0,733944954	т/м ²
- расчетное	$\sigma_y(\text{расч})$	8,64		0,880733945	
2. Условное давление от наличия грунтовых вод	$\sigma_w = \gamma \cdot h_w$	7,05	кН/м ² =	0,718654434	т/м ²
	$h_w = H_y + h + H - H_w$	1,175 м			
ПРОВЕРКА НА ВСПЛЫТИЕ	$(\sigma_y(\text{расч}) / \sigma_w) \geq 1,2$	1,225531915		проверка на всплытие выполняется	

3. Эквивалентная нагрузка от АК

$$\sigma_q = \frac{1,2K (10,85 + H_y \cdot \text{tg} \varphi)}{2(1 + H_y \text{tg} \varphi)} \quad (\text{кПа}), \quad (4)$$

$$\varphi = \left(45 - \frac{0,94 \varphi^H}{2} \right) \quad \vartheta = 33,25$$

$$\text{tg} \vartheta = 0,655472206$$

- расчетное значение от АК $\sigma_q(\text{АК}) = 58,59090415 \text{ кПа} = 5,972569231 \text{ т/м}^2$

4. Эквивалентная нагрузка от НК

$$\sigma_q = \frac{44}{1+0,55 N \gamma t_q \theta^0} \quad (\text{кПа}) \quad (6)$$

ПРИМЕЧАНИЕ. В формуле (6) значение для НК-80 (K=11, нагрузка на ось 18К Кн)

- расчетное значение от НК $\sigma_q(\text{НК})= 83,90113094 \text{ кПа} = 8,552612736 \text{ т/м}^2$
 - максимальное значение от временной нагрузки над тоннелем $\sigma_q = 83,90113094 \text{ кПа} = 8,552612736 \text{ т/м}^2$
 максимальное воздействие - НК

5. Суммарная нагрузка над тоннелем в уровне плиты перекрытия

$$\sigma_v = \sigma_\gamma + \sigma_q + \sigma_w = 10,15200112 \text{ т/м}^2$$

III. Расчет тоннеля в продольном направлении

Допустимая длина температурно-усадочного блока

$$L \leq 50 \sqrt{\frac{H(6B+H+0,8)}{B\sigma_q'}} \quad (\text{м}), \quad (14)$$

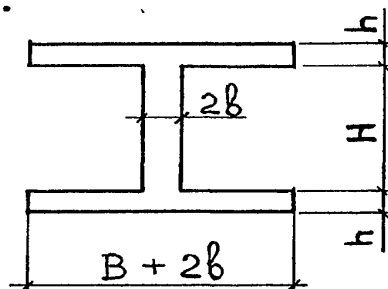
$L_{\text{max}} = 23,3812189 \text{ м}$ рекомендуется не более 60 м
 $L = 22 \text{ м}$ принятое значение
 Определение усилий вдоль оси тоннеля

моментов M^+ (растянутая зона в уровне днища тоннеля) и M^- (растянутая зона в уровне перекрытия тоннеля)

$$M^+ = 0,024 \sigma_q' (B+2b) L^2 + 0,022 \times 18 \times N \gamma (B+2b) L^2 \quad (\text{кНм}) \quad (16)$$

$$M^- = 0,5M^+ \quad (17)$$

При расчете на действие этих моментов сечение тоннеля приводится к двутавровому сечению высотой $H+2h$, шириной ребра $2b$, толщиной полок h .



$M^+ = 3784,540093 \text{ кН*м} = 385,7839035 \text{ т*м}$
 $M^- = 1892,270047 \text{ кН*м} = 192,8919517 \text{ т*м}$

IV. Определение бокового давления грунта на стенки тоннеля

Вертикальное давление на призме обрушения в уровне плиты перекрытия (гидростатическое давление не учитывается); нормативное	$R_{норм} = \sigma \cdot y + \sigma_q =$	83,4737554	кН/м ² =	8,509047441	т/м ²
Боковое давление в уровне верха перекрытия тоннеля					
- нормативное	$R_n =$	35,86398252	кН/м ² =	3,655859584	т/м ²
- расчетное с $K_n > 1$	$R_1 =$	43,03677902		4,3870315	
- расчетное с $K_n < 1$	$R_2 =$	28,69118601		2,924687667	
То же, без учета временной нагрузки на призме обрушения					
- нормативное	$R_n =$	3,09343545	кН/м ² =	0,315334908	т/м ²
- расчетное с $K_n > 1$	$R_1 =$	3,71212254		0,37840189	
- расчетное с $K_n < 1$	$R_2 =$	2,47474836		0,252267927	
Боковое давление в уровне низа лотка тоннеля					
- нормативное	$R_n =$	60,4181264	кН/м ² =	6,158830418	т/м ²
- расчетное с $K_n > 1$	$R_1 =$	72,50175168		7,390596502	
- расчетное с $K_n < 1$	$R_2 =$	48,33450112		4,927064335	
То же, без учета временной нагрузки на призме обрушения					
- нормативное	$R_n =$	27,64757934	кН/м ² =	2,818305743	т/м ²
- расчетное с $K_n > 1$	$R_1 =$	33,1770952		3,381966891	
- расчетное с $K_n < 1$	$R_2 =$	22,11806347		2,254644594	

