ГОССТРОЙ СССР
ГЛАВПРОМСТРОЙПРОЕКТ
СОЮЗМЕТАЛЛУРГСТРОЙНИИПРОЕКТ
ХАРЬКОВСКИЙ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

С ПРИМЕРАМИ РАСЧЁТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНЫ ТЕМПЕРАТУРНЫХ БЛОКОВ.

г.Харьков, 1981 г.

gost.e-ecolog.ru

Госстрой СССР
Главпромстройпроект
Союзметаллургстройниипроект
ХАРЬКОВСКИЙ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

С ПРИМЕРАМИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНЫ ТЕМПЕРАТУРНЫХ БЛОКОВ

г.Харьков, 1981г.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
Глава I. Расчет железобетонных каркасов зданий	4
I. Основные положения методики расчета . . .	4
2. Примеры расчета	18
Глава II. Расчет сплошных железобетонных сооружений	25
I. Основные положения методики расчета . . .	25
2. Примеры расчета	30
Литература	40

Настоящие Рекомендации предназначены для инженерно-технических работников проектных институтов и составлены на основе научно-исследовательских работ, выполненных в Харьковском Промстройниипроекте.

Помимо указанных исследований при разработке Рекомендаций использованы следующие материалы: "Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций", НИИЖБ, М.,1975, разработанное совместно с научной частью Харьковского Промстройниипроекта.

В подготовке материалов к Рекомендациям и в составлении Рекомендаций принимали участие сотрудники Харьковского Промстройниипроекта: зав.лабораторией железобетонных конструкций, к.т.н. Петров В.И., ст.научный сотрудник, к.т.н. Забелло И.Л. Иллюстрации к рекомендациям выполнены ст.инженером Пешковой В.А.

Методические рекомендации рассмотрены и утверждены Ученым Советом института Харьковский Промстройниипроект (протокол № 19 от 17 июля 1980 г.).

Отзывы и замечания следует направлять по адресу: 310059, г.Харьков-59, проспект Ленина,9, Харьковский Промстройниипроект, научная часть.

Глава I

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ

I. Основные положения

I.I. При расчетах пространственная система каркаса здания расчленяется обычно на плоские поперечные и продольные рамы. В одноэтажных зданиях плоские поперечные рамы (рис.Iа) образуются из колонн и конструкций покрытия, а продольные рамы (рис.Iб) - из колонн, плит покрытия, подстропильных конструкций, связей (решетчатых или в виде распорок) и подкрановых балок.

Аналогично расчленяется и каркас многоэтажного здания на поперечные рамы (рис.Iв), образуемые из колонн и ригелей и продольные рамы (рис.Iг), образуемые из колонн, плит перекрытий и покрытий, ригелей и связей.

Статические расчеты рам правильнее всего производить по деформированной схеме на совместное действие всех нагрузок и воздействий, как нелинейно деформируемых систем с учетом непосредственного влияния продольного изгиба колонн, трещин и неупругих деформаций бетона на кривизну и, соответственно, жесткость элементов.

Однако такой расчет достаточно сложен; в подавляющем большинстве случаев оказывается возможным с достаточной для практики точностью расчет рам производить упрощенными методами.

I.2. В связи с тем, что в сечениях конструкции действующие температурные усилия зависят от жесткости сечений, расчет следует выполнять методом последовательных приближений с учетом следующих допущений:

Жесткость железобетонных элементов рамы с трещинами в растянутой зоне принимается постоянной по всей их длине, равной:

$$B_{пр} = B_{ст} + (B_{бт} - B_{ст}) K_{п}, \qquad (I)$$

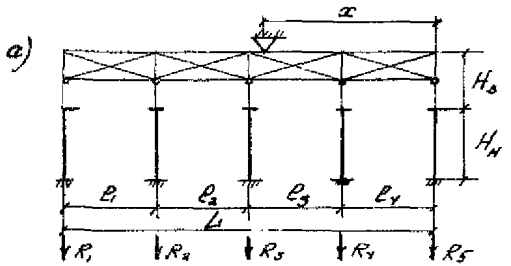
где: $K_{п}$ - коэффициент приведения, равный:

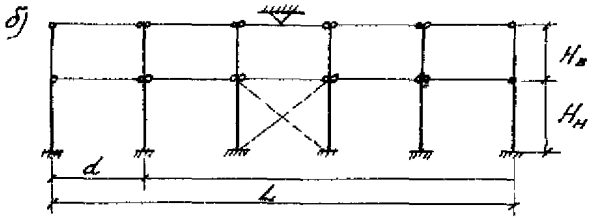
$$K_{п} = e^{\left(\frac{M_{т} - M}{K M_{т}}\right)}, \qquad (2)$$

K - коэффициент, равный K=I,25 при однозначной и K=I,5 при двухзначной эпюре моментов по длине элемента;

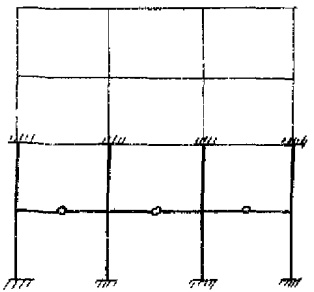
$M_{т}$ - момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин и определяемый по формуле (3);

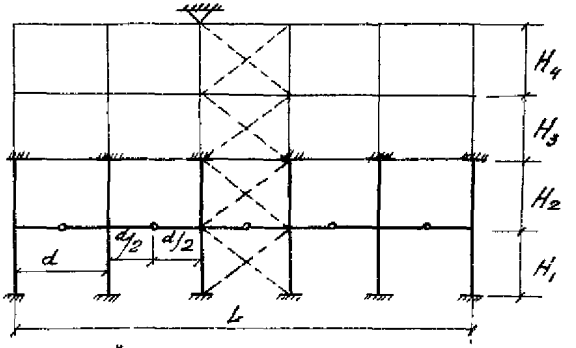
M - расчетный изгибающий момент, который способен воспринять сечение;





Каркасы одноэтажных промзданий.





Каркасы многоэтажных промзданий.

Рис.I Схемы каркасов.

$B_{бт}$ - жесткость сечения элемента без трещин, определяемая по формуле (I0);

$B_{ст}$ - жесткость сечения элемента с трещинами, определяемая по формулам (I3)-(I8)

$$M_T = R_{pb} W_T + N(r_{яд} + e), \tag{3}$$

W_T - величина момента сопротивления приведенного сечения колонны для крайнего растянутого волокна

$$W_T = (0.292 + 1.65\mu_1 n) b h^2, \tag{4}$$

где

$$\mu_1 = \frac{F_a}{bh}, \tag{5}$$

$$n = \frac{E_a}{E_б}, \tag{6}$$

$r_{яд}$ - расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от грани растянутой зоны до центра тяжести приведенного сечения:

$$r_{яд} = \frac{2 J_{пр}}{h F_{пр}}, \tag{7}$$

где

$$F_{пр} = F_a n + bh, \tag{8}$$

$$J_{пр} = \frac{bh^3}{12} + 2F_a n(0.5h - a)^2, \tag{9}$$

e - расстояние от точки приложения равнодействующей всей вертикальной нагрузки до центра тяжести приведенного сечения.

I.3. Жесткость сечений железобетонных элементов принимается равной:

а) для сечений, в которых при расчетных нагрузках и температурных усилиях появление трещин в растянутой зоне маловероятно

$$B_{бт} = \frac{0.85 E_б J_{пр}}{C_б}, \tag{I0}$$

где:

$$J_{пр} = J_б + n J_a C_б, \tag{II}$$

C_δ - коэффициент, учитывающий влияние деформаций ползучести бетона

$$C_\delta = 0.5(1+C), \qquad (12)$$

величина C принимается по таблице I.

Таблица I

Режим эксплуатации конструкций	C
При средней относительной влажности воздуха 40% и ниже	3
При средней относительной влажности воздуха выше 40%	2

б) для сечений, в которых возможно появление трещин в растянутой зоне, жесткость сечения определяется:

для изгибаемых элементов

$$B = \frac{h_o z_1}{\frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_\delta}{(\gamma' + \xi^e)\, 6 h_o E_\delta V}}, \qquad (13)$$

для внецентренно сжатых колонн

$$B = \frac{e_o h_o z_1}{\frac{\psi_a}{E_a f_a}(e - z_1) + \frac{\psi_\delta e}{(\gamma' + \xi^e)\, 6 h_o E_\delta V}}, \qquad (14)$$

где:

$$z_1 = h_o\left[1 - \frac{\left(\frac{2a}{h_o}\gamma' + \xi^e\right)}{2(\gamma' + \xi^e)}\right], \qquad (15)$$

$$\mu n = \frac{F_a E_a}{6 h_o E_\delta}, \qquad (16)$$

$$\gamma' = 2\mu n, \qquad (17)$$

Величина относительной высоты сжатой зоны бетона ξ^e и коэффициента ψ_a определяется по методике /4/. В случае, если $e_o \geq 0.4h$, значение ψ_a определяется по формуле:

$$\varphi_a = 1.25 - S_g \frac{M_T}{M}, \qquad (18)$$

но не более I.

Здесь M_T - изгибающий момент при появлении трещин, вычисляемый по формуле (3);

M - расчетный изгибающий момент относительно центра тяжести сечения;

S_g - коэффициент, характеризующий профиль арматурных стержней, принимаемый для арматуры периодического профиля, равным 0,95; для гладкой арматуры S_g = 0,9;

ν - коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона на величину жесткости сечений с трещинами, равный: при средней относительной влажности воздуха выше 40%- ν = 0,35, при средней относительной влажности воздуха 40% и ниже ν = 0,325.

Для конструкций, подвергнутых тепловой обработке, значение умножается на коэффициент I,I5.

