

СНиП 2.05.03-84\* Мосты и трубы  
СНиП 2.05.03-84\* Мосты и трубы (Приложения 1-20)  
[СНиП 2.05.03-84\\* Мосты и трубы \(Приложения 21-29\)](#)

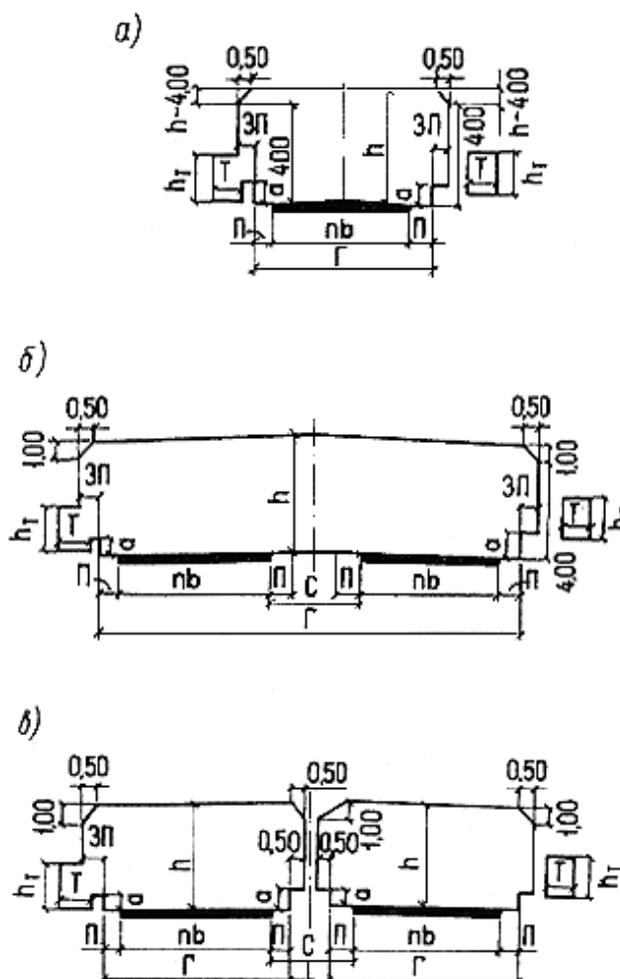
## Приложение 1\* Обязательное

### ГАБАРИТЫ ПРИБЛИЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ ОБЩЕГО ПОЛЬЗОВАНИЯ, ВНУТРИХОЗЯЙСТВЕННЫХ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ В КОЛХОЗАХ, СОВХОЗАХ И ДРУГИХ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЯХ И ОРГАНИЗАЦИЯХ, НА ВНУТРЕННИХ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ, А ТАКЖЕ НА УЛИЦАХ И ДОРОГАХ В ГОРОДАХ, ПОСЕЛКАХ И СЕЛЬСКИХ НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТАХ

1. Настоящее приложение устанавливает габариты приближения конструкций мостов - предельные поперечные очертания (в плоскости, перпендикулярной продольной оси проезжей части), внутрь которых не должны заходить какие-либо элементы сооружения или расположенных на нем устройств.

Примечание. Габариты условно обозначают буквой Г и числом (после тире), равным расстоянию между ограждениями.

2\*. Схемы габаритов приближения конструкций на автодорожных и городских мостах при отсутствии трамвайного движения приведены на черт.1, при этом левая половина каждой схемы относится к случаю примыкания тротуаров к ограждениям, правая - к случаю раздельного размещения тротуаров.



Черт.1. Схемы габаритов приближения конструкций на автодорожных и городских мостах

*a* - при отсутствии разделительной полосы; *б* - с разделительной полосой без ограждений;  
*в* - с разделительной полосой при наличии ограждений

Обозначения, принятые на схемах габаритов:

$h_b$  - общая ширина проезжей части или ширина проезжей части для движения одного направления;

$n$  - число полос движения и  $b$  - ширина каждой полосы движения принимаются:

для мостов на дорогах общего пользования - по табл.4 [СНиП 2.05.02-85](#), на внутрихозяйственных дорогах - по табл.1\* настоящего приложения;

на дорогах промышленных предприятий - по табл.24-26 [СНиП 2.05.07-91](#);

на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах - по табл.8 и 9 [СНиП 2.07.01-89\\*](#);

$h$  - габарит по высоте (расстояние от поверхности проезда до верхней линии очертания габарита), принимаемый для мостов на автомобильных дорогах:

общего пользования, внутрихозяйственных автомобильных дорогах и на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах - не менее 5,0 м;

промышленных предприятий - не менее высоты намеченных к обращению транспортных средств плюс 1 м, но не менее 5 м;

$\Pi$  - полосы безопасности (предохранительные полосы);

$C$  - разделительные полосы (при многополосном движении в каждом направлении), ширина которых равна расстоянию между кромками проезжих частей разного направления движения;

$3\Pi$  - защитные полосы, ширину которых, как правило, следует принимать равной 0,5 м, для деревянных мостов с ездой понизу - 0,25 м;

$\Gamma$  - расстояние между ограждениями проезда, в которое входит и ширина разделительной полосы, не имеющей ограждений;

$T$  - ширина тротуаров по п.1.64\*;

$h$  - габарит по высоте (расстояние от поверхности проезда до верхней линии очертания габарита), принимаемый для мостов:

на автомобильных дорогах I-III категорий, на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов - не менее 5,0 м;

на автомобильных дорогах IV и V категорий и на внутрихозяйственных автомобильных дорогах - не менее 4,5 м;

на автомобильных дорогах промышленных предприятий III-п и IV-п категорий - не менее высоты намеченных к обращению транспортных средств плюс 1 м, но не менее 5 м;

$a$  - высота ограждений проездов в соответствии с указаниями п.1.65\*;

$h_T$  - габарит по высоте на тротуарах, принимаемый не менее

2,5 м.

3. Габариты по ширине мостов, расположенных на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных дорогах в колхозах, совхозах и других сельскохозяйственных предприятиях и организациях, дорогах промышленных предприятий, а также на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах, при отсутствии трамвайного движения следует принимать по табл.1\*.

Таблица 1\*

Расположение мостов	Категория дорог или улиц	Общее число полос движения	Ширина расчетного автомобиля $d$ , м	Габарит	Ширина, м					
					полос безопасности П	проезжей части $nb$				
Автомобильные дороги общего пользования, подъездные и внутренние автомобильные дороги промышленных предприятий (без обращения автомобилей особо большой грузоподъемности)	I	6	2,5	$\frac{\Gamma-(13,25+C+13,25)}{2(\Gamma-15,25)}$	2,0	11,25x2				
		4				$\frac{\Gamma-(9,5+C+9,5)}{2(\Gamma-11,5)}$	7,5x2			
	II III IV	2			Г-11,5 Г-10 Г-8*	2,0	7,5			
						1,5	7,0			
						1,0	6,0			
	V	1			Г-6,5** Г-4,5	1,0 0,5	4,5 3,5			
Автомобильные внутрихозяйственные дороги в колхозах, совхозах и других сельскохозяйственных предприятиях и организациях	I-с	2	2,5	Г-8*	1,0	6,0				
	II-с	1						Г-6,5** Г-4,5	1,0 0,5	4,5 3,5
									III-с	1
Улицы и дороги в городах, поселках и сельских населенных пунктах	Магистральные дороги скоростного движения и улицы общегородского значения непрерывного движения	8	2,5	$\frac{\Gamma-(16,5+C+16,5)}{2(\Gamma-18)}$	1,5	15x2				
		6					$\frac{\Gamma-(12,75+C+12,75)}{2(\Gamma-14,25)}$	11,25x2		
		4					$\frac{\Gamma-(9,0+C+9,0)}{2(\Gamma-11,5)}$	7,5x2		

Магистральные дороги и улицы общегородского значения регулируемого движения	8	2,5	2(Г-10,5) Г-(15,0+С+15,0) 2(Г-16)	1,0	14x2
	6		Г-(11,5+С+11,5) 2(Г-12,5)		10,5x2
	4		Г-(8,0+С+8,0) 2(Г-9)		7x2
	2		Г-9		7
Магистральные транспортно-пешеходные улицы районного значения, улицы и дороги научно-производственных, промышленных и коммунально-складских районов, поселковые дороги и главные улицы	4	2,5	Г-16 Г-(8,0+С+8,0) 2(Г-9)	1,0	14 7x2
	2		Г-9		7
	2		Г-10		8
Магистральные пешеходно-транспортные улицы районного значения	2		Г-8		6
Улицы и дороги в жилой застройке местного значения, парковые дороги	2		Г-8		6

\* Для деревянных мостов (кроме мостов из клееной древесины) допускается применять габарит Г-7.

\*\* То же, габарит Г-6.

Примечания: 1. В графе "Габарит" над чертой указаны габариты мостов при отсутствии ограждений на разделительной полосе, под чертой - при наличии ограждений или при отдельных пролетных строениях под каждое направление движения.

2. В не предусмотренных табл.1\* случаях (в частности, для мостов на дорогах промышленных предприятий с обращением автомобилей особо большой грузоподъемности) габариты мостов по ширине следует устанавливать по формулам:

$$Г = П + nb + C + nb + П; Г = П + nb + П.$$

3. Ширину полос безопасности (П) следует принимать в зависимости от установленных для дорог расчетных скоростей движения (используя данные, приведенные в табл.1\*).

Для мостов на дорогах промышленных предприятий (в том числе и с обращением автомобилей особо большой грузоподъемности) размер полос безопасности следует принимать  $П = 1,50$  м.

4. На лесовозных и хозяйственных дорогах лесозаготовительных предприятий габарит мостов (в том числе деревянных) на дорогах IV категории следует принимать равным Г-8 при ширине проезжей части 6,5 м и полос безопасности 0,75 м.

5. Если в данном регионе эксплуатируются (являются расчетными) сельскохозяйственные машины, имеющие габариты, превышающие указанные в табл.1\*, то, по согласованию с субъектами Российской Федерации, габариты

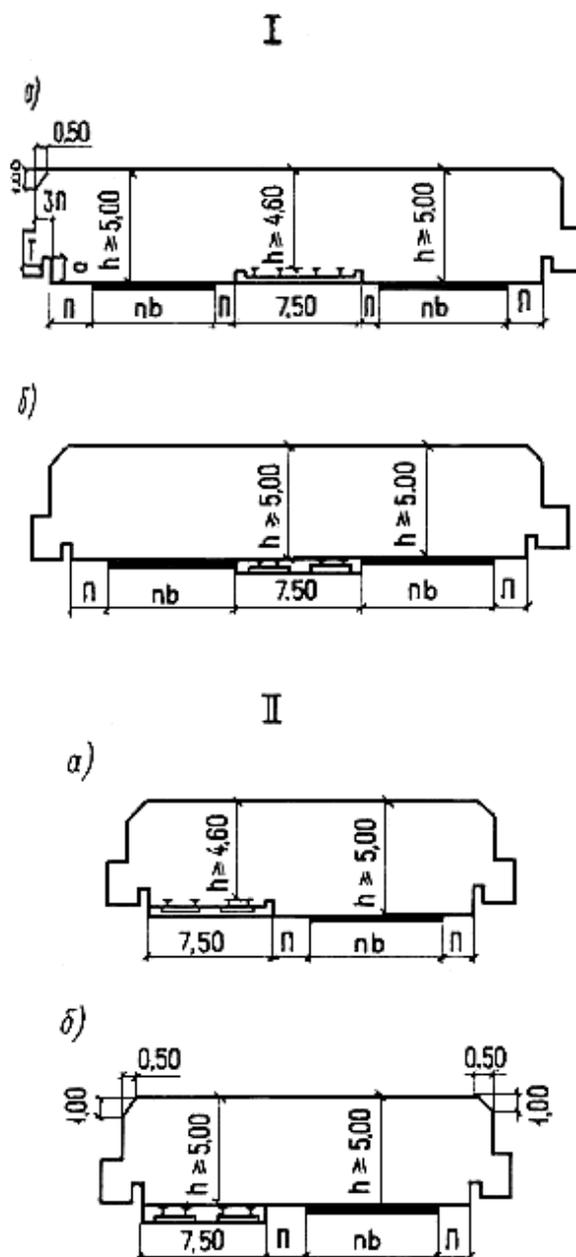
мостов в этом регионе следует назначать увеличенными в зависимости от дорожного просвета (возвышения над дорожной одеждой) частей, выступающих за наружную поверхность шин колес или гусениц машины.