V. Сочетания нагрузок

Для определения экстремальных усилий в лотке, стенах и перекрытии тоннеля исследовано напряженно-деформированное состояние плоских схем (на 1 п.м. тоннеля) при действии следующих сочетаний нагрузок:

1. Временная нагрузка над тоннелем и на призмах обрушения, коэффициент надежности к боковому давлению грунта больше 1.
2. Временная нагрузка только над тоннелем (на призмах обрушения отсутствует), коэффициент надежности к боковому давлению грунта меньше 1.
3. Временная нагрузка только на призмах обрушения (над тоннелем отсутствует), коэффициент надежности к боковому давлению грунта больше 1.
4. (Сочетание только для 2-пролетного участка). Временная нагрузка только над одним пролетом тоннеля (на призмах обрушения и над вторым пролетом отсутствует), коэффициент надежности к боковому давлению грунта меньше 1.

Расчетные схемы, нагрузки и эпюры моментов (в качестве примера выбрано сочетание 1) представлены на рис.2, коэффициенты сочетаний — на рис. 3.

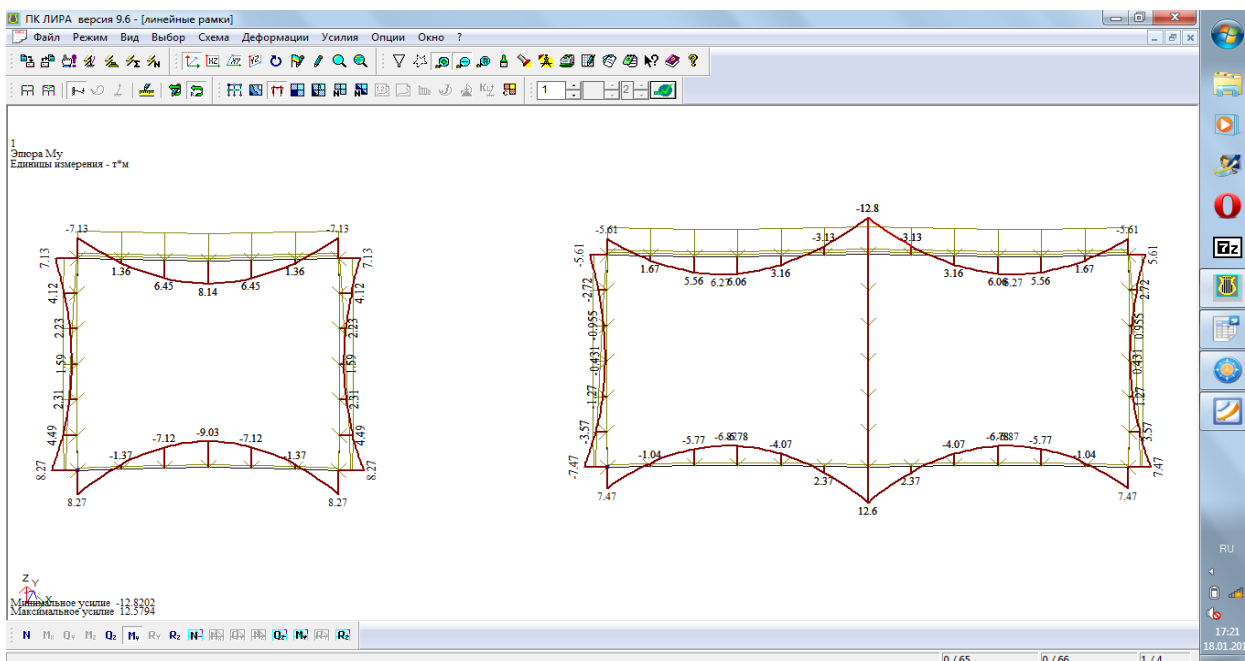


Рис.2. Однопролетный и двухпролетный участок, расчетное сочетание 1

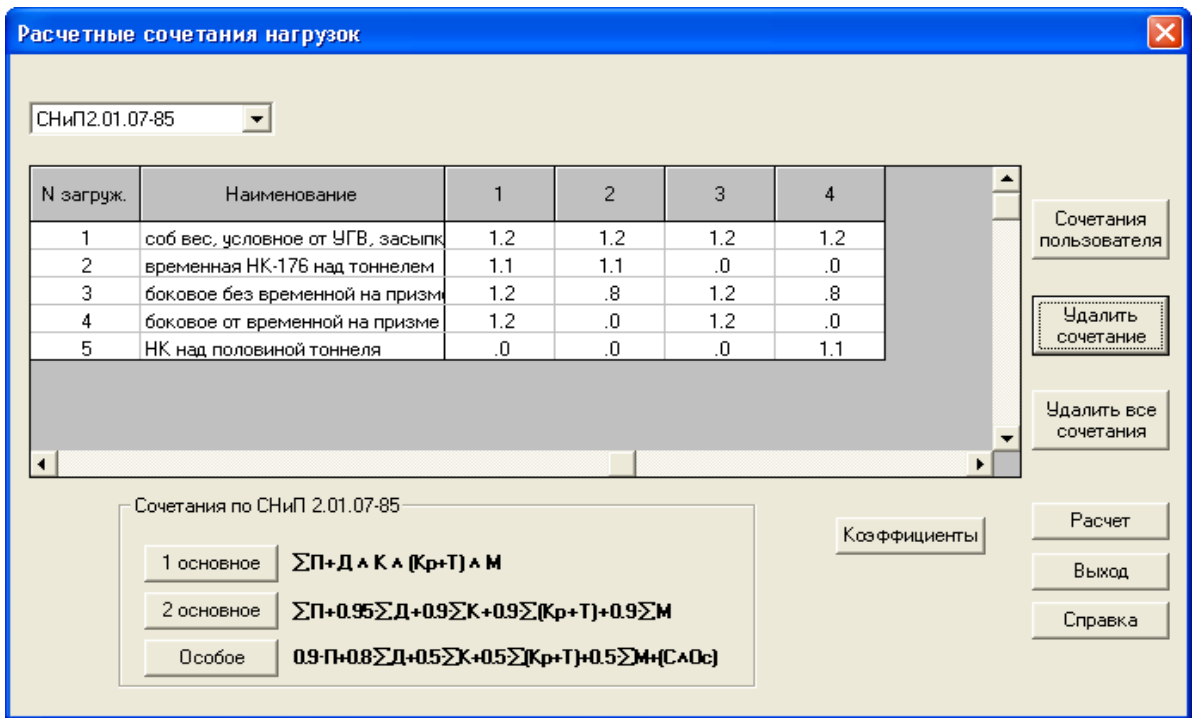


Рис.3. Загрузки и их расчетные сочетания

VI. Результаты расчета усилий

Результаты расчета представлены в виде объемлющих эпюр изгибающих моментов M и продольных сил N , причем, т. к. схема симметрична, на левой части изображены эпюры M , на правой — N . Значения указаны в t и t^*m , в числителе — расчетное, в знаменателе — нормативное, рядом в скобках подписан номер сочетания.

Максимальные поперечные силы во всех сечениях возникают от сочетания нагрузок №1 и показаны отдельно.