При расчете температурных швов без использования ЭВМ допускается жесткость элементов с трещинами в растянутой зоне определять приближенным методом:

для изгибаемых элементов - по формуле:

$$B = \frac{M K_1 E_a h_o^2 F_a}{M - K_2 B h^2 R_{рп}}, \qquad (19)$$

для внецентренно сжатых колонн прямоугольного сечения с процентом армирования $\mu \geq 0{,}7\%$ и $e_o \geq 0{,}5$ - по формуле:

$$B = \frac{M K_1 E_a h_o^2 F_a}{M - K_2 B h^2 R_{рп} - K_3 N z_{ed}}, \qquad (20)$$

Величины K_1, K_2, K_3 для расчета жесткости сечений внецентренно сжатых колонн с трещинами в растянутой зоне определяются по таблице 2 в зависимости от δ' и $\mu_л$.

M - момент всех сил относительно центра тяжести сечения колонны;

z_{ed} - по формуле (7)

Таблица 2

γ'	Коэффициенты K_1/K_3 при μn равном				K_2
	0,04	0,07	0,1	0,15	
0	0,48 1,04	0,44 0,92	0,4 0,88	0,34 0,80	0,17
0,2	0,6 1,08	0,55 0,96	0,5 0,88	0,44 0,82	0,20
0,6	0,68 1,11	0,66 0,96	0,62 0,89	0,56 0,82	0,26

Температурные деформации с учетом влияния усадки бетона, удлинения нижних граней ригелей в результате поперечного изгиба, податливости стыков ригелей и влияния продольных усилий в ригелях, определяются по формуле:

$$\Delta = (\Delta_t + \Delta_L + \Delta_y)\,\gamma\, K_a K_y, \qquad (21)$$

а) Свободные относительные температурные деформации (Δ_t) определяются по формуле:

$$\Delta_t = \alpha_t \Delta t, \qquad (22)$$

где: α_t - коэффициент температурного линейного расширения материала конструкции, принимаемый для бетона по таблице 3;

Δt - расчетное изменение температуры конструкций, определяемое по /1/.

Коэффициенты α_t Таблица 3

Вид бетона	Относительная влажность воздуха в %(φ)		
	40	40-80	80
Обычный тяжелый бетон	8.10^{-6}	10.10^{-6}	11.10^{-6}
Легкий бетон	7.10^{-6}	8.10^{-6}	9.10^{-6}

б) Свободное относительное удлинение нижних граней ригелей или нижних поясов стропильных ферм покрытия (Δ_L) от вертикальной нагрузки равно:

$$\Delta_L = \varepsilon_L K_L \qquad (23)$$

где: ε_L - относительное удлинение нижних граней несущих конструкций, принимаемое равным:

для ферм из низколегированной стали $\varepsilon_t = 4{,}5 \cdot 10^{-5}$;
для ферм из углеродистой стали $\varepsilon_t = 3 \cdot 10^{-5}$;
для железобетонных конструкций при определении расстояний между температурными швами промышленных зданий допускается не учитывать удлинения нижних граней ригелей ($\varepsilon_t = 0$);

K_t – коэффициент, учитывающий влияние вида нагрузки.

При расчете колонн с учетом снеговой нагрузки допускается принимать $K_t = 1$; при расчете колонн без учета снеговой нагрузки величина K_t определяется по формуле:

$$K_t = \frac{0.6 q_n}{0.6 q_n + 0.9 q_c}, \qquad (24)$$

где: q_n – расчетная постоянная нагрузка от покрытия (перекрытия) с коэффициентом перегрузки $n = 1$;

q_c – расчетная снеговая нагрузка с коэффициентом перегрузки $n = 1$.

При наличии в здании подвесных кран-балок величина K_t умножается на 0,8.

в) Δ_y – свободные относительные деформации усадки бетона, определяемые по формулам /2/;

г) y – расстояние от колонны каркаса, не смещающейся при действии температуры, до рассматриваемой колонны (рис.1).

д) K_c – коэффициент, учитывающий податливость стыков ригелей каркаса, определяется по формуле:

$$K_c = 1 \pm \frac{\delta P_n}{\alpha_t \Delta t y}, \qquad (25)$$

где: Δt – расчетный перепад температуры;

α_t – коэффициент температурного расширения материала ригеля;

y – расстояние от рассматриваемой колонны до несмещающейся колонны каркаса;

P_n – величина продольного температурного усилия в ригеле яруса "n";

δ – податливость стыка ригеля от единичного горизонтального усилия.

В формуле (25) принято допущение, что податливость стыков ригелей не зависит от знака усилия. Поэтому при расчете каркасов зданий следует в формуле (25) принимать для нечетных ярусов знак

"минус"; для четных - "плюс".

При больших длинах температурных блоков для ригелей первого яруса следует принимать $K_{c1} = 0,6$ /2/.

При определении расстояний между температурными швами допускается учитывать влияние температуры только в 2-х нижних ярусах ($K_{c1} = 0,6$ и $K_{c2} = 1,67$).

е) K_y - коэффициент, учитывающий податливость стальных ригелей, определяется по формуле:

$$K_y = e^{\left(\frac{-3500 \Sigma M_{o-1}}{F_\phi E H_{o-1}}\right)}, \qquad (26)$$

где: ΣM_{o-1} - сумма расчетных изгибающих моментов в нижних сечениях колонн первого яруса, возникающих от перемещения узлов на участке между несмещающейся и рассматриваемой колоннами регулярных рам каркаса;

F_ϕ - площадь сечения нижнего пояса стальной стропильной фермы или ригеля;

H_{o-1} - высота колонны первого яруса каркаса.

Учет податливости ригелей требуется только в особых случаях, когда ригелями рамы являются нижние пояса стальных стропильных ферм или балки, в остальных случаях следует принимать $K_y = 1,0$.

1.4. Расчет сборных железобетонных каркасов на действие температуры во всех случаях (кроме конструкций, описанных в пункте 1.3-е), следует выполнять по упрощенной схеме, принимая жесткость ригелей, равной бесконечности. При этом расчет сводится к определению усилий в колоннах, возникающих от смещения узлов на величину "свободной" температурной деформации, определяемой по формуле (21) при $K_y = 1,0$, по одной из трех расчетных схем каркаса:

а) Одноэтажное промышленное здание без мостовых кранов с шарнирным сопряжением ригелей с колоннами. В этом случае величина расчетного изгибающего момента в месте заделки колонны в фундамент определяется по формуле:

$$M_{o-1} = \frac{3 \Delta B_{5T}}{H^2_{o-1}}, \qquad (27)$$

Максимально возможная длина температурного блока:

$$L_{5a} = \frac{2 M_p H^2_{o-1}}{3 \Delta' B_{5T}}, \qquad (28)$$

где:
$$M_p = M - M_g - N_{1-0} y_к, \tag{29}$$

$$y_к = 0.5 L_{бл} \Delta', \tag{30}$$

В формулах (27)-(30):

$B_{бт}$ - приведенная жесткость колонны без трещин;

H_{1-0} - высота колонны;

Δ' - величина перемещения верха колонны, определяемая по формуле (2I) при y = I;

M_g и M - изгибающие моменты в месте заделки колонны в фундамент от внешней нагрузки и расчетный, который может воспринять нижняя часть колонны (согласно п. 1.6);

$y_к$ - перемещение верха расчетной колонны от температурных деформаций;

N_{1-0} - продольное усилие в колонне.

Определение длины температурного блока по формуле (27) производится методом последовательных приближений. В первом приближении длина блока определяется без учета смещения верха колонн (при $y_к$ = 0).

б) Одноэтажное промышленное здание, оборудованное мостовыми кранами, с шарнирным сопряжением ригелей и подкрановых балок с колоннами (рис.Iб). Усилия в колоннах от вынужденных температурных перемещений определяются по формулам:

$$M_{0-1} = \frac{6 B_{1-0} \Delta_1}{H_{1-0}^2} \cdot \left[1 - \frac{1 + \dfrac{B_{1-2} \Delta_2' H_{1-0}^2}{2 B_{1-0} \Delta_1 H_{1-2}^2}}{2\left(1 + \dfrac{B_{1-2} H_{1-0}}{B_{1-0} H_{1-2}}\right)} \right], \tag{3I}$$

$$M_{1-2} = \frac{6 B_{1-0} \Delta_1}{H_{1-0}^2} \left[1 - \frac{1 + \dfrac{B_{1-2} \Delta_2' H_{1-0}^2}{2 B_{1-0} \Delta_1 H_{1-2}^2}}{1 + \dfrac{B_{1-2} H_{1-0}}{B_{1-0} H_{1-2}}} \right], \tag{32}$$

$$\Delta_2' = \Delta_2 - \Delta_1, \tag{33}$$

где: M_{0-1}, M'_{1-2} - изгибающие расчетные моменты соответственно в нижней и верхней части колонны;

B_{1-0}, B_{1-2} - приведенная жесткость сечения соответственно нижней и верхней части колонны;

Δ_1 и Δ_2 - вынужденные перемещения колонны соответственно на уровне верха первого и второго яруса.

в) Многоэтажные промышленные и гражданские здания с железобетонным каркасом и шарнирным соединением ригелей с колоннами.