В случаях когда дорожный просвет выступающих частей менее 0,35 м (для деревянных мостов - менее 0,30 м), габарит моста следует назначать на 1 м шире габарита машины в транспортном положении.

В случаях когда дорожный просвет выступающих частей 0,35 м и более (для деревянных мостов - 0,30 м и более), габарит моста следует назначать на 1,5 м шире расстояния между наружными поверхностями шин колес или гусениц сельскохозяйственной машины.

4. Схемы габаритов приближения конструкций для городских мостов с трамвайным движением следует принимать согласно черт.2 (обозначения - по п.2\* настоящего приложения) и данным табл.1\*.

Габарит по ширине мостов, предназначенных только под трамвайное движение (два пути), следует принимать не менее 9,0 м.



Черт.2. Схемы габаритов приближения конструкций на городских мостах  
с трамвайным движением

- I - трамвайные пути расположены на оси моста;
- II - трамвайные пути смещены относительно оси моста;
- а - на обособленном полотне; б - на общем полотне

5. На совмещенных мостах при расположении двухполосной проезжей части автомобильной дороги по одной полосе с каждой стороны железнодорожных путей или путей метрополитена габарит по ширине на каждой полосе движения должен быть не менее 5,5 м.

6. Полосы безопасности шириной меньшей, чем указано в табл.1\*, допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании назначать:

для мостов длиной свыше 100 м на дорогах I-III и III-п категорий и длиной свыше 50 м на дорогах IV и IV-п категорий, если мосты расположены на расстоянии свыше 100 км от крупнейших городов и свыше 50 км от других городов, а расчетная интенсивность движения транспортных средств снижается в 2 раза и более по сравнению с пригородными участками указанных дорог;

в случае расположения мостов на участках дорог с уменьшенной шириной обочины;

при переустройстве мостов;

на путепроводах - при наличии переходно-скоростных полос (со стороны этих полос);

на мостах с дополнительной полосой движения на подъеме (со стороны этой полосы).

При этом ширина полос безопасности должна быть не менее: 1,0 м на мостах дорог I-III и III-п категорий и 0,75 м на мостах дорог IV и IV-п категорий.

Примечание. При назначении полос безопасности шириной меньшей, чем указано в табл.1\*, следует предусматривать установку дорожных знаков, регулирующих режим движения транспортных средств.

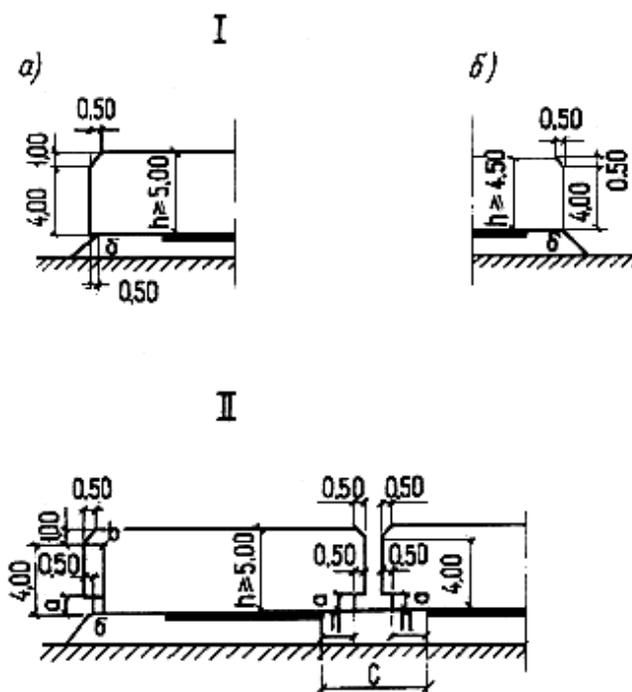
7\*. При расположении мостов на кривых в плане проезжая часть должна быть уширена в зависимости от категории дорог в соответствии с требованиями [СНиП 2.05.02-85](#) или [СНиП 2.07.01-89\\*](#).

Проезжую часть автодорожных мостов допускается уширять за счет уменьшения полос безопасности при условии соблюдения ее размеров по п.6 или увеличения габаритов приближения конструкций.

8. Ширина разделительной полосы на мосту должна быть, как правило, такой же, как на дороге или улице.

На больших мостах при соответствующих технико-экономических обоснованиях ширину разделительной полосы допускается уменьшать, но принимать не менее чем 2,0 м плюс ширина ограждения.

9. Габариты приближения конструкций под путепроводами через автомобильные дороги должны соответствовать приведенным на черт.3.



Условные обозначения:

а - П принимается по п.2\*; б - бровка земляного полотна;  
б - определяется конструкцией ограждающих устройств

Черт.3. Схемы габаритов приближения конструкций под путепроводами

I - при отсутствии ограждений на пересекаемых дорогах;  
II - при наличии опор на разделительной полосе и ограждений на дороге;  
а - категорий I-III; III-п и IV-п; б - категорий IV и V

При расположении опор на разделительной полосе расстояние от кромки проезжей части до грани опоры должно быть, м, не менее:

на дорогах I категории - 2,0 (в том числе полоса безопасности 1,5 м);

на городских дорогах и улицах - 1,5 (в том числе полоса безопасности 1,0 м).

Габариты по высоте под путепроводами через городские улицы и дороги следует принимать:

при отсутствии трамвайных путей - по п.2\* настоящего приложения;

при наличии " " - по черт.2.

Габариты по высоте под путепроводами через дороги III-п и IV-п категорий следует принимать по п.2\* настоящего приложения.

Примечание. При назначении отметок низа конструкций пролетных строений путепроводов, а также положения верхних связей в мостах с ездой понизу следует учитывать возможность повышения уровня проезда после ремонта проезжей части на толщину нового (дополнительного) слоя дорожного покрытия.

10. Расстояние от бровки земляного полотна пересекаемой дороги до передней грани необсыпных устоев или до конуса насыпи при обсыпных устоях должно быть не менее величин, указанных в табл.2.

Таблица 2

Категория пересекаемой дороги	Наименьшее расстояние, м, от бровки земляного полотна пересекаемых дорог при проектировании				
	пешеходных мостов	путепроводов с числом полос движения			
		2	4	6	8
I, II, III, III-п, IV-п	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0
IV	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
V, I-с	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

Боковые поверхности промежуточных опор (со стороны дороги) следует располагать за бровкой земляного полотна пересекаемой дороги на расстоянии не менее 2 м при стоечных сквозных опорах и не менее 4 м при сплошных стенках на дорогах I-III категорий и 0,5 м на дорогах IV и V категорий.

При пересечении городских скоростных дорог и улиц опоры всех видов следует располагать на расстоянии не менее 1,0 м от ограждения (бордюра), при отсутствии ограждения - не менее 1,5 м от кромки проезжей части улиц.

Стенки (устои) городских путепроводов тоннельного типа следует располагать на границах габаритов приближения конструкций под путепроводами согласно черт.3.

Приложение 2\*  
Справочное

### КОЭФФИЦИЕНТ СОЧЕТАНИЙ $\eta$ ДЛЯ ВРЕМЕННЫХ НАГРУЗОК И ВОЗДЕЙСТВИЙ

Номера нагрузок (воздействий), наиболее неблагоприятных для данного расчета	Номера комбинаций нагрузок (воздействий), действующих одновременно или порознь с наиболее неблагоприятными	Коэффициент $\eta$ при различных комбинациях временных нагрузок и воздействий												
		N 7 (временные вертикальные нагрузки)	N 8 (давление грунта от подвижного состава)	N 9 (центробежная сила)	N 10 (поперечные удары подвижного состава)	N 11 (торжожение или сила тяги)	N 12 (ветровая нагрузка)	N 13 (ледовая нагрузка)	N 14 (нагрузка от вала судов)	N 15 (температурные климатические воздействия)	N 16 (воздействия морозного пучения грунта)	N 17 (строительные нагрузки)	N 18 (сейсмические нагрузки)	$\Sigma$ (трение или сопротивление сдвигу в опор-

															ных час- тах)
7 и 8	9	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	10*	1	1	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	9, 11, 12 и 15	0,8	0,8	0,8	-	0,7	0,5 0,25	-	-	0,7	-	-	-	-	-
	9, 12, 13, 15 и S	0,8	0,8	0,8	-	-	0,5 0,25	0,7	-	0,7	-	-	-	-	0,7
	10, 13, 15 и S	0,8	0,8	-	0,7	-	-	0,7	-	0,7	-	-	-	-	0,7
	10 и 14	0,8	0,8	-	0,7	-	-	-	0,7	-	-	-	-	-	-
	11, 12 и 15	0,8	0,8	-	-	0,7	0,5 0,25	-	-	0,7	-	-	-	-	-
	12, 13 и 15	0,8	0,8	-	-	-	0,5 0,25	0,7	-	0,7	-	-	-	-	-
9	11, 12 и 15	0,8	0,8	0,8	-	0,7	0,5 0,25	-	-	0,7	-	-	-	-	-
	12, 13, 15 и S	0,8	0,8	0,8	-	-	0,5 0,25	0,7	-	0,7	-	-	-	-	0,7
	14	0,8	0,8	0,8	-	-	-	-	0,7	-	-	-	-	-	-
10*	7, 8, 13, 15 и S	0,7	0,7	-	0,8	-	-	0,7	-	0,7	-	-	-	-	0,7
	7, 8 и 14	0,7	0,7	-	0,8	-	-	-	0,7	-	-	-	-	-	-
11	7-9, 12 и 15	0,8	0,8	0,8	-	0,8	0,5 0,25	-	-	0,7	-	-	-	-	-
12**	7-9	0,7	0,7	0,7	-	-	0,5 0,25	-	-	-	-	-	-	-	-
	7, 8, 11 и 15	0,7	0,7	-	-	0,7	0,5 0,25	-	-	0,7	-	-	-	-	-
	7-9, 13, 15 и S	0,7	0,7	0,7	-	-	0,5 0,25	0,7	-	0,7	-	-	-	-	0,7
	13, 15, 17 и S	-	-	-	-	-	0,8 0,5	0,7	-	0,7	-	1	-	-	0,7
	15-17 и S	-	-	-	-	-	0,8 0,5	-	-	0,7	0,7	1	-	-	0,7
13	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-
	7-9, 12, 15 и S	0,7	0,7	0,7	-	-	0,5 0,25	0,7	-	0,7	-	-	-	-	0,7
	7, 8, 10, 15 и S	0,7	0,7	-	0,7	-	-	0,7	-	0,7	-	-	-	-	0,7
	12, 15 и S	-	-	-	-	-	0,7 0,5	0,7	-	0,7	-	-	-	-	0,7
14	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-
	7-9 7, 8 и 10	0,7 0,7	0,7 0,7	0,7 -	- 0,7	- -	- -	- -	0,8 0,8	- -	- -	- -	- -	- -	- -
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
	7-9, 11 и 12	0,7	0,7	0,7	-	0,7	0,5 0,25	-	-	0,8	-	-	-	-	-
	7-9, 12, 13 и S	0,7	0,7	0,7	-	-	0,5 0,25	0,7	-	0,8	-	-	-	-	0,7
	7, 8, 10, 13 и S	0,7	0,7	-	0,7	-	-	0,7	-	0,8	-	-	-	-	0,7
	-	-	-	-	-	-	0,7	0,7	-	0,8	-	1	-	0,7	

	12, 13, 17 и S 12, 16, 17 и S	-	-	-	-	-	0,5 <u>0,7</u> 0,5	-	-	0,8	0,7	1	-	0,7	
16	- 12, 15, 17 и S	-	-	-	-	-	- <u>0,7</u> 0,5	-	-	-	1 0,8	-	-	- 0,7	
17	- 12, 13, 15 и S 12, 15, 16 и S	-	-	-	-	-	- <u>0,7</u> 0,5 <u>0,7</u> 0,5	-	0,7	-	-	1 1	-	- 0,7 0,7	
18***	7-9, 11 и S	<u>0,7</u> 0,3	<u>0,7</u> 0,3	<u>0,7</u> -	-	<u>0,7</u> -	-	-	-	-	-	-	0,8	0,7	
S	- 7-9, 12, 13, 15 7, 8, 10, 13, 15 12, 13, 15, 17 12, 15-17	- 0,7 0,7 -	- 0,7 0,7 -	- 0,7 -	- -	- 0,7 -	- <u>0,5</u> 0,25 <u>0,7</u> 0,5 <u>0,7</u> 0,5	- 0,7 0,7 0,7 -	- -	- 0,7 0,7 0,7	- -	- -	- 1 1	- -	1 0,8 0,8 0,8

\* При расположении мостов на кривых большого радиуса (когда центробежная сила невелика) нагрузку N 10 следует рассматривать как сопутствующую нагрузкам N 7 и N 8.