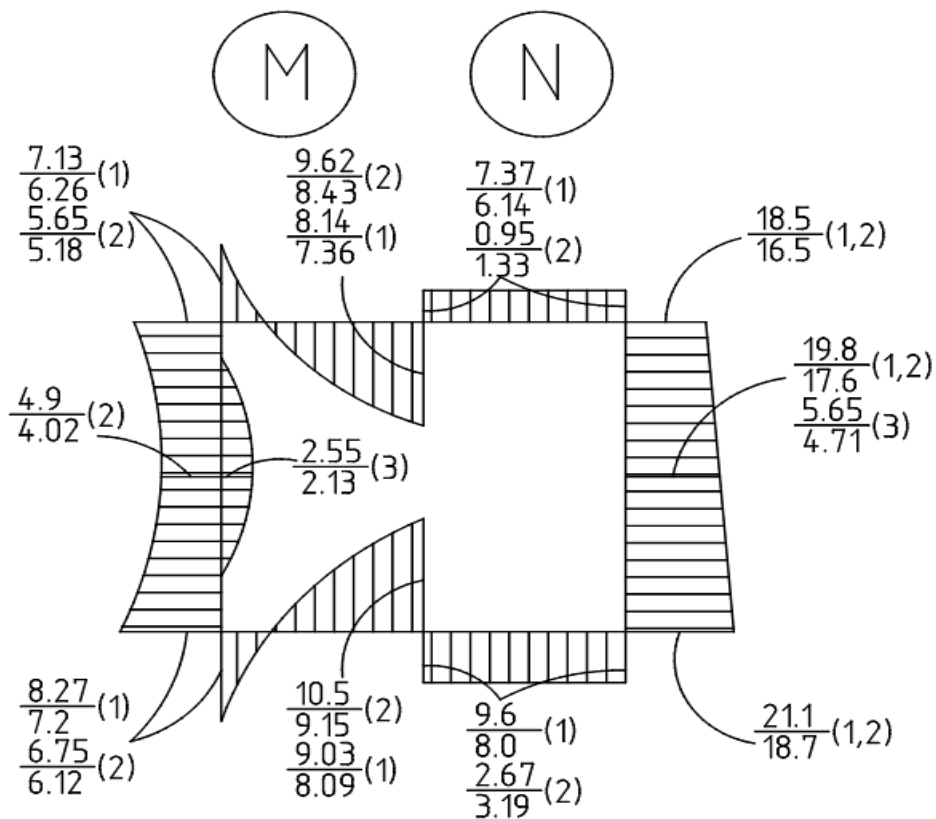


Рис.4. Объемлющие эпюры $M-N$ на однопролетном участке.

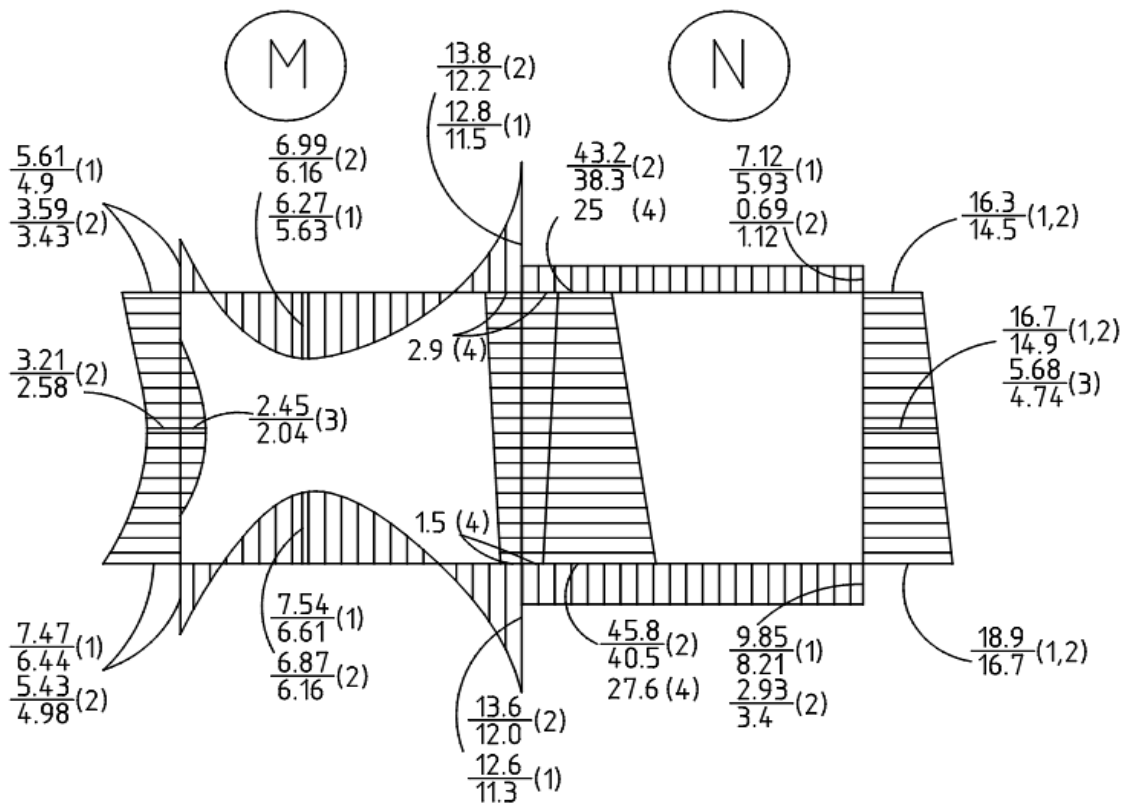


Рис.5. Объемлющие эпюры M-N на двухпролетном участке.