Усилия в колоннах определяются по формулам:

- в колоннах нижнего I -го) этажа в уровне защемления в фундаменте:

$$M_{0-1} = \frac{6B_{1-0}\,\Delta_1}{H_{1-0}^2(2-K)}, \qquad (34)$$

- в уровне перекрытия первого этажа

$$M_{1-0} = M_{0-1}\,K, \qquad (35)$$

- для колонн остальных ярусов каркаса в уровне перекрытия n -го этажа

$$M_n = \frac{H_n M_{1-0}}{H_{зд} - H_{1-0}}, \qquad (36)$$

Величина коэффициента К определяется по формулам:

- для двухэтажного здания

$$K = \frac{3(i_2 + 4i_p)}{2i_1 + 3(i_2 + 4i_p)}, \qquad (37)$$

- для многоэтажных зданий

$$K = \frac{12(i_2 + 4i_p)}{7i_1 + 12(i_2 + 4i_p)}, \qquad (38)$$

где: i_1 и i_2 - погонные жесткости колонн первого и второго этажей;

i_p - полусумма погонных жесткостей ригелей, примыкающих к колонне в плоскости рассматриваемой рамы; при шарнирном опирании ригелей $i_p = 0$;

$H_{зд}$ - высота здания;

H_n - расстояние от верха здания до n -го этажа;

H_{1-0} - высота первого этажа.

I.5. Более точно расчет сборных каркасов многоэтажных зданий с ригелями бесконечной жесткости выполняется с помощью метода перемещений. Расчет сводится к определению усилий в регулярной раме, возникающих от смещения ее узлов. Угол поворота узла сопряжения нижнего ригеля с колонной равен:

$$x_1 = \frac{\Sigma M_i^{\circ}}{4\Sigma i} = \frac{M_{1-0}^{\circ} + M_{1-2}^{\circ}}{4(i_{1-0} + i_{1-2})}, \qquad (39)$$

где: i_{1-0} и i_{1-2} - относительные погонные жесткости колонн первого и второго ярусов;

M_{1-0}° и M_{1-2}° - изгибающие моменты, возникающие в колонне от смещения узла "I" (рис.2) при условии полного его защемления;

$$M_{1-0}^{\circ} = -6\frac{B_{1-0}}{H_{1-0}^2}\Delta_1, \qquad (40)$$

$$M_{1-2}^{\circ} = -3\frac{B_{1-2}}{H_{1-2}^2}(\Delta_2 - \Delta_1), \qquad (41)$$

Здесь: B_{1-0} и B_{1-2} - жесткости сечений колонн;
H_{1-0} и H_{1-2} - высоты колонн;
Δ_1 и Δ_2 - смещение узлов "I" и "2".

Изгибающие моменты в колоннах с учетом упругой заделки определяются по формулам:

$$M_{1-2} = -2i_{1-2}(2x_1) - M_{1-2}^{\circ}, \qquad (42)$$

$$M_{1-0} = -2i_{1-0}(2x_1) - M_{1-0}^{\circ}, \qquad (43)$$

$$M_{0-1} = -2i_{1-0}(x_1) - M_{0-1}, \qquad (44)$$

I.6. Изгибающий момент, который могут воспринять внецентренно сжатые колонны рамы, определяется в зависимости от высоты сжатой зоны сечения

$$x = \frac{N}{R_{пр}b}, \qquad (45)$$

а) при $2a' \leq x \leq x_{пр}$

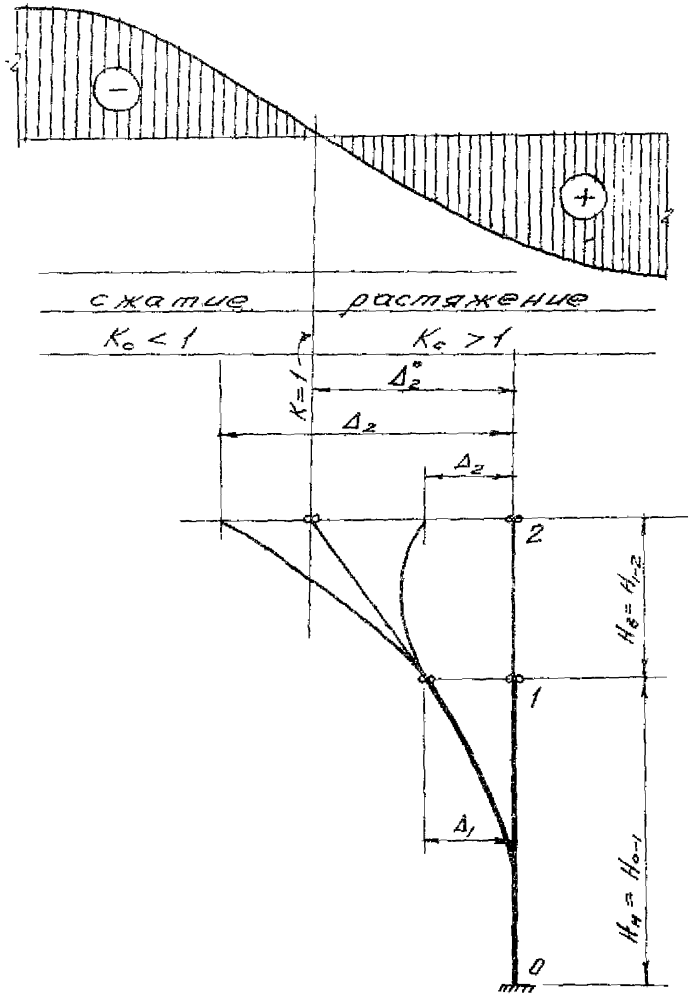


Рис.2 Изменение формы упругой оси 2-го яруса колонны продольного каркаса при действии температуры.

а - эпюра усилий в верхнем ригеле;
б - расчетная схема колонны.

$$M = Ne_0 = N(h_0 - 0.5x) + (R_a F_a - 0.5N)(h_0 - a'), \quad (46)$$

б) при $x \geq x_{пр}$.

$$M = Ne_0 = R_{пр} x_{пр} b(h_0 - 0.5x_{пр}) + (R_a F_a - 0.5N)(h_0 - a'), \quad (47)$$

в) при $x \leq 2a'$.

$$M = Ne_0 = (R_a F_a + 0.5N)(h_0 - a'), \quad (48)$$

где: $e_0 = \frac{M}{N}$, (49); $x_{пр} = \xi_{пр} h_0$, (50)

a' - толщина защитного слоя в сжатой зоне элемента.

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны сечения колонны из обычного тяжелого бетона

$$\xi_{пр} = \frac{1000 - 1.5 R_{пр}}{850 + 0.1 R_a}, \quad (51)$$

I.7. Жесткость сечений железобетонных элементов, в которых при расчетных внешних нагрузках и температурных усилиях появление трещин в растянутой зоне маловероятно, принимается равной:

$$B_{бт} = \frac{0.85 E_б J_{пр}}{C_б}, \quad (52)$$

где: $$J_{пр} = J_б + n J_a C_б, \quad (53)$$

$C_б$ - коэффициент, учитывающий влияние деформаций ползучести.

$$C_б = 0.5(1 + C), \quad (54)$$

Здесь: величина C принимается по таблице 4.

Таблица 4

Режим эксплуатации конструкций	C
При средней относительной влажности воздуха 40% и ниже	3
При средней относительной влажности воздуха выше 40%	2

I.8. Расчет сборных железобетонных каркасов (рис.2) следует выполнять в такой последовательности:

I. Определить температурные деформации Δ_1 и Δ_2 по формуле (27), принимая в первом приближении

- для ригеля первого яруса $K_{c1} = 0,6$ /2/,
- для ригеля второго яруса $K_{c2} = 1,0$

2. Определить отклонение верха колонны Δ_2^o из условия отсутствия верхнего ригеля

$$\Delta_2^o = \frac{3\left(\frac{2}{3}H_{1-0} + H_{1-2}\right)}{2H_{1-0}}\Delta_1, \qquad (55)$$

3. Определить коэффициент сборности

$$K_{c2}^o = \frac{\Delta_2^o}{\Delta_2}, \qquad (56)$$

В случае, если величина $K_{c2}^o \geq 1,00$, то расчет колонны на действие температуры производится как для одноярусной системы, изгибающий момент в нижнем сечении которой равен:

$$M_{0-1} = -3\frac{B_{1-0}}{H_{1-0}^2}\Delta_1, \qquad (57)$$

В случае, если величина $K_{c2}^o < 1,00$, то во втором приближении для определения деформаций Δ_1 и Δ_2 следует принимать коэффициенты сборности $K_{c1} = 0,6$ и $K_{c2} = K_{c2}^o$.

После определения температурных усилий колонны пространственного железобетонного каркаса здания должны быть рассчитаны на косое внецентренное сжатие от совместного действия всех нагрузок (включая действие температуры) по методике /3/.

II. Примеры расчета

Пример I. Определить усилия в колоннах сборного железобетонного продольного каркаса одноэтажного промышленного здания от действия температуры окружающей среды.

Район строительства - г.Дебальцево, УССР.

Здание блока цехов длиной 240 метров проектируется без температурных швов (рис.3).

Колонны каркаса сборные железобетонные двухветвевые из бетона марки 300.

Сечение подкрановой части колонны, приведенное в продольном направлении к прямоугольному, равно 70х50 см, надкрановой - 58х50 см.

Продольная арматура из стали класса А-II. Суммарная площадь арматуры в нижнем сечении одной ветви F_a = 29,4 см^2.

Требуется определить изгибающие моменты в крайних колоннах ряда "Б" от изменения температуры окружающей среды в период эксплуатации здания.

$\Delta t^{\circ} = +30^{\circ}C$ - расчетное изменение температуры, принятое по технологическому заданию на проектирование /I/.