\*\* См. примеч. 1 к п.2.2 разд.2.

\*\*\* См. примеч.3 к п.2.2 разд.2.

Примечание. Над чертой указаны коэффициенты сочетаний, принимаемые при проектировании железнодорожных мостов и мостов метрополитена, под чертой - автодорожных и городских.

Приложение 3  
Обязательное

### МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАВНОДЕЙСТВУЮЩЕЙ НОРМАТИВНОГО ГОРИЗОНТАЛЬНОГО (БОКОВОГО) ДАВЛЕНИЯ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ГРУНТА НА ОПОРЫ МОСТОВ

1. Равнодействующую нормативного горизонтального (бокового) давления  $F_h$  на опоры мостов от собственного веса насыпного грунта, а также грунта, лежащего ниже естественной поверхности земли при глубине заложения подошвы фундамента 3 м и менее (чертеж,  $\alpha$ ), следует определять по формуле

$$F_h = \frac{1}{2} p_h h_x b, \quad (1)$$

где  $p_h$  - нормативное горизонтальное (боковое) давление грунта на уровне нижней поверхности рассматриваемого слоя, принимаемое согласно п.2.6;

$h_x$  - высота засыпки, считая от подошвы рельсов или верха дорожного покрытия, м;

$b$  - приведенная (средняя по высоте  $h_x$ ) ширина опоры в плоскости задних граней, на которую распределяется горизонтальное (боковое) давление грунта, м.

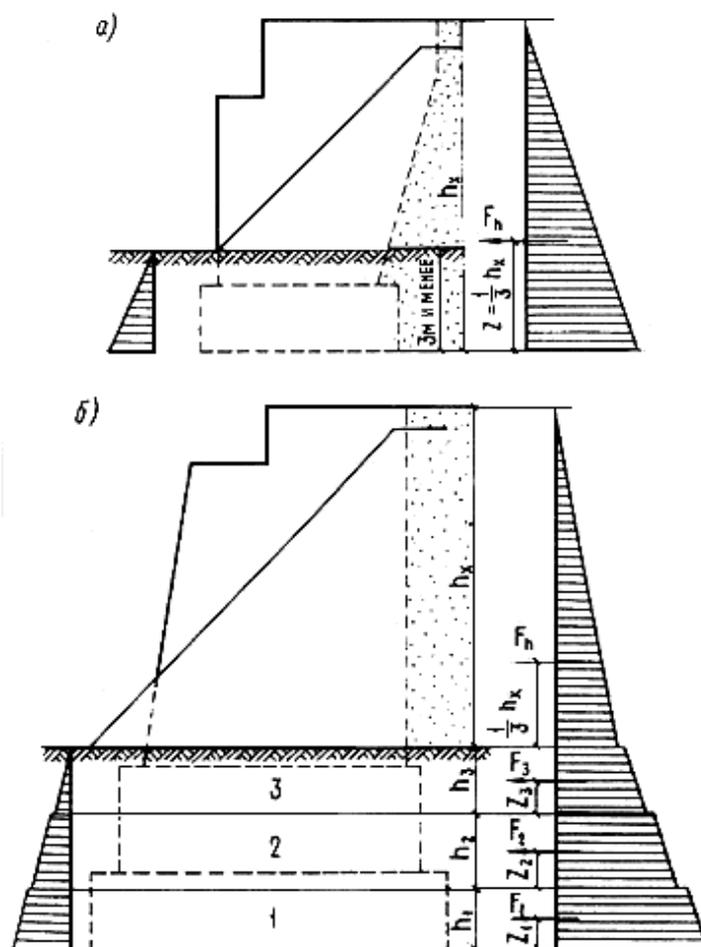


Схема эпюр давления грунта на опоры моста для определения равнодействующей нормативного горизонтального (бокового) давления на опоры

а - при глубине заложения подошвы фундамента 3 м и менее;  
б - то же, свыше 3 м; 1 - первый слой; 2 - второй слой; 3 - третий слой

Плечо равнодействующей  $F_R$  от подошвы фундамента следует принимать равным  $z = 1/3 h_x$ .

Для массивных (в том числе с обратными стенками) и пустотелых (с продольными проемами) устоев, если ширина проема  $b_1$  равна или менее двойной ширины обратной стенки  $b_2$ , а также для сплошных (без проемов) фундаментов ширину  $b$  следует принимать равной расстоянию между внешними гранями конструкций.

Для пустотелых (с продольными проемами) устоев или для отдельных (с проемами) фундаментов, если  $b_1 > 2b_2$ , ширину  $b$  следует принимать равной удвоенной суммарной ширине стенок или отдельных фундаментов.

Для свайных или стоечных устоев, если суммарная ширина свай (стоек) равна или более половины всей ширины, за ширину  $b$  следует принимать расстояние между внешними гранями свай (стоек); если суммарная ширина свай (стоек)

менее половины всей ширины опоры, то за ширину  $b$  следует принимать для каждой сваи (стойки) двойную ее ширину.

Примечания: 1. Величины  $\gamma_n$  и  $\varphi_n$  при определении давления  $p_n$  на всю высоту  $h_x$  допускается принимать как для дренирующего грунта за

сыпки.

2. Для свай, забитых в ранее возведенную (уплотненную) насыпь, горизонтальное (боковое) давление учитывать не следует.

3. Горизонтальное (боковое) давление грунта на опоры моста со стороны пролета следует учитывать, если в проекте сооружения предусматриваются мероприятия, гарантирующие стабильность воздействия этого грунта при строительстве и эксплуатации моста.

4. Наклон задней грани устоя и силы трения между грунтом засыпки и этой гранью при определении силы  $F_n$  учитывать не следует.

2. При глубине заложения подошвы фундамента свыше 3 м равнодействующую нормативного горизонтального (бокового) давления каждого  $i$ -го (снизу) слоя грунта, расположенного ниже естественной поверхности земли, следует определять по формуле

$$F_i = \frac{1}{2} \gamma_i h_i \tau_i (h_i + 2h_{0i}) b,$$

где  $\gamma_i$  - удельный вес грунта рассматриваемого слоя;

$h_i$  - толщина рассматриваемого слоя;

$\tau_i$  - коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта для  $i$ -го слоя, равный:

$$\tau_i = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_i}{2} \right); \quad (2)$$

$\varphi_i$  - нормативное значение угла внутреннего трения слоя грунта;

$h_{0i}$  - приведенная к удельному весу грунта засыпки общая толщина слоев грунта, лежащих выше верхней поверхности рассматриваемого слоя.

Например, для нижнего (первого) слоя приведенная на чертеже,  $b$  толщина составляет

$$h_{0i} = \frac{\gamma_x h_x + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3}{\gamma_x}. \quad (3)$$

Плечо равнодействующей давления  $i$ -го слоя  $F_i$  от нижней поверхности рассматриваемого слоя следует принимать равным:

$$z_i = \frac{h_i}{3} \cdot \frac{h_i + 3h_{0i}}{h_i + 2h_{0i}}. \quad (4)$$

### МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ВЕРТИКАЛЬНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА ПРИ РАСЧЕТЕ ЗВЕНЬЕВ (СЕКЦИЙ) ТРУБ

1\*. Коэффициент вертикального давления грунта для железобетонных и бетонных звеньев (секций) труб  $C_v$  следует определять по формулам:

$$C_v = 1 + B \left( 2 - B \frac{d}{h} \right) \tau_n \operatorname{tg} \varphi_n, \quad (1)$$

$$B = \frac{3}{\tau_n \operatorname{tg} \varphi_n} \cdot \frac{sa}{h}, \quad (2)$$

где  $\varphi_n$  - нормативный угол внутреннего трения грунта засыпки трубы;

$\tau_n$  - коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта засыпки, определяемый по формуле (6) п.2.6;

$d$  - диаметр (ширина) звена (секции) по внешнему контуру, м;

$h$  - высота засыпки при определении вертикального давления по формуле (4) п.2.6, считая от подошвы рельсов или верха дорожного покрытия до верха звена (секции), м; при определении горизонтального (бокового) давления по формуле (5) п.2.6 высоту засыпки  $h_x$  следует принимать до середины высоты звеньев (секций) трубы;

$a$  - расстояние от основания насыпи до верха звена (секции) трубы, м;

$s$  - коэффициент, принимаемый равным при фундаментах:

1,2 - неподатливых (на скальном основании или на сваях-стойках);

1,1 - малоподатливых (на висячих сваях);

1,0 - массивных мелкого заложения и грунтовых (нескальных) основаниях.

Если  $B > \frac{h}{d}$ , то следует принимать  $B = \frac{h}{d}$ .

Коэффициент вертикального давления грунта для многоочковых круглых водопропускных труб допускается вычислять по формуле

$$C_v^1 = n_v C_v, \quad (3)$$

где  $n_v = 0,01(l/d)^2 + 0,02(l/d) + 0,9$ , но не более 1 (здесь  $l$  - расстояние в свету между очками труб).

При подсыпке насыпей, в которых со временем произошло естественное уплотнение грунта засыпки и физическое состояние конструкций трубы является удовлетворительным, допускается при определении нормативного давления на трубу от собственного веса грунта принимать независимо от податливости основания безразмерный коэффициент  $C$  равным 1.

2. При расчете гибких (из гофрированного металла и др.) звеньев (секций) труб и при определении давления на грунтовые (нескальные) основания коэффициент  $C_v$  следует принимать равным единице.

Приложение 5\*  
 Обязательное

**НОРМАТИВНАЯ ВРЕМЕННАЯ ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА СК  
 ОТ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПОДВИЖНОГО СОСТАВА  
 И ПРАВИЛА ЗАГРУЖЕНИЯ ЕЮ ЛИНИЙ ВЛИЯНИЯ**

1. Величины нормативных эквивалентных нагрузок  $\nu$  для загрузки однозначных и отдельных участков двузначных линий влияния приведены в табл.1.

В случаях, оговоренных ниже, при загрузке линий влияния следует применять нагрузки - равномерную  $9,81 \text{ К}$  кН/м ( $\text{К}$  тс/м) пути и от порожнего подвижного состава, указанные в п.2.11.