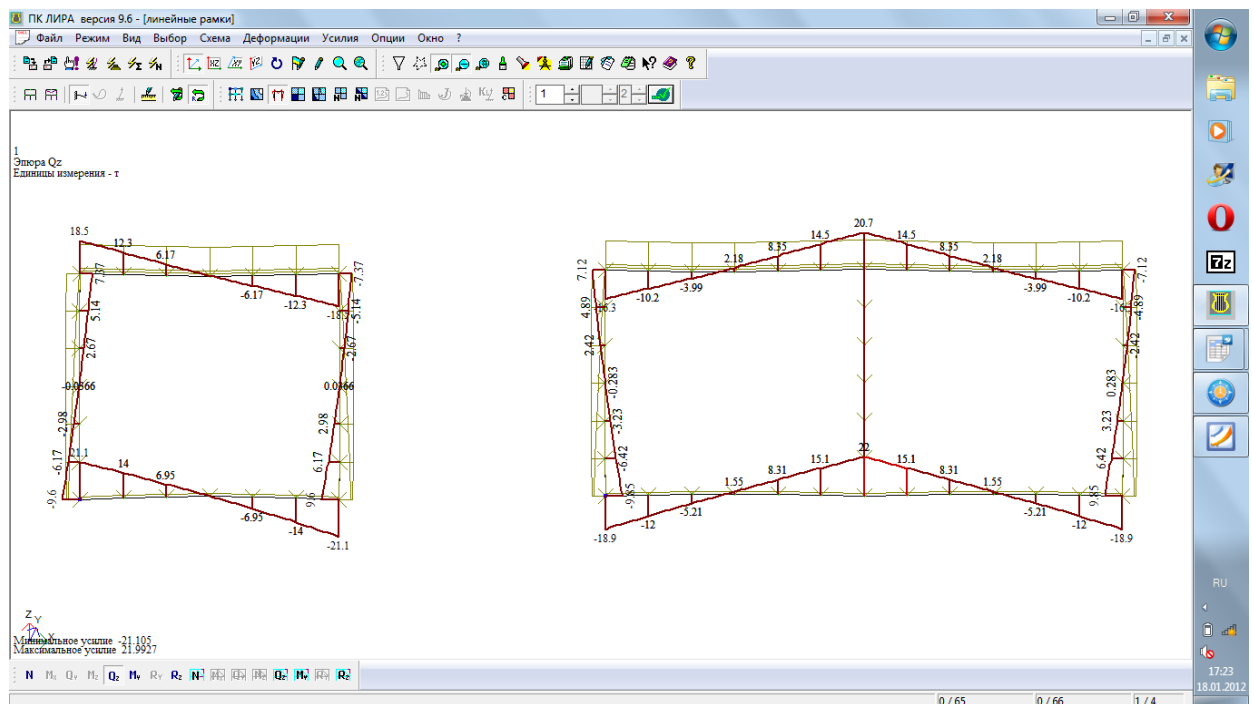


Рис.6. Эпюры Q в первом сочетании (расчетные)

VII. Результаты подбора армирования по экстремальным сочетаниям усилий

Результаты показаны в виде схем, на которых условно обозначены рабочие стержни сеток и подписаны значения: в числителе — подобранные по настоящему расчету по обеим группам предельных состояний (максимальная величина раскрытия трещины — 0,03 см), в знаменателе — представленное на листе ПР-2010-2-АС-02-2-07-00 «Основные конструктивные решения» на стадии проект.

Продольное и поперечное армирование перекрытия, лотка и стен тоннеля предусмотрено сетками из арматуры АIII с шагом 200x200

На схемах армирования не подписаны значения требуемых диаметров там, где ни при каких сочетаниях в арматуре не возникает растягивающих напряжений (сжатая зона). Значение следует подбирать из конструктивных соображений.

На рисунке 7 в кружок обведены значения, превышающие заложенные ранее, однако перерасхода не возникнет, т. к. во многих других местах диаметры рабочих стержней можно уменьшить.

Армирование тоннеля в продольном направлении

Согласно разделу III настоящего расчета, максимальный момент в продольном направлении, действующий на всю конструкцию тоннеля, составляет 392,6 т*м. Армирование тоннеля в этом направлении согласно проекту представлено стержнями d12AIII с шагом 200 мм. Такая конструкция способна воспринимать максимальный момент 441 т*м, что обеспечивает достаточный запас прочности и не вызывает перерасхода материалов.