I. Определяем жесткость сечения колонн без учета трещин /2/:

$$B_{бт}^{в} = \frac{0,85 E_б J_{пр}^{в}}{C_б} = \frac{0,85 \cdot 260000 \cdot 622500}{I,5} = 0,9I \cdot I0^{II} \text{ кгс.см}$$

$$B_{бт}^{н} = \frac{0,85 E_б J_{пр}^{н}}{C_б} = \frac{0,85 \cdot 260000 \cdot 754000}{I,5} = I,II \cdot I0^{II} \text{ кгс.см}$$

2. Определяем смещение узлов крайней колонны при расчетном перепаде температуры $\Delta t^{\circ} = +30^{\circ}C$

а) На уровне нижнего ригеля (при $K_{c1} = 0,6$)

$$\Delta_1 = \alpha_{бт} \Delta t^{\circ} y K_{c1} = I0^{-5} \cdot 30^{0} \cdot I2000 \cdot 0,6 = 2,I6 \text{ см}$$

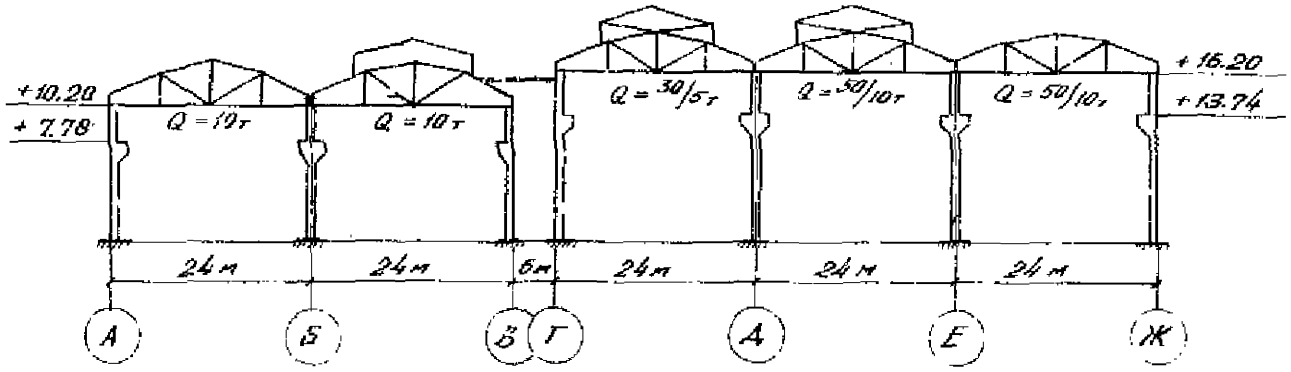
б) На уровне верхнего ригеля (при $K_{c2} = I,0$)

$$\Delta_2 = \alpha_{бт} \Delta t^{\circ} y K_{c2} = I0^{-5} \cdot 30^{0} \cdot I2000 \cdot I,0 = 3,60 \text{ см}$$

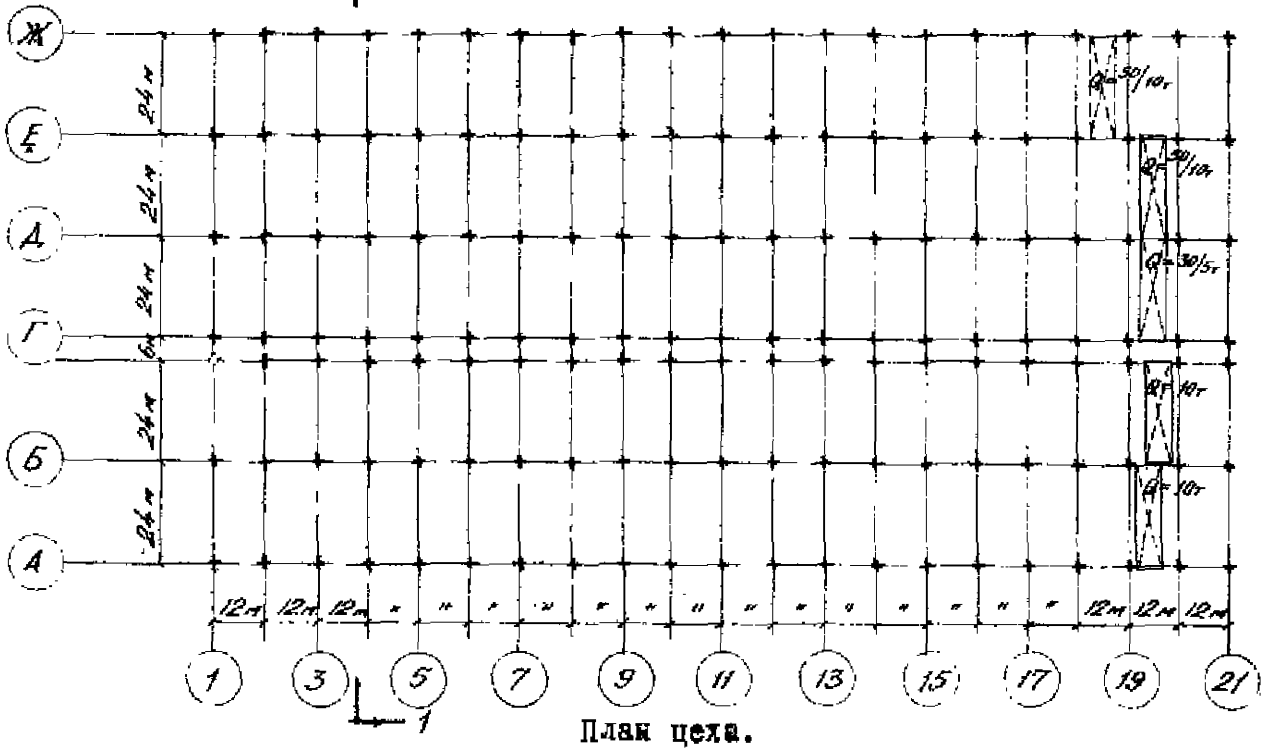
в) Отклонение от вертикали верха колонны при отсутствии верхнего ригеля

$$\Delta_2^{o} = 3 \frac{\left(\frac{2}{3} H_{1-0} + H_{1-2}\right) \Delta_1}{2 H_{1-0}} = \frac{3\left(\frac{2}{3} 6,4 + 3,8\right)}{2 \cdot 6,40} 2,I6 = 4,05 \text{ см}$$

3. Определяем фактический коэффициент сборности при смеще-



1 — 1 Разрез I - I



План цеха.

Рис.3 Блок цехов ДЭРМО.

нии узла "2" на величину $\Delta_2^0 = 4{,}05$ см.

$$K_{c2}^0 = \frac{\Delta_2^0}{\Delta_2} = \frac{4{,}05}{3{,}60} = 1{,}12 \quad > \quad K_{c2} = 1{,}0$$

Следовательно, податливость стыков только частично реализуется и усилие в верхнем ригеле равно нулю, а изгибающие моменты в нижнем сечении колонны следует определять по формуле (27)

$$M_{0-1} = -3\,\frac{B_{бт}^{н}}{H_{1-0}^{2}}\,\Delta_1 = -3\,\frac{1{,}11 \cdot 10^{11}}{6{,}4^2 \cdot 10^4}\,2{,}16 = -17{,}70$$

4. Расчет одной ветви колонны на косое внецентренное сжатие выполнялся по методике /3/ на усилия:

а) продольное в ветви колонны с учетом перегрузки и от изгибающего момента в плоскости поперечного каркаса здания

$$N_{0-1} = 71\text{т}; \qquad M_y = 6{,}30\ \text{тм}$$

б) изгибающего момента в плоскости продольного каркаса:

$$M_x = \frac{17{,}70}{2} = 8{,}85\ \text{тм}$$

5. Производится проверка прочности нижнего сечения колонны на косое внецентренное сжатие по методике /3/.

Предельные изгибающие моменты при заданном сечении бетона и арматуры и марке бетона М-300 по графикам (рис.36)/3/ равны $M_x^0 = 30{,}7 \cdot 10^5$ кгс.см и $M_y = 19{,}4 \cdot 10^5$ кгс.см.

Напряженное состояние характеризуется отношением расчетных изгибающих моментов к предельным

$$\frac{M_x}{M_x^0} = \frac{8{,}85}{30{,}7} = 0{,}288; \qquad \frac{M_y}{M_y^0} = \frac{6{,}30}{19{,}4} = 0{,}325$$

Прочность сечения колонны проверяем по графикам, приведенным на рис.36 /3/ с характеристиками $\alpha = 0{,}2$ и $\alpha = 0{,}4$. На обоих графиках точка с координатами 0,288 и 0,325 лежит внутри области, ограниченной кривыми $n = 0{,}237$ и осями координат.

Следовательно, прочность сечения обеспечена.

Пример 2. Определить температурные усилия в железобетонных колоннах продольного каркаса учебно-лабораторного корпуса Харьковского авиационного института.

Здание 5-ти этажное с размерами в плане 90x16,5 метров. Сетка колонн (6+4,5+6)x6 метров.

Общий вид продольного каркаса приведен на рис.4.

Конструкции сборного каркаса типовые по серии ИИ-04. Колонны сечением 400x400 из бетона М-400.

Арматура колонны из стали класса А-Ш; $F_a = F_a' = 12{,}56$ см^2, $\Sigma F_a = 25{,}12$ см^2.

Расчет каркаса выполняется для стадии строительства.

Определим усилия в нижнем сечении колонн с координатами Г-5, Г-20 от действия температуры.