Таблица 1

Длина загрузки $\lambda$ , м	Интенсивность эквивалентной нагрузки $\nu$ , кН/м (тс/м) пути, при			
	$\text{К} = 1$		$\text{К} = 14$	
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$
1	49,03 (5,000)	49,03 (5,000)	686,5 (70,00)	686,5 (70,00)
1,5	39,15 (3,992)	34,25 (3,493)	548,1 (55,89)	479,5 (48,90)
2	30,55 (3,115)	26,73 (2,726)	427,7 (43,61)	374,2 (38,16)
3	24,16 (2,464)	21,14 (2,156)	338,3 (34,50)	296,0 (30,18)
4	21,69 (2,212)	18,99 (1,936)	303,7 (30,97)	265,8 (27,10)
5	20,37 (2,077)	17,82 (1,817)	285,2 (29,08)	249,5 (25,44)
6	19,50 (1,988)	17,06 (1,740)	272,9 (27,83)	238,8 (24,35)
7	18,84 (1,921)	16,48 (1,681)	263,7 (26,89)	230,7 (23,53)
8	18,32 (1,868)	16,02 (1,634)	256,4 (26,15)	224,4 (22,88)
9	17,87 (1,822)	15,63 (1,594)	250,2 (25,51)	218,9 (22,32)
10	17,47 (1,781)	15,28 (1,558)	244,5 (24,93)	214,0 (21,82)
12	16,78 (1,711)	14,68 (1,497)	234,9 (23,95)	205,5 (20,96)
14	16,19 (1,651)	14,16 (1,444)	226,6 (23,11)	198,3 (20,22)
16	15,66 (1,597)	13,71 (1,398)	219,3 (22,36)	191,8 (19,56)
18	15,19 (1,549)	13,30 (1,356)	212,7 (21,69)	186,0 (18,97)
20	14,76 (1,505)	12,92 (1,317)	206,6 (21,07)	180,8 (18,44)
25	13,85 (1,412)	12,12 (1,236)	193,9 (19,77)	169,7 (17,30)
30	13,10 (1,336)	11,46 (1,169)	183,4 (18,70)	160,5 (16,37)
35	12,50 (1,275)	10,94 (1,116)	175,0 (17,85)	153,2 (15,62)
40	12,01 (1,225)	10,51 (1,072)	168,2 (17,15)	147,2 (15,01)
45	11,61 (1,184)	10,16 (1,036)	162,6 (16,58)	142,2 (14,50)
50	11,29 (1,151)	9,875 (1,007)	158,0 (16,11)	138,3 (14,10)
60	10,80 (1,101)	9,807 (1,000)	151,1 (15,41)	137,3 (14,00)
70	10,47 (1,068)	9,807 (1,000)	146,6 (14,95)	137,3 (14,00)
80	10,26 (1,046)	9,807 (1,000)	143,6 (14,64)	137,3 (14,00)
90	10,10 (1,030)	9,807 (1,000)	141,4 (14,42)	137,3 (14,00)
100	10,00 (1,020)	9,807 (1,000)	140,0 (14,28)	137,3 (14,00)
110	9,944 (1,014)	9,807 (1,000)	139,3 (14,20)	137,3 (14,00)
120	9,895 (1,009)	9,807 (1,000)	138,6 (14,13)	137,3 (14,00)
130	9,865 (1,006)	9,807 (1,000)	138,1 (14,08)	137,3 (14,00)
140	9,846 (1,004)	9,807 (1,000)	137,9 (14,06)	137,3 (14,00)
150 и более	9,807 (1,000)	9,807 (1,000)	137,3 (14,00)	137,3 (14,00)

Примечания: 1. Эквивалентные нагрузки, рассчитываемые в кН/м пути при значениях параметров  $1,5 \leq l \leq 50$  м ( $\alpha = 0$  и  $\alpha = 0,5$ ) и  $\lambda > 50$  м ( $\alpha = 0$ ), получены по формуле

$$\nu = \left( 9,807 + \frac{10,787}{e^{0,04\lambda}} + \frac{43,149}{\lambda^2} \right) \left( 1 - \frac{\alpha}{4} \right) K,$$

где  $e = 2,718...$  - основание натуральных логарифмов.

2. Для промежуточных значений длин загрузки  $\lambda$  и промежуточных положений вершин линий влияния

$\alpha = \frac{a}{\lambda} \leq 0,5$  величины нагрузки  $\nu$  следует определять по интерполяции.

2\*. При расчете элементов мостов следует учитывать передачу и распределение давления элементами верхнего строения пути, при этом эквивалентную нагрузку  $\nu$  необходимо принимать:

а) при определении местного давления, передаваемого мостовыми поперечинами, а также металлическими скреплениями (с резиновыми прокладками) при укладке рельсов по железобетонной плите, - равной  $24,5K$  кН/м ( $2,50K$  тс/м) пути, для расчета по устойчивости стенки балки - не более  $19,62K$  кН/м ( $2K$  тс/м) пути;

б) при определении местного давления, передаваемого плитой балластного корыта (во всех случаях), а также при определении усилий для расчета плиты поперек пути - равной  $19,62K$  кН/м ( $2K$  тс/м) пути, вдоль пути - не более  $19,62K$  кН/м ( $2K$  тс/м) пути.

Примечания\*: 1. При устройстве пути на балласте значение  $\nu \leq 19,62K$  кН/м ( $2K$  тс/м) при  $\lambda \leq 25$  м следует принимать (в том числе для расчета опор, если балластный слой непрерывен) соответствующим  $\alpha = 0,5$  независимо от положения вершин линий

влияния.

2. Величину нагрузки для расчета плиты балластного корыта следует принимать равной  $\nu/b$ , кПа (тс/м<sup>2</sup>),

где  $b$  - ширина распределения нагрузки, м, принимаемая равной  $2,7+h$  или  $2,7+2h$  (в зависимости от того, что является более неблагоприятным при расчете отдельных сечений плиты), но не более ширины балластного корыта;

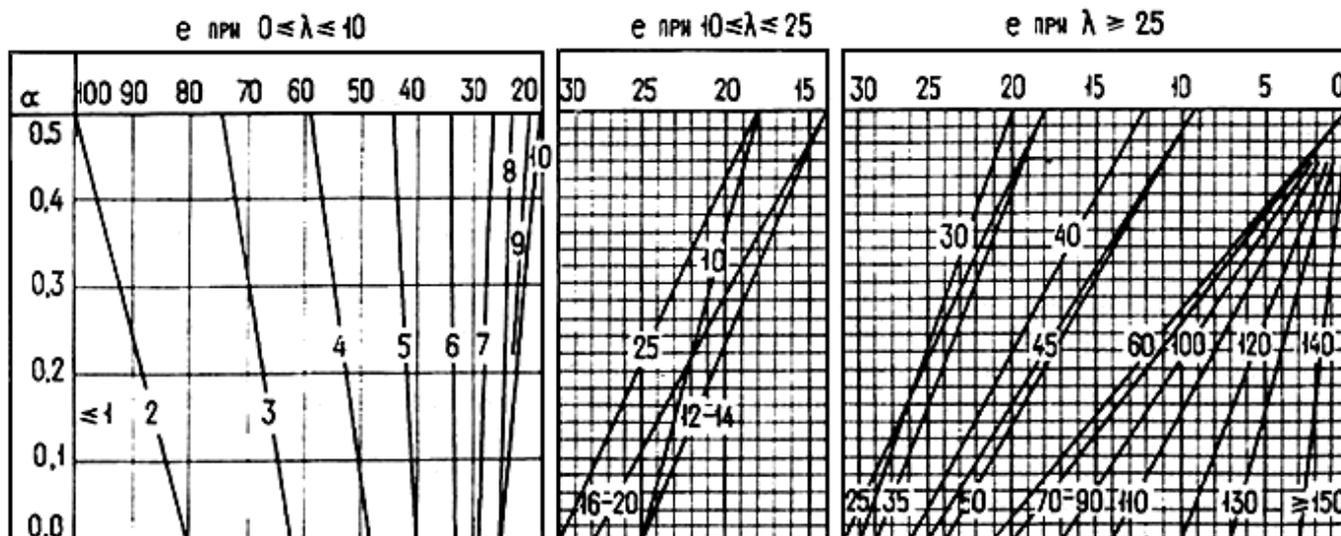
$h$  - расстояние от подошвы шпал до верха плиты, м.

3\*. При криволинейном, зубчатом (близком к треугольному) и четырехугольном очертаниях однозначные линии влияния и отдельно загруженные участки двузначных линий влияния при коэффициенте искаженности  $\psi < 1,10$  (отношение площади треугольной линии влияния к площади рассматриваемой линии влияния при одинаковых длинах линий влияния и при одинаковых их наибольших ординатах) загружаются эквивалентной нагрузкой  $\nu$  согласно п.2\* настоящего приложени

я.

4. При криволинейном очертании однозначные линии влияния и отдельно загружаемые участки двузначных линий влияния при коэффициенте искаженности  $\psi \geq 1,10$  и длине  $\lambda \geq 2$  м загружаются согласно п.2\* настоящего приложения с учетом следующих указаний:

а) при  $1,10 \leq \psi \leq 1,40$  (за исключением случая устройства пути на балласте и  $\lambda < 50$  м) с увеличением интенсивности эквивалентной нагрузки на величину %, равную  $e(\psi - 1)$ , где  $e$  - коэффициент, определяемый по черт.1.



Черт.1. Коэффициент  $e$  в зависимости от  $\lambda$  и  $\alpha$   
 (длина загрузки  $\lambda$ , м, указана на графике)

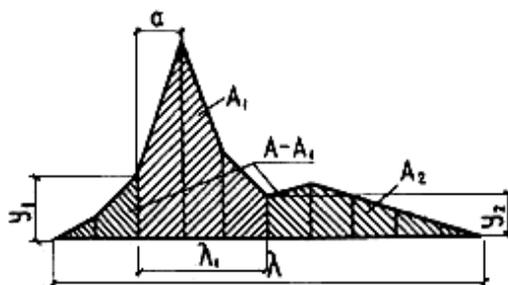
При устройстве пути на балласте и  $\lambda < 50$  м величину  $\nu$  следует принимать по табл.1, причем для  $\lambda \leq 10$  м независимо от положения вершин линий влияния - по графе, соответствующей  $\alpha = 0,5$ ;

б) при  $\psi > 1,40$  следует суммировать от загрузки частей линии влияния.

Включающая вершину часть линии влияния длиной  $\lambda_1$  и площадью  $A_1$  (черт.2), ограниченная ординатами  $y_1$  и  $y_2$ , загружается на максимум (в соответствии с  $\lambda_1$  и  $\alpha_1$ ); остальная часть линии влияния ( $A - A_1$ ) загружается нагрузкой  $9,81K$  кН/м ( $K$  тс/м) пути.

При этом суммарную величину усилия следует принимать не менее  $\nu(A_1 + A_2)$ , где  $\nu$  - определяется в соответствии с  $\lambda$  и  $\alpha$  всей линии влияния.

Длину  $\lambda_1$  (см. черт.2) следует назначать с учетом расчетной схемы конструкции.



Черт.2. Часть линии влияния длиной  $\lambda_1$ , включая ее вершину

5. Усилия (рассматриваемого знака) по линиям влияния, состоящим из нескольких участков, следует определять суммированием результатов загрузки отдельных, рядом расположенных участков всей или части линии влияния.