Поперечное армирование (на перерезывающую силу)

Согласно рис. 6, максимальное расчетное значение поперечной силы составляет 22 т. Сечение размером 300x1000 мм из бетона марки В30 способно воспринимать такое значение без дополнительного армирования, поэтому требуется лишь конструктивная установка фиксаторов.

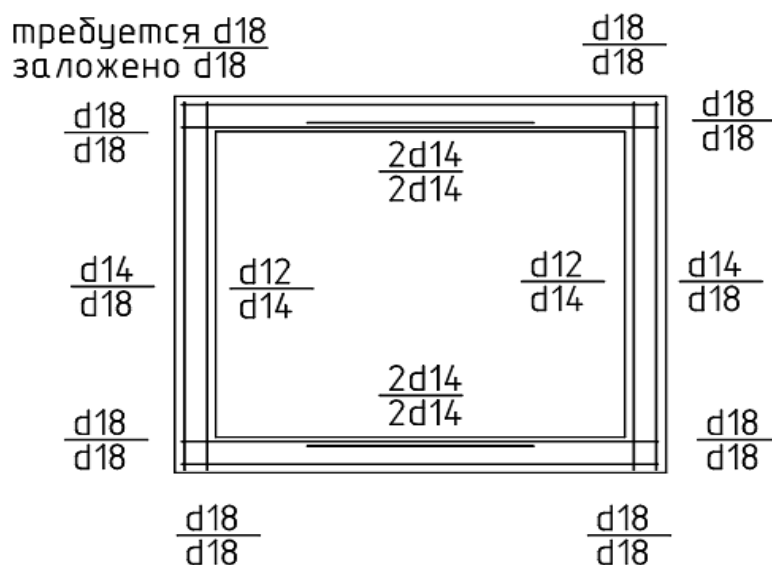


Рис.7. Схема армирования однопролетного участка

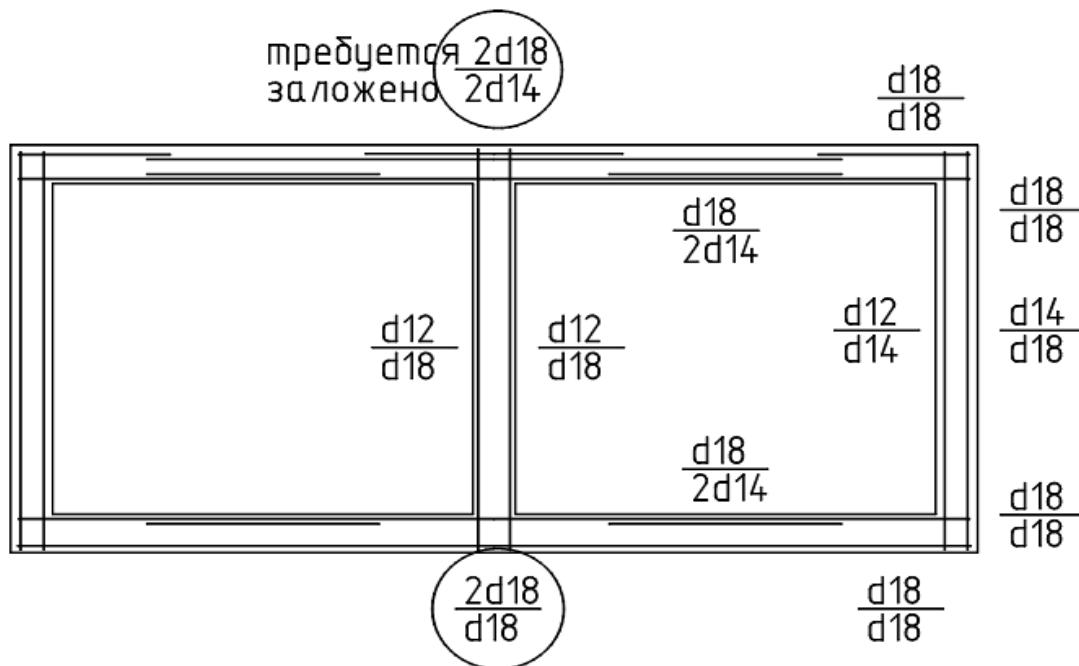


Рис.8. Схема армирования двухпролетного участка