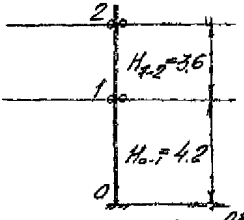
Расчетные перепады температуры /2/:

$$\Delta t^{т} = +39^{\circ}C, \qquad \Delta t^{ж} = -41^{\circ}C$$

Смещение узлов "1" и "2" от действия температуры

$$\Delta_1 = \alpha_{бт}\,\Delta t^{ж}\,y\,K_{c1} = 10^{-5}.41^{\circ}.4200.0{,}6 = 1{,}03 \text{ см}$$

$$\Delta_2 = \alpha_{бт}\,\Delta t^{ж}\,y\,K_{c2} = 10^{-5}.41^{\circ}.4200.1{,}0 = 1{,}73 \text{ см}$$



Продольное усилие в колонне от вертикальной постоянной нагрузки

$$N_{0-1} = 36т$$

Определение жесткости сечения колонны без трещин по /3/

$$C_б = 0{,}5(1+C) = 0{,}5(1+2) = 1{,}5$$

$$B_{бт} = \frac{0.85 E_б J_{пр}}{C_б} = \frac{0{,}85.330000.40^4}{1{,}5.12} = 4{,}0.10^{10} \text{ см}^2\text{кгс}$$

а) Расчетные изгибающие моменты в колонне при условии полного защемления в узле "1" и шарнира в узле "2"

$$M^{o}_{0-1} = -6\frac{B_{бт}}{H^2_{0-1}}\Delta_1 = -6\,\frac{4.10^{10}}{4{,}2^2.10}\,1{,}03 = -14{,}10^5 \text{ кгс.см}$$

$$M^{o}_{1-2} = -3\frac{B_{бт}}{H^2_{1-2}}(\Delta_2-\Delta_1) = -3\,\frac{4.10^{10}}{3{,}6^2.10^4}\,(1{,}73-1{,}03) = -6{,}90.10^5 \text{кгс.см}$$

б) Относительные погонные жесткости стержней

$$i_{0-1} = 1{,}0; \qquad i_{1-2} = \frac{H_{0-1}}{H_{1-2}}\,0{,}75 = \frac{4{,}2}{3{,}6}\,0{,}75 = 0{,}88$$

в) Угол поворота узла "1"

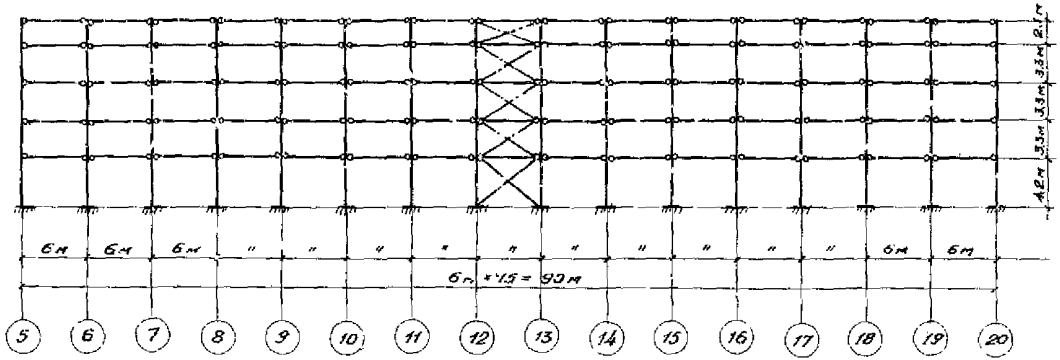


Рис.4 Схема продольного каркаса здания учебно-лабораторного корпуса ХАИ.

$$X_1 = \frac{(M^o_{1-0} + M^o_{1-2})}{4(i_{0-1} + i_{1-2})} = \frac{-14,10-6,90}{4(1+0,88)} = -2,78$$

г) Определяем расчетные изгибающие моменты в колонне с учетом угла поворота узла "I" с помощью метода перемещений

$$M_{0-1} = -2i_{1-0}(-X_1) + M^o_{0-1} = -2.1,0(-2,78)-14,10 = -8,54\text{тм}$$

$$M_{1-0} = -2.i_{1-0}(-2X_1) + M_{1-0} = -2.1,0(-2.2,78)-14,1 = -2,98\text{тм}$$

$$M_{1-2} = -2.i_{1-2}(-2X_1) + M^o_{1-2} = -2.0,88(-2.2,78)-6,9 = -2,98\text{тм}$$

д) Определяем смещение узла "I" при отсутствии ригеля второго яруса

$$\Delta^o_2 = \frac{3(\frac{2}{3}H_{1-0} + H_{1-2})}{2H_{1-0}} = \frac{3(\frac{2}{3}4,2+3,6)}{2.4,2} 1,03 = 2,36\text{см}$$

е) Уточняем величину коэффициента податливости стыков ригеля второго яруса

$$K^o_{c2} = \frac{\Delta^o_2}{\Delta_2} = \frac{2,36}{1,73} = 1,36 \qquad < \frac{1}{K_{c1}} = \frac{1}{0,60} = 1,67$$

$$> K_{c2} = 1,0 :$$

Следовательно, податливость стыков ригеля второго яруса реализована частично и изгибающие моменты в нижнем сечении колонны первого яруса следует определять по формуле (57)

$$M_{0-1} = -3\frac{B_{бт}}{H^2_{1-0}}\Delta_1 = -3\frac{4.10^{10}}{4,2^2.10^4} 1,03 = -7,04\text{тм}$$

ж) Расчет колонны на косое внецентренное сжатие от совместного действия внешних нагрузок и температуры окружающей среды выполняем по методике [3]

N_{0-1} = 36т -вертикальная нагрузка на колонну от собственного веса каркаса и перекрытий.

$M_y = \frac{M_{y1,p}}{2} = \frac{5,50}{2} = 2,75\text{тм}$ - изгибающий момент в нижнем сечении колонны в плоскости поперечного каркаса здания, принятый равным половине момента в опорном сечении ригеля первого яруса от веса перекрытия.

Где: $M_{y1,p}$ = 5,50тм - максимально возможный изгибающий момент в опорном сечении ригеля первого этажа, зависящей от конструкции стыка, принятой в серии ИИ-04 [4].

M_x = 7,04тм - изгибающий момент в нижнем сечении колонны, в плоскости продольного каркаса от действия температуры.

$M^o_y = M^o_x$ = 21,20тм - предельные значения изгибающих моментов, полученные на косое внецентренное сжатие по методике [3],

при продольном усилии N_{0-1} = 36т и характеристиках сечения

$$n_1 = \frac{N_{0-1}}{R_{пр.в.}\, b.h} = \frac{36000}{225.40.40} = 0,10;$$

$$\alpha = \frac{R_a \Sigma F_a}{R_{пр.в.}\, b.h} = \frac{3400.25,12}{225.40.40} = 0,237$$

По графикам 36а и 36б [3] для значений $\alpha = 0,2$ и $\alpha = 0,4$, находим, что точка с координатами:

$$\frac{M_x}{M_x^o} = \frac{7,04}{21,20} = 0,330 \quad \text{и} \quad \frac{M_y}{M_y^o} = \frac{2,75}{21,20} = 0,130$$

расположена внутри области, ограниченной кривой $n_1 = 0,10$ и осями координат "Х" и "У".

Следовательно, прочность сечения колонны обеспечена.

Глава II

РАСЧЕТ СПЛОШНЫХ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

I. Основные положения методики расчета

2.I. Расстояния между температурно-усадочными швами в сплошных конструкциях должны устанавливаться расчетом /5/.

2.2. Расчет сплошных бетонных и железобетонных конструкций на действие температуры окружающей среды и усадки бетона следует выполнять раздельно для периодов строительства и эксплуатации. При этом в первом случае определяются расстояния между рабочими швами бетонирования, т.е. определяется максимальная величина температурного блока, который может бетонироваться без швов, а во втором случае расстояния между постоянными температурно-усадочными швами.

2.3. Расчет сплошных бетонных и железобетонных конструкций следует производить только на случай понижения температуры, так как при этом в сооружении возникают продольные растягивающие напряжения, которые могут быть причиной раскрытия поперечных трещин.

2.4. В целях максимального упрощения расчета сплошные сооружения большой протяженности при расчете на действие температуры окружающей среды следует рассматривать, как центрально растянутый брус, свободно лежащий в грунте, температурные напряжения в котором возникают от сопротивления среды изменению его размеров вследствие равномерного охлаждения и влияния усадки бетона.

2.5. В методике расчета приняты следующие допущения:

а) сечения после деформирования остаются плоскими;

б) допускается принцип наложения деформаций при расчете на совместное действие внешних нагрузок и температуры;

в) сопротивление грунта перемещениям сооружения учитывается с помощью нормативных значений характеристик грунта γ'' и C, приведенных в действующих нормах проектирования /6/.

2.6. Методика расчета, разработанная в развитие норм /5/, не распространяется на сооружения, перечисленные в п.I.I (примечание I) указанных норм /5/, а также на сооружения, возводимые на скальных грунтах.

2.7. Температурно-усадочные напряжения, возникающие при охлаждении бетонного или железобетонного бруса со свободными торцами изменяются по экспоненциальной кривой (рис.5б), заменяемой без большой погрешности трапециодальной эпюрой (рис.5в).

Определение расстояний между температурно-усадочными швами заключается в определении наименьшей длины, при которой сооружение со свободными торцами может быть разорвано силами трения, задерживающими свободное развитие температурно-усадочных деформаций сооружения в период понижения температуры.

Следовательно, разрезка сооружения швами должна производиться в тех местах, где растягивающие напряжения не могут быть восприняты поперечным сечением бруса.

Таким образом, задача сводится к определению величины температурного блока, при которой максимальные температурно-усадочные напряжения не превышали бы заданной величины.

2.8. Максимальные температурно-усадочные напряжения, возникающие в средней части бруса большой протяженности (участок "б" на рис.5а) определяются по формуле:

$$\sigma_{бетон} = \frac{(\alpha_{бт} \Delta t^{x} + \Delta_{y}) E_{б} K_{c}}{C_{б}}, \qquad (58)$$

где: $\alpha_{бт}$ - коэффициент линейного расширения бетона;

Δt^{x} - расчетный перепад температуры в холодное время года /I/;

Δ_{y} - относительные усадочные деформации, определяемые по методике /2/;

$E_{б}$ - начальный модуль деформации бетона;

K_{c} - коэффициент, учитывающий податливость стыков, принимаемый по таблице 4.