В соответствии с очертанием линий влияния и значениями величин  $\lambda$  и  $\alpha$  для участков следует загружать:

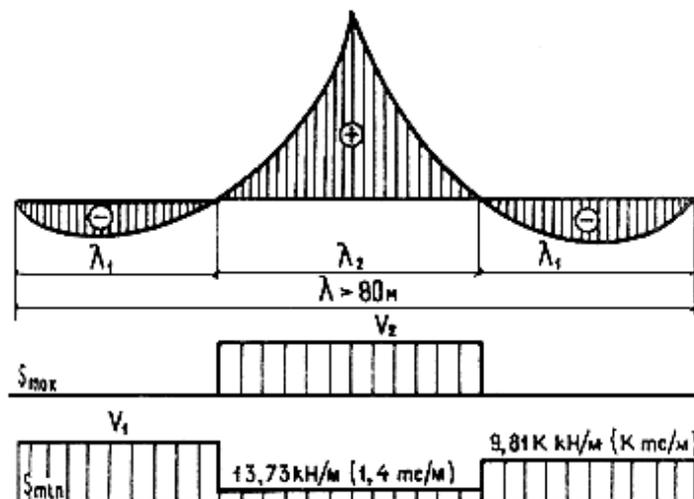
два участка рассматриваемого знака, расположенные рядом или разделенные участком иного знака, при общей длине этих (двух или трех) участков менее 80 м;

один участок рассматриваемого знака при длине 80 м и более;

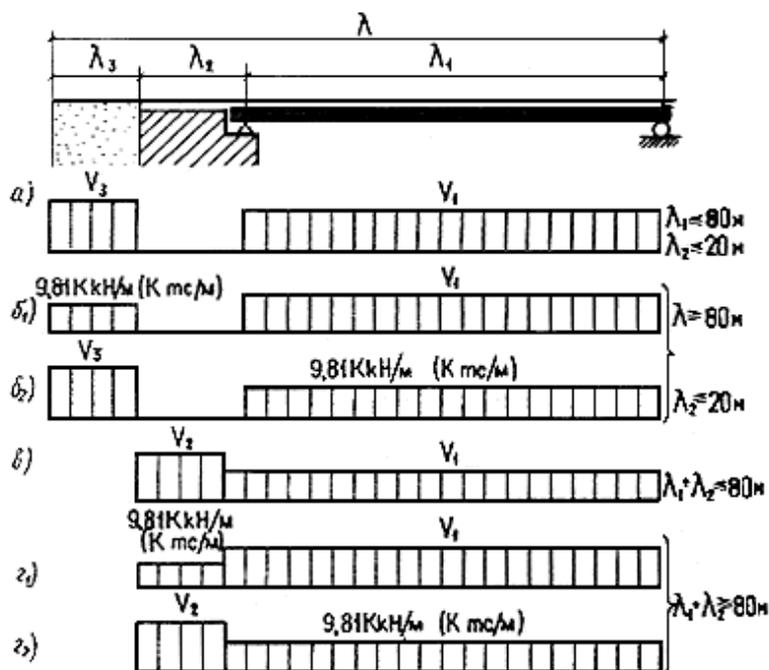
остальные участки того же знака - нагрузкой 9,81 К кН/м (К тс/м) пути.

Разделяющие участки иного знака следует загружать нагрузкой 13,73 кН/м (1,4 тс/м) пути, а при наличии таких участков длиной до 20 м один из них не загружают.

Примеры некоторых загрузок приведены на черт.3 и 4.



Черт.3. Схема загрузки участков линии влияния при  $\lambda > 80$  м



Черт.4. Схема загрузки пролета одновременно с призмой обрушения или пролета с устоем при расчете массивных устоев мостов с разрезными балочными пролетными строениями

6\*. При расчете массивных устоев мостов с разрезными балочными пролетными строениями загрузка пролета одновременно с призмой обрушения или пролета с устоем следует производить в соответствии с черт.4 и табл.2.

Длину загрузки призмы обрушения следует принимать равной половине высоты от подошвы шпал до рассматриваемого сечения опоры.

Таблица 2

Схема загрузки (см. черт.4)	Загружаемая часть моста	Длина загружаемых участков, м	Ограничение	Принимаемое положение вершины линии влияния $\alpha$	Эквивалентная нагрузка, кН/м (тс/м) пути
$\alpha$	Пролет Устой Призма обрушения	$\lambda_1$ $\lambda_2 \leq 20$ $\lambda_3$	$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \leq 80$	0* - 0,5	$\nu_1$ 0 $\nu_3 \leq 19,62K(2K)$
$\beta_1$	Пролет Устой Призма обрушения	$\lambda_1$ $\lambda_2 \leq 20$ $\lambda_3$	$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \geq 80$	0 - -	$\nu_1$ 0 $\nu_3 = 9,81K(K)$
$\beta_2$	Пролет Устой Призма обрушения	$\lambda_1$ $\lambda_2 \leq 20$ $\lambda_3$	$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \geq 80$	- - 0,5	$\nu_1 = 9,81K(K)$ 0 $\nu_3$
$\varepsilon$	Пролет Устой	$\lambda_1$ $\lambda_2$	$\lambda_1 + \lambda_2 \leq 80$	0 0,5	$\nu_1$ $\nu_2 \leq 19,62K(2K)$
$\varepsilon_1$	Пролет Устой	$\lambda_1$ $\lambda_2$	$\lambda_1 + \lambda_2 \geq 80$	0 -	$\nu_1$ $\nu_2 = 9,81K(K)$
$\varepsilon_2$	Пролет Устой	$\lambda_1$ $\lambda_2$	$\lambda_1 + \lambda_2 \geq 80$	- 0,5	$\nu_1 = 9,81K(K)$ $\nu_2$

\* При устройстве езды на балласте  $\lambda_1 < 25$  м следует принимать  $\alpha = 0,5$  (см. п.2).

Коэффициент надежности по нагрузке следует принимать, руководствуясь приведенной длиной загрузки, равной сумме длин участков, на которых в каждом случае размещается временная нагрузка.

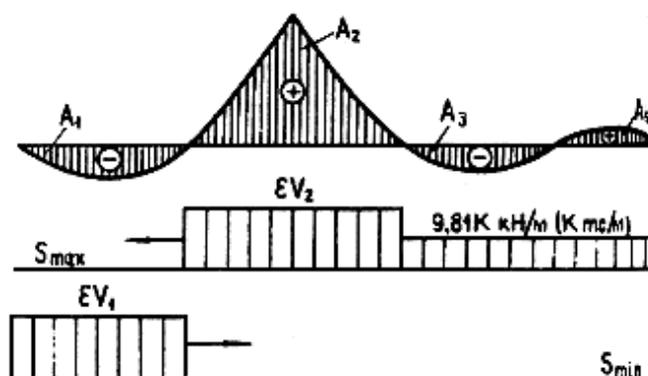
7. При загрузении пролетных строений, расположенных на кривых, величину нагрузки  $\nu$  следует принимать с коэффициентом, отражающим влияние смещения центра тяжести подвижного состава, причем расчет следует осуществлять дважды:

а) с учетом центробежной силы и динамического коэффициента, но без учета силовых факторов, возникающих вследствие возвышения наружного рельса;

б) без учета центробежной силы и динамического коэффициента, но с учетом силовых факторов, возникающих вследствие возвышения наружного рельса.

8. При расчете на выносливость максимальное и минимальное усилия (напряжения) по линиям влияния, указанным в п.5, определяются невыгоднейшим из загружений, возникающих от подвижного состава, и состоящим из нагрузки  $\varepsilon$  СК

(которой загружается только один участок) и нагрузки 9,81к кН/м (К тс/м) пути. Загружение ведется последовательно по участкам линии влияния - отдельно справа налево и слева направо (черт.5). При симметричной линии влияния производится загрузка в одном направлении.



Черт.5. Схема загрузки участков линии влияния для определения максимальных и минимальных усилий (напряжений) при расчете на выносливость

Приложение 6\*  
 Справочное

### ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАГРУЗКИ ОТ ОДИНОЧНЫХ ТЯЖЕЛЫХ НАГРУЗОК НК-80 И НГ-60

Таблица 1

Длина загрузки $\lambda$ , м	Эквивалентные нагрузки, кН/м (тс/м), при разных положениях вершин треугольных линий влияния		
	НК-80		НГ-60
	в середине и четверти	на конце	в любой точке
4	176,5 (18,00)	215,7 (22,00)	117,7 (12,00)
5	163,2 (16,64)	200,8 (20,48)	117,7 (12,00)
6	156,9 (16,20)	183,1 (18,67)	114,4 (11,67)
7	147,3 (15,02)	166,6 (16,99)	108,1 (11,02)
8	137,3 (14,00)	152,0 (15,50)	101,1(10,31)
9	127,9 (13,04)	139,5 (14,22)	94,4 (9,63)
10	119,2 (12,16)	128,7 (13,12)	88,3 (9,00)
11	111,5 (11,37)	119,3 (12,17)	82,7 (8,43)
12	104,6 (10,67)	111,1 (11,33)	77,7 (7,92)
13	98,46 (10,04)	104,0 (10,60)	73,1 (7,45)
14	92,87 (9,47)	97,7 (9,96)	69,0 (7,04)
15	87,87 (8,96)	92,1 (9,39)	65,4 (6,67)
16	83,36 (8,50)	87,1 (8,88)	62,1 (6,33)
17	75,51 (7,70)	78,4 (8,00)	56,3 (5,74)
20	69,04 (7,04)	71,4 (7,28)	51,5 (5,25)
22	63,55 (6,48)	65,5 (6,68)	47,4 (4,83)
24	58,84 (6,00)	60,5 (6,17)	43,9 (4,48)
26	54,82 (5,59)	56,2 (5,73)	40,9 (4,17)
28	51,19 (5,22)	52,5 (5,35)	38,2 (3,90)
30	48,15 (4,91)	49,1 (5,01)	36,0 (3,67)
32	45,31 (4,62)	46,3 (4,72)	33,9 (3,46)

36	40,70 (4,15)	41,4 (4,22)	30,4 (3,10)
40	36,87 (3,76)	37,5 (3,82)	27,6 (2,81)
50	29,91 (3,05)	30,2 (3,08)	22,4 (2,28)
60	25,11 (2,56)	25,4 (2,59)	18,8 (1,92)
70	21,67 (2,21)	21,9 (2,23)	16,2 (1,65)
80	19,02 (1,94)	19,2 (1,96)	14,2 (1,45)

Примечание. Эквивалентные нагрузки, кН/м, вычислены по формулам:

для колесной нагрузки НК-80:

а) при  $0 \leq \alpha \leq 0,25$

$$v = \frac{1569}{\lambda^2} \left( \lambda - \frac{1,8}{1-\alpha} \right);$$

б) при  $0,25 < \alpha \leq 0,50$

$$v = \frac{1569}{\lambda^2} \left[ \lambda - \frac{0,6}{1-\alpha} - \frac{0,3}{\alpha(1-\alpha)} \right];$$

для гусеничной нагрузки НГ-60

$$v = \frac{1177}{\lambda^2} (\lambda - 2,5).$$

Таблица 2\*

Длина загрузки $\lambda$ , м	Эквивалентные нагрузки, кН/м (тс/м), для криволинейных линий влияния (с разными коэффициентами искажения $\psi^*$ ) для нагрузок						
	НК-80	НГ-60	НК-80			НГ-60	
	$\psi = 0,75-0,85$	$\psi = 1,05-1,25$	$\psi = 1,30-1,50$	$\psi = 1,1-1,2$	$\psi = 1,05-1,25$	$\psi = 1,3-1,50$	
4	159 (16,2)	118 (12,0)	182 (18,6)	190 (19,4)	225 (22,9)	118 (12,0)	118 (12,0)
5	158 (16,1)	118 (12,0)	170 (17,3)	175 (17,8)	210 (21,4)	118 (12,0)	118 (12,0)
6	157 (16,0)	114 (11,6)	162 (16,5)	171 (17,4)	191 (19,5)	116 (11,8)	117 (11,9)
7	145 (14,8)	108 (11,0)	153 (15,6)	165 (16,8)	177 (18,1)	111 (11,3)	113 (11,5)
8	130 (13,3)	102 (10,4)	144 (14,7)	158 (16,1)	163 (16,6)	105 (10,7)	109 (11,1)
9	121 (12,3)	93 (9,5)	135 (13,8)	150 (15,3)	151 (15,4)	99 (10,1)	105 (10,7)
10	112 (11,4)	86 (8,8)	127 (13,0)	140 (14,3)	140 (14,3)	94 (9,6)	100 (10,2)
12	97 (9,9)	73 (7,4)	110 (11,2)	127 (12,9)	123 (12,5)	83 (8,5)	90 (9,2)
14	85 (8,7)	65 (6,6)	101 (10,3)	114 (11,6)	109 (11,1)	76 (7,7)	77 (7,9)
16	75 (7,6)	56 (5,7)	92 (9,4)	104 (10,6)	97 (9,9)	69 (7,0)	76 (7,8)
18	67 (6,8)	50 (5,1)	83 (8,5)	95 (9,7)	87 (8,9)	62 (6,3)	72 (7,3)
20	61 (6,2)	45 (4,6)	76 (7,8)	88 (9,0)	81 (8,3)	57 (5,8)	68 (6,9)
22	56 (5,7)	42 (4,3)	70 (7,1)	81 (8,3)	74 (7,5)	53 (5,4)	59 (6,0)

24	51 (5,2)	38 (3,9)	66 (6,7)	76 (7,7)	69 (7,0)	49 (5,0)	56 (5,7)
26	47 (4,8)	35 (3,6)	62 (6,3)	71 (7,2)	64 (6,5)	46 (4,7)	54 (5,5)
28	44 (4,5)	32 (3,3)	58 (5,9)	67 (6,8)	60 (6,1)	43 (4,4)	49 (5,0)
30	41 (4,2)	30 (3,1)	54 (5,5)	64 (6,5)	56 (5,7)	41 (4,2)	47 (4,8)
32	38 (3,9)	28 (2,9)	52 (5,3)	60 (6,1)	53 (5,4)	38 (3,9)	44 (4,5)
36	34 (3,5)	25 (2,6)	46 (4,7)	54 (5,5)	47 (4,8)	34 (3,5)	40 (4,1)
40	31 (3,2)	24 (2,4)	42 (4,3)	49 (5,0)	43 (4,4)	31 (3,2)	36 (3,7)

\* Коэффициент искажения  $\Psi$  равен отношению площади треугольной линии влияния к площади рассматриваемой линии влияния при одинаковых длинах линий влияния и одинаковых их наибольших ординатах.