Таблица 4

Коэффициенты K_{c}

№№ пп	Конструкции	K_{c}
I.	Монолитные и сборно-монолитные сплошные	I,0
2.	Сборные сплошные с податливыми стыками (выполненными путем сварки стальных закладных деталей)	0,6
3.	Сборные сплошные при отсутствии в стыках анкерных связей, воспринимающих растягивающие усилия	0,0

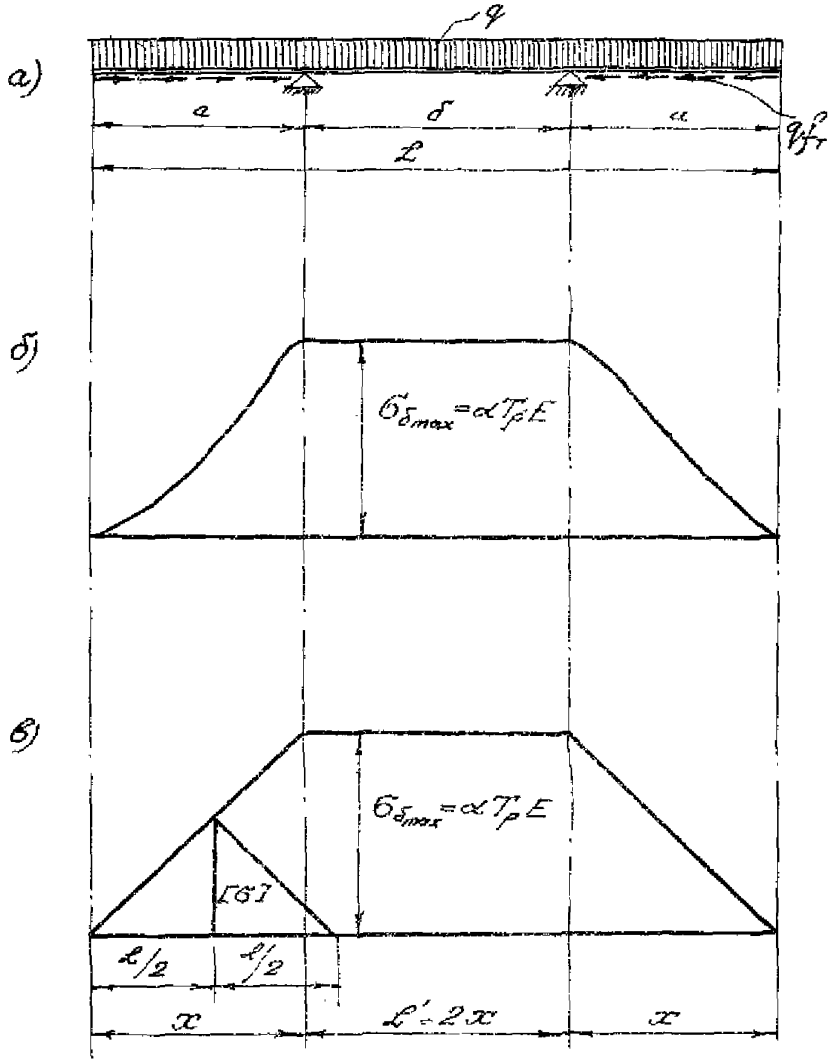

а)
q
a
δ
a
q_{fr}
ℓ
б)
$\sigma_{\delta max} = \alpha T_p E$
в)
$\sigma_{\delta max} = \alpha T_p E$
[σ]
ℓ/2
ℓ/2
x
ℓ' = 2x
x

Рис. 5

2.9. В случае, если $\sigma_{б\,max} \geq R_{р\,н}$ и трещины недопустимы, расстояния между постоянными температурно-усадочными швами в бетонных и железобетонных сплошных конструкциях (бетонируемых без перерывов) определяются по формуле:

$$L = \frac{2 F_б R_{р\,н}}{(q+2W) tg \varphi^н + 6C^н + 2HC_1^н}, \qquad (59)$$

При бетонировании конструкций с перерывами расстояния между рабочими швами бетонирования допускается определять по формуле (59), полученной при расчетном сопротивлении бетона разрыву, равном 0,25 $R_{р\,н}$ (равным сцеплению "старого" бетона с "новым") и при соблюдении правил производства бетонных работ /7/

$$L_б = \frac{F_з R_{р\,н}}{2(\delta F_з tg \varphi^н + 6C^н)}, \qquad (60)$$

где: $R_{р\,н}$ – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний второй группы, принимаемое по /5/;

q – вертикальная нагрузка на 1см длины сооружения (кгс/см);

W – горизонтальное реактивное давление грунта на продольные наружные стены сооружения (кгс/см);

$б$ – ширина подошвы сооружения (см);

H – высота продольных стен сооружения (см);

$\varphi^н$ – нормативное значение угла внутреннего трения грунта, принимаемое по данным инженерно-геологических исследований (град);

$C^н$ – нормативное удельное сцепление грунта под подошвой сооружения, принимаемое по данным инженерно-геологических исследований;

$C_1^н$ – то же грунта обратной засыпки пазух;

δ – объемный вес бетона.

2.10. Если в сооружении $\sigma_{б\,max} > R_{р\,н}$ и трещины допустимы, но устройство температурно-усадочных швов нежелательно, в конструкции должна быть установлена противоусадочная продольная арматура и проверена ширина раскрытия поперечных трещин.

Минимальный процент противоусадочной арматуры определяется по формуле:

$$\mu_{min} = \frac{5 R_{пр}}{R_a}, \qquad (61)$$

где: $R_{пр}$ - призменная прочность бетона на осевое сжатие;
R_a - расчетное сопротивление арматуры растяжению.

Максимально возможная ширина раскрытия температурно-усадочных поперечных трещин (в момент появления первой трещины) определяется по формуле:

$$a_T = \eta \frac{R_a}{E_a} 20(3.5 - 100\mu)\sqrt[3]{d}, \qquad (62)$$

Ширина раскрытия температурно-усадочных трещин при эксплуатации конструкции определяется по формуле:

$$a_{Tэ} = 20 C_0 \eta (\alpha_{\pi} \Delta t^{x} + \Delta y)(3.5 - 100\mu)\sqrt[3]{d}, \qquad (63)$$

где: C_0 - коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки и принимаемый равным I,25;
μ - коэффициент армирования, принимаемый равным отношению площади растянутой арматуры ко всей площади бетона, но не более 0,02;
η - коэффициент, учитывающий влияние вида рабочей арматуры
для стержней периодического профиля η = I;
для круглых (гладких) стержней η = I,3;
d - диаметр стержней растянутой арматуры, в мм.

2.II. Если сплошные сооружения расположены ниже уровня промерзания грунта или в отапливаемых помещениях, то устройство постоянных температурно-усадочных швов не требуется. Монолитные конструкции в этом случае следует рассчитывать на действие температуры только в стадии строительства для определения расстояний между швами бетонирования.

II. Примеры расчета

Пример I. Рассчитать на действие температуры горизонтальные отстойники блока очистных сооружений Харьковского водопровода из канала Днепр-Донбасс.

Блок очистных сооружений представляет собой одноэтажное отапливаемое здание с размерами в плане 468x168 метров, в средней части которого расположены десять горизонтальных отстойников с размерами в плане 96x36 метров каждый (рис.6).

Конструкции отстойника запроектированы из бетона М-200. Отстойники являются сплошными железобетонными сооружениями с монолитными стенами и днищем; покрытие запроектировано из сборных железобетонных плит.

Расчет выполняется для стадии строительства и эксплуатации.

Расчет отстойника, находящегося в эксплуатации

Минимальная температура воды в отстойнике и воздуха в помещении по заданию на проектирование $t^{вн} = +5^0C$.

Начальная температура по /I/

$$t_0^T = 0,8\, t_{VII} + 0,2\, t_I = 0,8.20^0+0,2(-5^0) = +15^0C$$

Расчетная температура зимой /I/

$$\Delta t^x = t^{вн} - t_0^T = +5^0 - 15^0 = -10^0C$$

Максимальные растягивающие напряжения в стенках и днище отстойника определяются по формуле (58) при $\Delta_y = 0$ (влажная среда)

$$\sigma_{б\,max} = \frac{\alpha_б \Delta t^x E_б K_c}{C_б} = \frac{10^{-5}.10^0.2,40.10^5.1,0}{1,5} = 16 \text{ кгс/см}^2$$

$$> R_{рп} = 11,50 \text{кгс/см}^2$$

где: $K_c = 1,0$ (монолитные конструкции);

$C = 2,0$ (влажные условия);

$C_б = 0,5(1+C) = 0,5(1+2) = 1,50$.