Для промежуточных значений  $\Psi$  следует определять по интерполяции.

## Приложение 7 Справочное

### ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАГРУЗКИ ОТ ОДИНОЧНЫХ АВТОМОБИЛЕЙ, СТОЯЩИХ И ДВИЖУЩИХСЯ КОЛОНН АВТОМОБИЛЕЙ НАГРУЗКИ АБ

Длина загрузки $\lambda$ , м	Эквивалентные нагрузки от нагрузок АБ при разных положениях вершин треугольных линий влияния, кН/м (тс/м)								
	АБ-51			АБ-74			АБ-151		
	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0,25$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0,25$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0,25$	$\alpha = 0$
<b>А. Одиночный автомобиль</b>									
4	166,7 (17,00)	166,7 (17,00)	177,1 (18,06)	245,2 (25,00)	245,2 (25,00)	245,2 (25,00)	495,2 (50,50)	495,2 (50,50)	495,2 (50,50)
5	133,4 (13,60)	137,8 (14,05)	153,4 (15,64)	196,1 (20,00)	196,1 (20,00)	211,2 (21,54)	396,2 (40,40)	396,2 (40,40)	415,8 (42,40)
6	111,1 (11,33)	123,5 (12,59)	134,3 (13,69)	163,5 (16,67)	168,7 (17,20)	187,0 (19,07)	330,2 (33,67)	330,2 (33,67)	371,0 (37,83)
7	95,2 (9,71)	111,1 (11,33)	119,1 (12,14)	140,1 (14,29)	153,6 (15,66)	167,0 (17,03)	283,0 (28,86)	303,0 (30,90)	333,0 (33,96)
8	88,6 (9,03)	100,7 (10,27)	106,8 (10,89)	122,6 (12,50)	140,2 (14,30)	150,5 (15,35)	247,6 (25,25)	278,3 (28,38)	301,3 (30,72)
9	82,4 (8,40)	91,9 (9,37)	96,7 (9,86)	112,5 (11,47)	128,8 (13,13)	136,9 (13,96)	220,1 (22,44)	256,4 (26,15)	274,6 (28,00)
10	76,7 (7,82)	84,4 (8,61)	88,4 (9,01)	105,6 (10,77)	118,8 (12,11)	125,3 (12,78)	207,9 (21,20)	237,3 (24,20)	252,0 (25,70)
12	67,2 (6,85)	72,6 (7,40)	75,2 (7,67)	93,5 (9,53)	102,7 (10,47)	107,2 (10,93)	185,5 (18,92)	205,9 (21,00)	216,1 (22,04)
15	56,3 (5,74)	59,7 (6,09)	61,5 (6,27)	79,2 (8,08)	85,0 (8,67)	88,0 (8,97)	158,2 (16,13)	171,3 (17,47)	177,8 (18,13)
18	48,3 (4,93)	50,8 (5,18)	52,0 (5,30)	68,4 (6,98)	72,5 (7,39)	74,5 (7,60)	137,3 (14,00)	146,4 (14,93)	150,9 (15,39)
24	37,7 (3,84)	38,9 (3,97)	39,6 (4,04)	53,6 (5,47)	55,9 (5,70)	57,1 (5,82)	108,1 (11,02)	113,2 (11,54)	115,7 (11,80)
30	30,8 (3,14)	31,6 (3,22)	32,1 (3,27)	44,0 (4,49)	45,4 (4,63)	46,2 (4,71)	88,9 (9,07)	92,2 (9,40)	93,8 (9,57)
33	28,1 (2,87)	28,8 (2,94)	29,2 (2,98)	40,3 (4,11)	41,6 (4,24)	42,2 (4,30)	81,7 (8,33)	84,3 (8,60)	85,7 (8,74)
36	26,0	26,6 (2,71)	26,9 (2,74)	37,3	38,2 (3,90)	38,8	75,4 (7,69)	77,8 (7,93)	78,8 (8,04)

48	(2,65) 19,8 (2,02)	20,2 (2,06)	20,3 (2,07)	(3,80) 28,5 (2,91)	29,1 (2,97)	(3,96) 29,4 (3,00)	57,9 (5,90)	59,1 (6,03)	59,8 (6,10)
66	14,6 (1,49)	14,8 (1,51)	14,9 (1,52)	21,1 (2,15)	21,4 (2,18)	21,6 (2,20)	42,9 (4,37)	43,5 (4,44)	43,8 (4,47)
<b>Б. Колонна стоящих автомобилей</b>									
10	76,7 (7,82)	84,4 (8,61)	88,4 (9,01)	105,6 (10,77)	118,8 (12,11)	125,3 (12,78)	207,9 (21,20)	237,3 (24,20)	252,0 (25,70)
12	67,2 (6,85)	72,6 (7,40)	77,6 (7,91)	93,5 (9,53)	102,7 (10,47)	107,2 (10,93)	185,5 (18,92)	205,9 (21,00)	216,1 (22,04)
15	56,3 (5,74)	59,7 (6,09)	71,9 (7,33)	79,2 (8,08)	85,0 (8,67)	100,2 (10,22)	158,2 (16,13)	171,3 (17,47)	182,2 (18,58)
18	50,4 (5,14)	56,3 (5,74)	68,5 (6,98)	71,3 (7,27)	77,8 (7,93)	94,4 (9,63)	137,3 (14,00)	146,4 (14,93)	172,3 (17,57)
24	44,6 (4,55)	51,3 (5,23)	60,5 (6,17)	60,1 (6,13)	70,8 (7,22)	83,4 (8,50)	114,9 (11,72)	129,3 (13,18)	156,9 (16,00)
30	46,3 (4,72)	47,7 (4,86)	57,8 (5,89)	63,5 (6,48)	66,3 (6,76)	79,5 (8,11)	102,0 (10,40)	120,7 (12,31)	142,1 (14,49)
33	46,6 (4,75)	47,3 (4,82)	56,0 (5,71)	63,3 (6,45)	64,5 (6,58)	77,8 (7,93)	107,9 (11,00)	116,4 (11,87)	139,3 (14,20)
36	46,1 (4,70)	46,7 (4,76)	54,0 (5,51)	63,3 (6,45)	64,2 (6,55)	75,4 (7,69)	108,9 (11,11)	113,8 (11,60)	137,2 (13,99)
48	41,6 (4,24)	41,9 (4,27)	46,0 (4,69)	58,3 (5,94)	58,8 (6,00)	65,1 (6,64)	106,7 (10,88)	108,0 (11,01)	123,5 (12,59)
66	34,3 (3,50)	34,5 (3,52)	36,8 (3,75)	48,8 (4,98)	49,1 (5,01)	52,5 (5,35)	93,2 (9,50)	93,8 (9,57)	102,0 (10,40)
<b>В. Колонна движущихся автомобилей</b>									
18	48,3 (4,93)	50,8 (5,18)	52,0 (5,30)	68,4 (6,98)	72,5 (7,39)	74,5 (7,60)	137,3 (14,00)	146,4 (14,93)	151,0 (15,40)
24	37,7 (3,84)	38,9 (3,97)	40,2 (4,10)	53,6 (5,47)	55,9 (5,70)	57,1 (5,82)	108,1 (11,02)	113,2 (11,54)	115,8 (11,81)
30	30,8 (3,14)	31,6 (3,22)	38,0 (3,87)	44,0 (4,49)	45,4 (4,63)	53,3 (5,44)	88,9 (9,07)	92,3 (9,41)	93,8 (9,57)
33	28,1 (2,87)	29,9 (3,05)	36,9 (3,76)	40,3 (4,11)	42,3 (4,31)	52,1 (5,31)	81,7 (8,33)	84,4 (8,61)	90,2 (9,20)
36	26,0 (2,65)	29,0 (2,96)	35,6 (3,63)	37,3 (3,80)	41,1 (4,19)	50,5 (5,15)	75,4 (7,69)	77,8 (7,93)	88,1 (8,98)
48	21,6 (2,20)	26,8 (2,73)	30,8 (3,14)	30,2 (3,08)	37,9 (3,86)	43,5 (4,44)	57,9 (5,90)	66,2 (6,75)	80,3 (8,19)
66	23,3 (2,38)	23,5 (2,40)	28,4 (2,90)	32,9 (3,35)	33,1 (3,38)	40,4 (4,12)	50,5 (5,15)	59,4 (6,06)	69,3 (7,07)

Примечание. Промежуточные значения эквивалентных нагрузок следует определять по интерполяции.

## Приложение 8\* Обязательное

### МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО (БОКОВОГО) ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА НА БЕРЕГОВЫЕ ОПОРЫ (УСТОИ) ОТ ТРАНСПОРТНЫХ СРЕДСТВ ЖЕЛЕЗНЫХ И АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

#### I. В случае расположения на призме обрушения подвижного состава железных дорог

Горизонтальное (боксовое) давление, кН (тс), следует определять по формулам:

а) для однопутных устоев при симметричной (относительно оси устоя) нагрузке (чертеж, а)

$$F = F_1 + F_2 = 2,7p_v\tau_n h_1 + p_v\tau_n b(\alpha h - \alpha_1 h_1); \quad (1)$$

б) для многопутных устоев при несимметричной (относительно оси устоя) нагрузке (чертеж, б)

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 1,35p_v\tau_n h_1 + 0,5p_v\tau_n b(\alpha h - \alpha_1 h_1) + 1,35p_v\tau_n h_2 + 0,5p_v\tau_n b_1(\alpha h - \alpha_2 h_2) \quad (2)$$

Если  $h_2 = h$ , то принимается  $\alpha_2 = \alpha$ .

Плечи сил  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  и  $F_4$ , считая от рассматриваемого сечения (на чертеже - подошвы фундамента), следует определять по формулам:

$$z_1 = h - \frac{h_1}{2};$$

$$z_2 = \frac{h^2\alpha\xi - h_1\alpha_1(h_1\xi_1 + h - h_1)}{h\alpha - h_1\alpha_1};$$

$$z_3 = h - \frac{h_2}{2};$$

$$z_4 = \frac{h^2\alpha\xi - h_2\alpha_2(h_2\xi_2 + h - h_2)}{h\alpha - h_2\alpha_2},$$

где  $p_v = \frac{\nu}{2,70}$  - давление распределенной на длине шпал (2,70 м) временной вертикальной нагрузки, кПа (тс/м<sup>2</sup>);

$\nu$  - равномерно распределенная нагрузка, кН/м (тс/м), от подвижного состава на призме обрушения (по обязательному приложению 5\*);

$h_1, h_2$  - высоты, в пределах которых площадь давления имеет переменную ширину, м;

$b$  - ширина однопутного устоя или удвоенное наименьшее расстояние от вертикальной оси нагрузки до ближайшей боковой грани устоя при несимметричном загрузении, м;

$b_1 = 2,70 + h_2$  - удвоенное расстояние от оси пути до точки пересечения линии распространения нагрузки с боковой удаленной от пути гранью, м, но не более удвоенного наибольшего расстояния от оси пути до боковой грани устоя;

$\tau_n$  - коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта засыпки по п.2.6.

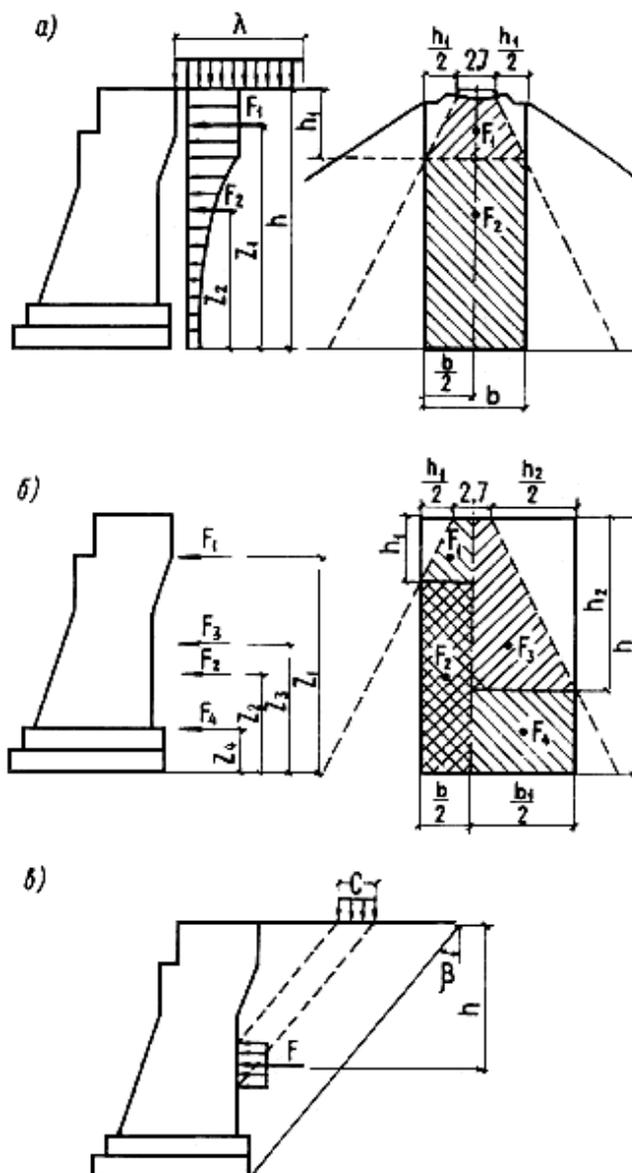


Схема загрузки для определения горизонтального (бокового) давления  
 грунта на береговые опоры (устои)\*:

а - при расположении на призме обрушения подвижного состава железных дорог для однопутных устоев при симметричной (относительно оси устоя) нагрузке; б - то же, для многопутных устоев при несимметричной (относительно оси устоя) нагрузке; в - при расположении на призме обрушения автомобильной и гусеничной нагрузок и стенки перпендикулярно направлению движения (С - длина соприкосновения вдоль оси моста колес или гусениц с покрытием проезжей части).

На схеме загрузки в угол  $\beta$  представляет наклон к вертикальной плоскости скольжения грунта за устоем

Значения коэффициентов  $\alpha$ ,  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  и  $\xi$ ,  $\xi_1$ ,  $\xi_2$  в зависимости от соответствующих высот  $h$ ,  $h_1$ ,  $h_2$  следует принимать по табл.1.

Примечание. Для многопутного устоя общее давление от временной нагрузки следует определять как сумму давлений, получаемых по формуле (2) для каждого из путей в отдельности при соответствующих значениях  $b$ ,  $b_1$ ,  $h$ ,  $h_1$ ,  $h_2$ .

Таблица 1

$h, h_1, h_2$	$\alpha, \alpha_1, \alpha_2$	$\xi, \xi_1, \xi_2$
1	0,85	0,53
2	0,75	0,55
3	0,67	0,56
4	0,61	0,58
5	0,57	0,59
6	0,53	0,60
7	0,49	0,60
8	0,46	0,61
9	0,44	0,62
10	0,42	0,62
11	0,40	0,63
12	0,38	0,64
13	0,37	0,64
14	0,35	0,64
15	0,34	0,65
16	0,33	0,65
17	0,32	0,66
18	0,31	0,66
19	0,30	0,66
20	0,29	0,67
21	0,28	0,67
22	0,27	0,67
23	0,27	0,67
24	0,26	0,68
25	0,25	0,68
26	0,25	0,68
27	0,24	0,68
28	0,23	0,69
29	0,23	0,69
30	0,22	0,69

**II. В случае расположения на призме обрушения колесной  
и гусеничной автомобильных нагрузок**

1\*. При отсутствии переходных плит от насыпи на устой давление от транспортных средств автомобильных дорог на призме обрушения следует принимать распределенным на площадки опирания.

А. В случае расположения стенки перпендикулярно направлению движения давление от каждого ряда колес или гусениц распределяется на площадки опирания размером  $c \times b$ ,

где  $c$  - длина соприкосновения вдоль оси моста колес или гусениц рассматриваемых нагрузок с покрытием проезжей части (чертеж, в), принимаемая, м:

для колес тележек нагрузки АК - 0,2;

" " автомобилей " АБ - по табл.10 п.2.13;

для колесной нагрузки НК-80 - 3,8;

" гусеничной " НГ-60 - 5,0;

$b$  - ширина, равная расстоянию между внешними гранями колес (для тележек нагрузки АК, автомобилей нагрузки АБ, колесной нагрузки НК-80) или гусениц (для гусеничной нагрузки НГ-60).

В случаях, когда сосредоточенное давление распределяется в стороны вдоль рассчитываемой стенки (например, устои с откосными крыльями), его учитывают с коэффициентом  $\alpha$ , зависящим от отношения  $b/h$  (где  $h$  - высота стенки), по табл.2.

В устоях с обратными стенками, расположенными параллельно оси моста, коэффициент  $\alpha$  не учитывается.

Таблица 2

$b/h$	$\alpha$
0,10	0,327
0,12	0,360
0,14	0,389
0,16	0,414
0,18	0,437
0,20	0,459
0,25	0,505
0,30	0,544
0,35	0,576
0,40	0,602
0,50	0,668
0,60	0,681
0,70	0,710
0,80	0,735
0,90	0,754
1,00	0,772
1,20	0,810
1,50	0,840
2,00	0,875
3,00	0,900
4,00	0,950
Св. 4,00	1,000

Б. В случае расположения стенки параллельно оси моста давление от каждого ряда колес вдоль моста и каждой полосы гусеницы распределяется на площадки опирания размером  $a \times b$ ,

где  $a$  - длина, принимаемая для нагрузок, м:

АК -  $h + 1,5$ ;

АБ -  $h + c$ , но не более базы автомобиля;

НК-80 - 3,8;

НГ-60 - 5,0;

$h, c$  - по подпункту А;

$d$  - ширина колеса или гусеницы рассматриваемых нагрузок.

Во всех случаях длина  $\alpha$  не должна превышать длины рассчитываемого участка стенки.

2. При наличии переходных плит (от насыпи на устой) опирание на грунт (вдоль оси моста) следует учитывать на половине длины плиты со стороны насыпи, при этом давление следует принимать только от части подвижной нагрузки, расположенной на этой половине, и считать его приложенным посередине длины опирания.

Приложение 9\*  
 Обязательное

### АЭРОДИНАМИЧЕСКИЙ КОЭФФИЦИЕНТ

Части или элементы пролетных строений и опор мостов	Значения аэродинамического коэффициента лобового сопротивления $C_w$
1. Главные фермы сквозных пролетных строений балочной и арочной систем:	
а) железнодорожных с ездой:	
понизу при наличии на них поезда	2,15
при отсутствии поезда	2,55
поверху при расстоянии между осями ферм от 2 до 4 м соответственно	2,15-2,45
б) автодорожных	2,80
2. Балочная клетка и мостовое полотно проезжей части пролетных строений:	
а) железнодорожных	1,85
б) автодорожных	1,60
3. Пролетные строения со сплошными балками:	
а) железнодорожные:	
однопутные с ездой поверху	1,90
два однопутных с ездой поверху, установленные на общих опорах двухпутного моста	2,10
однопутные в виде замкнутой коробки	1,50
однопутные с ездой понизу	2,25
двухпутные с ездой понизу	2,45
б) автодорожные с ездой поверху:	
с плоскими главными балками	1,70

с одной коробчатой балкой	1,50
с двумя коробчатыми балками	1,75
4. Прогонь деревянных мостов	1,95
5. Железнодорожный подвижной состав, находящийся на пролетном строении с ездой:	
а) понизу	1,50
б) поверху	1,80
6. Каменные, бетонные и железобетонные опоры мостов:	
а) поперек моста:	
при прямоугольном сечении	2,10
то же, но с обтекателями в носовой и кормовой частях	1,75
при круглом сечении	1,40
в виде двух круглых столбов	1,80
б) вдоль моста при прямоугольном сечении	2,10
7. Деревянные сквозные опоры мостов:	
а) башенного типа:	
поперек моста	3,20
вдоль "	2,40
б) однорядные и сдвоенные:	
поперек моста	2,50
вдоль "	1,50
8. Стальные опоры:	
а) однорядные:	
поперек моста	2,50
вдоль "	1,80
б) башенные сквозные при числе плоскостей (поперек направления ветра) 2-4	2,10-3,00
9. Перильные ограждения:	
а) в мостах с ездой поверху для плоскостей:	

не защищенных от ветра	1,4
закрытых от ветра подвижным составом	0,8
б) в мостах с ездой понизу:	
с наветренной стороны, не закрытой элементами сквозных ферм	1,4
то же, закрытой элементами сквозных ферм	1,1
то же, закрытой элементами сквозных ферм и подвижным составом	0,6

Примечание. Для опор, состоящих по высоте из нескольких ярусов, имеющих различные конструктивные формы, ветровую нагрузку необходимо определять для каждого яруса отдельно с учетом соответствующего аэродинамического коэффициента.

## Приложение 10\* Обязательное

### НОРМАТИВНАЯ ЛЕДОВАЯ НАГРУЗКА

1. Нагрузку от льда на опоры мостов следует определять на основе исходных данных по ледовой обстановке в районе расположения сооружения для периода с наибольшими ледовыми воздействиями, при этом период натуральных наблюдений должен быть не менее пяти лет.

Пределы прочности льда следует определять по опытным данным.

При отсутствии опытных данных допускается принимать:

для I района страны:

а) предел прочности льда на раздробление (с учетом местного смятия)  $R_{z1}$ :

в начальной стадии ледохода (при первой подвижке) - 735 кПа (75 тс/м<sup>2</sup>);

при наивысшем уровне ледохода - 441 кПа (45 тс/м<sup>2</sup>);

б) предел прочности льда на изгиб  $R_{m1}$  - 70% соответствующих значений прочности льда на раздробление (по подпункту "а");

для остальных районов страны - по формулам:

$$R_{zn} = K_n R_{z1}; \quad (1)$$

$$R_{mn} = 0,7 R_{zn}, \quad (2)$$

где  $n$  - порядковый номер района страны;

$K_n$  - климатический коэффициент для данного района страны.