Так как $\sigma_{б\,max} > R_{рп}$, требуется постановка противоусадочной арматуры в количестве, определяемой по формуле (61)

$$\mu_{min} = \frac{5R_{рп}}{R_a} = \frac{5,90}{2700} = 0,167\%$$

Площадь сечения арматуры на 1м высоты стенки толщиной $h = 30$ см ($h_0 = 26$ см)

$$F_a = 0,167.26 = 4,35 \text{ см}^2$$

Принимаем двойную арматуру ⌀8 А-II с шагом 200мм

$$F_a = 5,03 \text{ см}^2 (10⌀8 \text{ А-II}) > 4,35 \text{ см}^2,$$

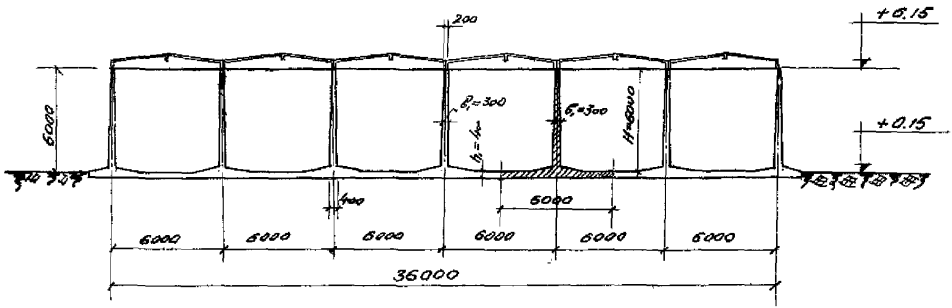


Рис.6 Горизонтальный отстойник.
Поперечный разрез I-I.

что составляет: $\mu = \frac{5,03}{100.26} 100 = 0,193\%$

Площадь арматуры на 1м ширины днища при $h = 400$ мм ($h_0 = 36$ см)

$$F_a = \frac{0,167.100.36}{100} = 6,03 \text{ см}^2$$

Принимаем двойную арматуру ⌀10 А-П с шагом 250 мм

$$F_a = 6,28 \text{ см}^2 (8 \text{ ⌀ } 10 \text{ А-П})$$

$$\mu = \frac{6,28}{100.36} 100 = 0,175\%$$

Ширину раскрытия трещин для периода эксплуатации определяем по формуле (63)

$$a_{тэ} = 20 C_0 \eta \alpha_{\delta 1} \Delta t^{x} (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d},$$

$$= 20.1,25.1,30.10^{-5}.10^{0}(3,5-100.0,00175) \sqrt[3]{10} =$$

$$= 0,0233 \text{ мм} < [a_{тэ}] = 0,100 \text{ мм} \quad /5/.$$

Расчет отстойника в стадии строительства

Рассчитывается полоса шириной $b = 6,0$м и длиной $< = 96$м.
Средняя толщина стенки $h = 30$см; $h_0 = 26$ см.
Толщина днища $h = 40$ см; $h_0 = 36$ см.
Сечение полосы $F_б = 0,3.6+0,4.6 = 4,20$ м^2
$\gamma = 2,4$ Т/м^3.

Основанием являются суглинки с характеристиками:
$\varphi^{н} = 28^0$, $C^{н} = 0,15$ кгс/см^2.

Расстояния между швами бетонирования, гарантирующие отсутствие усадочных трещин в период строительства, определяем по формуле (60)

$$L_в = \frac{F_б R_{рп}}{2(\gamma F_б tg\varphi^{н} + C^{н} b)} = \frac{4,2.10^4.11,5}{2(0,0024.4,2.10^4.0,577+6.10^2.0,15)}$$

$$= 19,8.10^2 \text{ см} \backsim 20 \text{ метров.}$$

Пример 2. Рассчитать на действие температуры конструкции блока емкостных сооружений промышленного предприятия. Место строительства г.Грозный.

Блок емкостных сооружений представляет собой железобетонный открытый горизонтальный отстойник с размерами в плане 72х112,5 м., состоящий из 8 продольных секций шириной 9 метров.

Общий вид сооружения приведен на рис.7.

Днище отстойника монолитное железобетонное из бетона М-200. Толщина 160 мм. Стенки сборные из железобетонных панелей переменной толщины от 120 до 380 мм. Кроме того, в днище имеются "шпоры" (поперечные каналы для стока жидкости), исключающие перемещение сооружения по грунту и отстойник следует рассчитывать, как сооружение с защемленными торцами, в котором максимальные температурные напряжения не зависят от длины сооружения.

В период эксплуатации возможно опорожнение отдельных секций в различных комбинациях и в любое время года. Поэтому по классификации /5/ блок емкостных сооружений относится к открытым сплошным железобетонным конструкциям. Расчетным случаем для периода эксплуатации является такой, когда одна или несколько секций опорожнены, а остальные заполнены жидкостью.

Расчет днища на вертикальные нагрузки выполнялся проектной организацией и в данной работе не приводится.

Начальная температура определяется по /1/

$$t_o^T = 0{,}8\ t_{VII} + 0{,}2\ t_I = 0{,}8 \cdot 25 + 0{,}2(-5) = +19^0C$$

Расчетная минимальная температура

$$t^x = t_I - A_I - 6^0 = -5^0 - 15^0 - 6^0 = -26^0C$$

Расчетный перепад температуры наружного воздуха

$$\Delta t^x = t^x - t_o^T = -26^0 - 19 = -44^0C$$

Максимальные растягивающие напряжения в бетонном днище определим по формуле (59), при $A_y = 0$ (влажная среда) и $C_\delta = 1{,}5$ /4/)

$$\sigma_{бетон} = \frac{\alpha_{бт}\,\Delta t^x E_\delta}{C_\delta} = \frac{10^{-5} \cdot 44^0 \cdot 240000}{1{,}5} = 70{,}5\ кгс/см^2 >$$

$$> R'_{рп} = 11{,}5\ кгс/см^2$$

Необходима противоусадочная арматура в количестве:

$$\mu = \frac{\delta R_{пр}}{R_a} = \frac{5 \cdot 90}{2700} = 0{,}167\%$$

$$F_a = \delta\, h_o\, \mu_{min} = 100 \cdot 12{,}0 \cdot 0{,}00167 = 2{,}0\ см^2$$

Принимаем двойную арматуру ⌀8мм А-II с шагом 250 мм

$F_a = 4{,}02\ см^2 > 2{,}0\ см^2$

Ширина раскрытия трещин в период эксплуатации определяется по формуле (63)

$$a_{тр} = 20 \cdot 1{,}25 \cdot 1{,}3 \cdot 10^{-5} \cdot 44^0 (3{,}5 - 0{,}167) \sqrt[3]{8} = 0{,}095мм < [a_{тр}] = 0{,}10мм$$

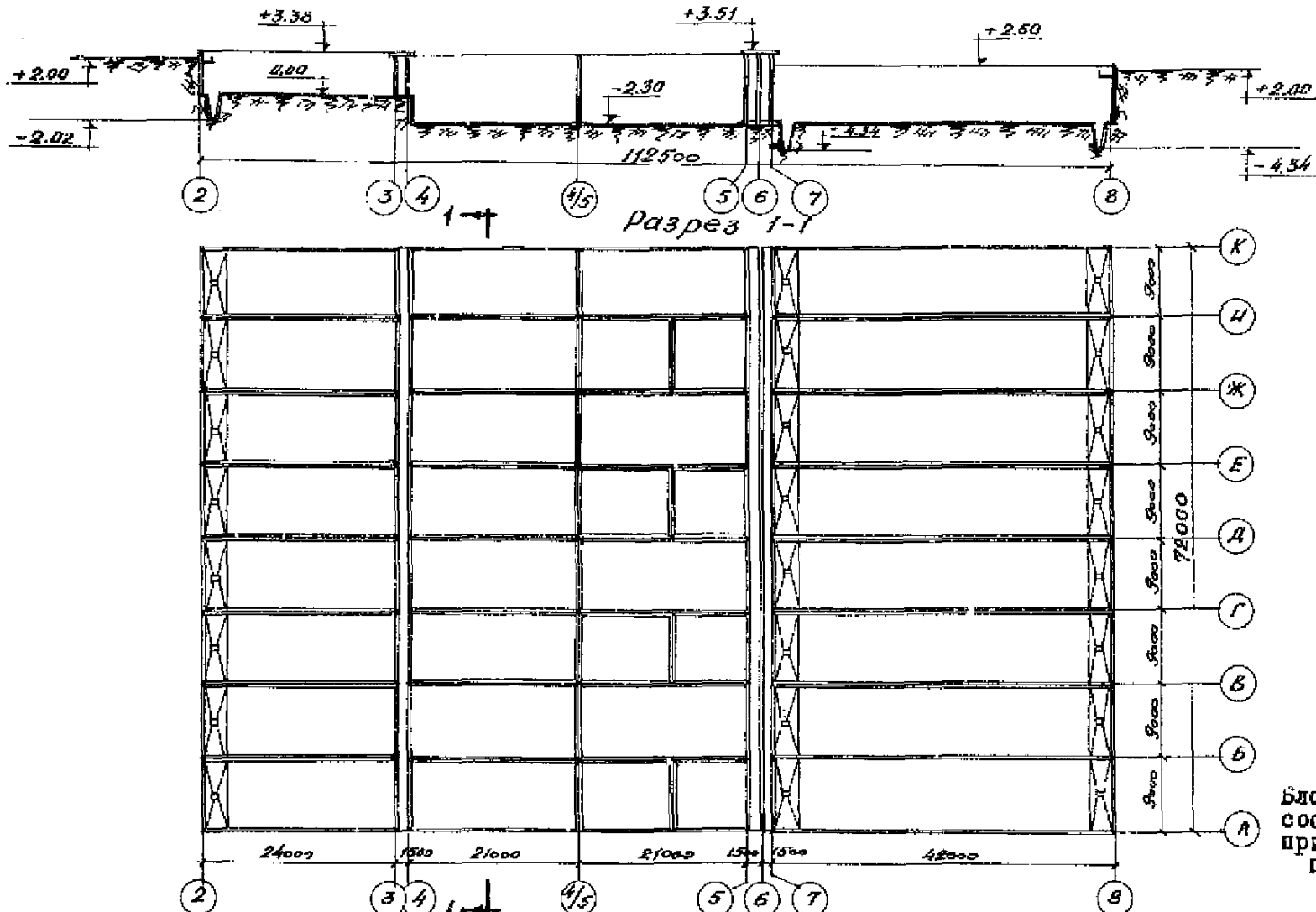


Рис. 7

Блок емкостных сооружений предприятия
п/я № А-1316

Приложение I

Температурный режим грунта для различных климатических районов СССР

При проектировании подземных сооружений и трубопроводов необходимы сведения о температуре грунта. Для приближенной оценки температуры грунта на глубине до 20 метров почти для всех районов, кроме высокогорных и районов вечной мерзлоты необходимые данные могут быть получены непосредственно из метеологических наблюдений.

Из анализа результатов многолетних наблюдений следует, что амплитуды колебаний сезонных температур грунта резко уменьшаются при удалении от дневной поверхности и уже на глубине 4 метров и более практически равны нулю, а температура практически не изменяется в течение года.

Кривые, построенные по данным метеорологических наблюдений, с достаточной для практики точностью могут быть апроксимированы экспоненциальной зависимостью вида:

$$t^{x}_{гр,h} = t_{гр,a} + (t_{I} - t_{гр,a}) e^{-\varkappa h} \qquad (64)$$

$$t^{т}_{гр,h} = t_{гр,a} + (t_{VII} - t_{гр,a}) e^{-\varkappa h}, \qquad (65)$$

$t^{x}_{гр,h}$; $t^{т}_{гр,h}$ – среднемесячная температура грунта соответственно в январе и июле месяцах на глубине h от дневной поверхности;

$t_{гр,a}$ – температура грунта на глубине $a \geq 4$ метра;

$\varkappa$ – коэффициенты, полученные при обработке натурных данных /8/;

h – глубина от дневной поверхности (в метрах).

В качестве примера кривые изменения температуры грунта для климатических условий г.Днепропетровска приведены на рис.8.

В таблице 5 приведены постоянные температуры грунта и коэффициенты "К" для различных климатических районов СССР.

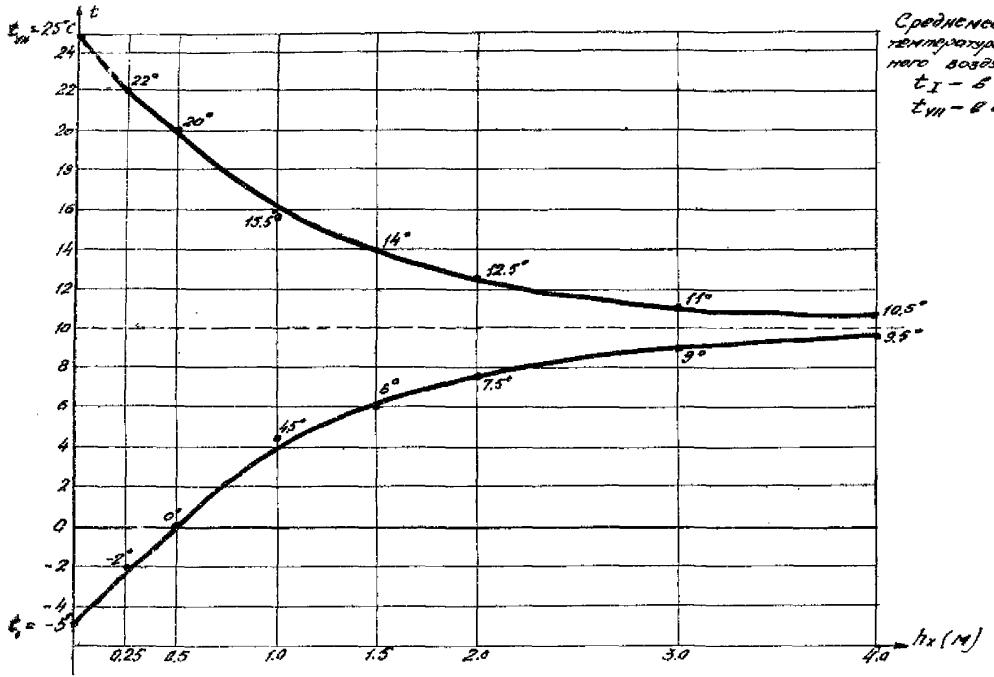


Рис.8 Температура грунта в районе г.Днепропетровска, УССР.

Таблица 5

Величины коэффициентов "К" и температуры грунта

№№ пп	Республики и области	Наименования населенных пунктов	Коэф. "К"	температура грунта на глубине $h \leq 4$м
I	2	3	4	5
I.	Московская обл.	Москва	0,6	+6
2.	Ленинградская область	Ленинград	0,7	+6
		Токсово	0,8	+5
		Кронштадт	0,9	+7
		Рощино	0,6	+5
		Павловск	0,8	+6
		Воейково	I,0	+6
3.	Новгородская область	Новгород	0,6	+7
		Старая Русса	0,6	+6
		Валдай	0,6	+6
4.	Псковская обл.	Дно	0,6	+6
5.	Пермская обл.	Пермь	I,0	+6
		Кубари	I,0	+6
		Березники	I,0	+6
6.	Свердловская область	Свердловск	I,2	+5
		Красноуфимск	I,2	+5
		Ивдель	I,4	+4
		Высокая Дубрава	I,2	+5
7.	Челябинская область	Челябинск	I,3	+5
		Троицк	I,3	+5
		Карталы	I,3	+5
8.	Башкирская АССР	Уфа	I,4	+7
		Стерлитамак	I,4	+7
		Кушнаренково	I,0	+7
9.	Курганская обл.	Курган	I,2	+5
		Шадринск	I,2	+5
		Варгаши	I,4	+5
		Макушино	I,4	+5
I0.	Карельская АССР	Петрозаводск	0,8	+5
		Медвежьегорск	0,8	+5
		Лоухи	0,8	+5
		Сортавала	0,8	+6

I	2	3	4	5
II.	Тувинская АССР	Кызыл	I,2	+3
I2.	Красноярский край	Красноярск	I,I	+3
		Тура	I,0	-I
		Ванавара	I,0	+2
		Туруханск	I,I	+3
		Вельмо	I,I	+4
		Енисейск	I,I	+5
		Минусинск	I,4	+5
		Солянка	I,4	+3
		Хакасская	I,0	+4
		Таштып	I,4	+3
I3.	Тюменская обл.	Березово	0,9	+3
		Няксимволь	I,0	+3
		Демьянское	I,4	+5
		Леуши	0,9	+5
		Тобольск	0,9	+5
		Викулово	I,2	+4
		Ялуторовск	0,8	+4
I4.	Омская обл.	Омск	I,3	+4
		Вассис	I,3	+5
		Тара	I,3	+5
		Большеречье	I,3	+4
		Тюкалинск	I,3	+4
		Исиль-Куль	I,4	+5
		Русская Поляна	I,3	+4
		Полтавка	0,9	+3
I5.	Казахская ССР			
а)	Кустанайская обл.	Тургай	0,9	+8
		Комсомолец	0,9	+5
		Пресногорьковка	0,7	+4
б)	Кокчетавская обл.	Кокчетав	I,0	+4
		Красноармейск	I,0	+5
		Рузаевка	I,0	+5
в)	Северо-Казахстан. обл.	Булаево	I,I	+4
г)	Целиноградская обл.	Целиноград	0,9	+4
		Атбасар	0,9	+6
д)	Павлодарская обл.	Павлодар	0,9	+5
		Михайловка	0,8	+4
		Коминтерновская	0,9	+4
е)	Гурьевская обл.	Бекмухамедова ставка	0,6	+I0
ж)	Уральская обл.	Уральск	I,4	+9
		Чапаево	I,4	+9
		Джанибек	I,4	+I0
		Калмыково	0,9	+9

I	2	3	4	5
з)	Карагандинская обл.	Караганда	I,I	+7
		Бет-Пак-Дала	I,0	+I0
и)	Семипалатинская обл.	Семиярка	I,4	+6
		Абай	0,8	+6
		Аягуз	0,6	+7
		Аксуат	I,0	+6
		Урджар	0,8	+9
к)	Восточно-Казахстанская обл.	Усть-Каменогорск	I,3	+7
		Катан-Караши	I,0	+6
		Саксаульская	0,7	+9
		Барса-Кельмес	0,6	+II
л)	Актюбинская обл.	Актюбинск	0,7	+7
м)	Чимкентская обл.	Чимкент	0,6	+I3
н)	Алма-Атинская обл.	Алма-Ата	0,6	+7
		Уш-Тобе	I,I	+I0
		Баканас	0,9	+II
		Панфилов (Джаркент)	I,I	+I2
		Сары-Джас	0,9	+6
о)	Джамбульская обл.	Мерке	0,6	+II
I6.	Украинская ССР	Киев	0,6	+8
		Харьков	0,9	+8
		Днепропетровск	0,9	+I0
		Херсон	0,6	+I2

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования (СНиП П-6-74).

2. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. М.,Стройиздат,1975.

3. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). М.,Стройиздат, 1977.

4. Байков В.Н.,Фролов А.К. Анализ деформируемости узлового соединения ригелей с колоннами. Ж."Бетон и железобетон" № 2,1978.

5. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. (СНиП П-21-75).

6. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. (СНиП П-15-74).

7. Бетонные и железобетонные конструкции. Правила производства и приемки работ (СНиП Ш-15-76).

8. Справочник по климату СССР. Выпуск 10, Л.,Гидрометиздат,1967.

Ответственный за выпуск канд.техн.наук Рунцо Н.П.
Подписано к печати 19.03.1982г. Заказ № 340 Тираж - 100
БЦ № 10148 формат 60/80-1/16 пл. объем бесплатно

Ротапринт Харьковского Промстройниипроекта,
Харьков, пл.Дзержинского,8.

gost.e-ecolog.ru