Границы районов и климатические коэффициенты, соответствующие районам, следует принимать по табл.1. При этом для рек, вскрывающихся при отрицательной температуре, климатический коэффициент следует принимать не менее 2.

На промерзающих до дна реках, если ледоход начинается после прохода по льду весенних вод, предел прочности льда на раздробление следует принимать по фактическим данным (с учетом ослабления льда вследствие его протаивания), но не менее величин, установленных для ледохода при наивысшем уровне.

Таблица 1

Номер района	Граница района	Климатический коэффициент $K_n$
I	Южнее линии Выборг - Смоленск - Камышин - Актюбинск - Балхаш	1
II	Южнее линии Архангельск - Киров - Уфа - Кустанай - Караганда - Усть-Каменогорск	1,25
III	Южнее линии Воркута - Ханты-Мансийск - Красноярск - Улан-Удэ - Николаевск-на-Амуре	1,75
IV	Севернее линии Воркута - Ханты-Мансийск - Красноярск - Улан-Удэ - Николаевск-на-Амуре	2

Примечание. Для II и III районов южной границей является северная граница предыдущего района.

2. Равнодействующую ледовой нагрузки необходимо прикладывать в точке, расположенной ниже расчетного уровня воды на  $0,3t$ , где  $t$  - расчетная толщина льда, м, принимаемая равной 0,8 максимальной за зимний период толщины льда обеспеченностью 1%.

3. Нагрузку от движущихся ледяных полей на опоры мостов с вертикальной передней гранью необходимо принимать по наименьшему значению из определяемых по формулам:

при прорезании опорой льда

$$F_1 = \psi_1 R_{zn} b t, \text{ кН (тс);} \quad (3)$$

при остановке ледяного поля опорой

$$\left. \begin{aligned} F_2 &= 1,253 v t \sqrt{\psi_2 A R_{zn}}, \text{ кН} \\ (F_2 &= 0,4 v t \sqrt{\psi_2 A R_{zn}}, \text{ тс}) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

где  $\psi_1, \psi_2$  - коэффициенты формы, определяемые по табл.2;

$R_{zn}$  - сопротивление льда раздроблению для районов строительства, кПа (тс/м<sup>2</sup>);

$b$  - ширина опоры на уровне действия льда, м;

$t$  - толщина льда, м;

$v$  - скорость движения ледяного поля, м/с, определяемая по данным натуральных наблюдений, а при их отсутствии принимаемая равной скорости течения воды;

$A$  - площадь ледяного поля, м<sup>2</sup>, устанавливаемая по натурным наблюдениям в месте перехода или вблизи от него.

Таблица 2

Коэффициент	Коэффициент формы для опор с носовой частью, имеющей в плане форму							
	многоугольника	прямоугольника	треугольника с углом заострения в плане, град					
			45	60	75	90	120	150
$\psi_1$	0,90	1,00	0,54	0,59	0,64	0,69	0,77	1,00
$\psi_2$	2,4	2,7	0,2	0,5	0,8	1,0	1,3	2,7

При отсутствии натуральных данных площадь ледяного поля допускается принимать  $A = 1,75 l^2$ , где  $l$  - величина пролета, м, а при уклонах участков водной поверхности  $i \geq 0,007$

$$\left. \begin{aligned} A &= 1,02 t R_{mn} \\ (A &= 10 t R_{mn}) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

где  $R_{mn}$  - предел прочности льда на изгиб в районе строительства, кПа (тс/м<sup>2</sup>).

4. При движении ледяного поля под углом  $\varphi \leq 80^\circ$  к оси моста нагрузку от льда на вертикальную грань опоры необходимо уменьшать путем умножения ее на  $\sin \varphi$ .

5. Давление льда на опору, имеющую в зоне действия льда наклонную поверхность, следует определять:

а) горизонтальную составляющую  $F_x$ , кН (тс), - по наименьшей из величин, полученных по формуле (3) настоящего приложения и по формуле

$$F_x = \psi R_{mn} t^2 \operatorname{tg} \beta; \quad (6)$$

б) вертикальную составляющую  $F_z$ , кН (тс), - по формуле

$$F_z = \frac{F_x}{\operatorname{tg} \beta}, \quad (7)$$

где  $\psi$  - коэффициент, принимаемый равным  $0,2 b / t$ , но не менее 1;

$\beta$  - угол наклона к горизонту режущего ребра опоры;

$R_{mn, b, t}$  - принимаются по пп.1-3.

6\*. При сложной ледовой обстановке в районе проектируемого мостового перехода в необходимых случаях следует учитывать нагрузки от:

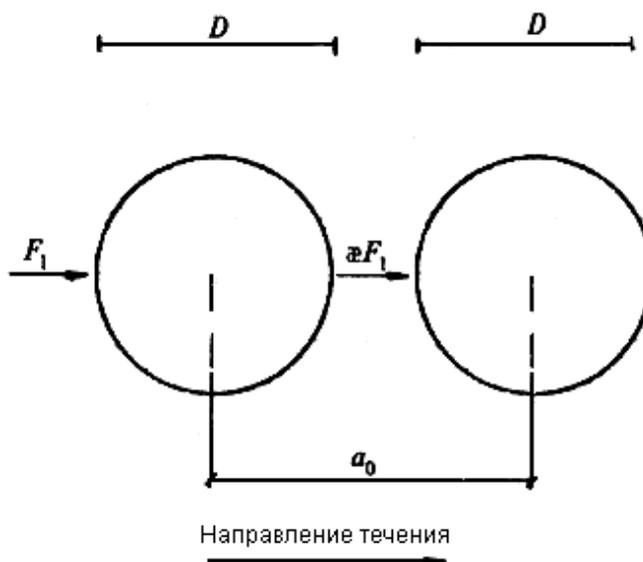
остановившегося при навале на опору ледяного поля, когда кроме течения воды происходит воздействие на поле ветра;

давления зажорных масс;

примерзшего к опоре (сваям или свайным кустам) ледяного покрова при колебаниях уровня воды;

ледяного покрова при его температурном расширении и наличии с одной стороны опоры поддерживаемой майны льда на податливые (гибкие) опоры.

Указанные нагрузки следует определять по [СНиП 2.06.04-82\\*](#).



7\*. При расположении в одном створе вдоль течения реки двух опор кругового или близкого к нему очертания (чертеж) давление от прорезания льда при его первой подвижке на низовую (вторую) по течению реку опору допускается принимать в размере  $\alpha F_1$ ,

здесь  $\alpha$  - коэффициент уменьшения давления на низовую (вторую) опору, зависящий от отношения  $\frac{a_0}{D}$  ( $a_0$  - расстояние между осями опор,  $D$  - диаметр опор);

$F_1$  - давление от прорезания льда на верховую (первую) по течению опору (п.3).

Значения коэффициента  $\alpha$  следует принимать по табл.3\*.

Таблица 3\*

$\frac{a_0}{D}$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
$\alpha$	0,200	0,204	0,212	0,230	0,280	0,398	0,472	0,542	0,608
$\frac{a_0}{D}$	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6 и более	
$\alpha$	0,671	0,730	0,785	0,836	0,884	0,928	0,968	1	

Примечание. Промежуточные значения определяются по интерполяции.

## Приложение 11\* Обязательное

### ПОТЕРИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

Таблица 1\*

Фактор, вызывающий потери предварительного напряжения	Значение потерь предварительного напряжения, МПа
<p>1. Релаксация напряжений арматуры:</p> <p>а) при механическом способе натяжения арматуры:</p> <p>    проволочной</p> <p>    стержневой</p> <p>б) при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения стержневой арматуры</p>	$\left( 0,22 \frac{\sigma_p}{R_{ph}} - 0,1 \right) \sigma_p$ $0,1 \sigma_p - 20$ $0,03 \sigma_p$ <p>Здесь <math>\sigma_p</math> принимается без учета потерь, МПа. Если вычисленные значения потерь от релаксации напряжений оказываются отрицательными, их следует принимать равными нулю</p>
<p>2. Температурный перепад при натяжении на упоры (разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона)</p>	<p>Для бетона классов В25 - В40 - <math>1,25 \Delta t</math> ;</p> <p>" " класса В45 и выше - <math>1,0 \Delta t</math> ,</p> <p>где <math>\Delta t</math> - разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), воспринимающих усилие натяжения, °С.</p> <p>Расчетное значение <math>\Delta t</math> при отсутствии точных данных следует принимать равным 65 °С. Потери от температурного перепада не учитываются, если температура стенда равна температуре нагреваемой арматуры или если в процессе термообработки производится подтяжка напрягаемой арматуры на величину, компенсирующую потери от температурного перепада</p>
<p>3. Деформация анкеров, расположенных у натяжных устройств, при натяжении:</p> <p>а) на упоры</p> <p>б) на бетон</p>	$\frac{\Delta}{l} E_p,$ <p>где <math>\Delta</math> - сжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т.п., принимаемое равным 2 мм на каждый анкер</p> $\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{l} E_p,$ <p>где <math>\Delta_1</math> - обжатие шайб под анкерами и обжатие бетона под шайбами, равное 0,5 мм на каждый шов, но не менее 2 мм на каждый анкер, за который производится натяжение;</p> <p><math>\Delta_2</math> - деформация арматурного элемента относительно анкера, принимаемая равной: для анкера стаканного типа, в котором проволока закрепляется с помощью</p>

	<p>сплава, бетона, конусного закрепления, высаженных головок, - 2 мм на анкер; для напрягаемых хомутов - 1 мм на анкер; для конусных анкеров пучков из арматурных канатов класса К-7 - 8 мм на анкер; для стержневых хомутов с плотно завинчивающимися гайками с шайбой или парных коротышей - общую величину потерь всех видов в таких хомутах допускается учитывать в размере 98 МПа (1000 кгс/см<sup>2</sup>);</p> <p><math>l</math> - длина натягиваемого арматурного элемента, мм;</p> <p><math>E_p</math> - модуль упругости напрягаемой арматуры</p>
<p>4. Трение арматуры:</p> <p>а) о стенки закрытых и открытых каналов при натяжении арматуры на бетон</p>	$\sigma_p \left( 1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \Theta}} \right),$ <p>где <math>\sigma_p</math> - принимается без учета потерь;</p> <p><math>e</math> - основание натуральных логарифмов;</p> <p><math>\omega, \delta</math> - коэффициенты, определяемые по табл.2* настоящего приложения;</p> <p><math>x</math> - длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м;</p> <p><math>\Theta</math> - суммарный угол поворота оси арматуры, рад</p>
<p>б) об огибающие приспособления</p>	$\sigma_p \left( 1 - \frac{1}{e^{\delta \Theta}} \right),$ <p>где <math>\sigma_p</math> - принимается без учета потерь;</p> <p><math>e</math> - основание натуральных логарифмов;</p> <p><math>\delta</math> - коэффициент, принимаемый равным 0,25;</p> <p><math>\Theta</math> - суммарный угол поворота оси арматуры, рад.</p> <p>При применении промежуточных отклоняющих упорных устройств, отдельных для каждого арматурного элемента и имеющих перемещение (за счет поворота) вдоль стэнда, потери от трения об упорные устройства допускается не учитывать</p>
<p>5. Деформация стальной формы при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций с натяжением на упоры</p>	$\eta \frac{\Delta l}{l} E_s,$ <p>где <math>\eta</math> - коэффициент, который при натяжении арматуры дократом определяется по формуле</p> $\eta = \frac{n-1}{2n};$

	<p><math>\Delta l</math> - сближение упоров на линии действия усилия предварительного напряжения, определяемое из расчета деформаций формы;</p> <p><math>l</math> - расстояние между наружными гранями упоров;</p> <p><math>n</math> - число групп арматурных элементов, натягиваемых одновременно;</p> <p><math>E_s</math> - модуль упругости стали форм.</p> <p>При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции форм потери от деформации форм следует принимать равными 30 МПа</p>															
<p>6. Быстронатекающая ползучесть при натяжении на упоры для бетона:</p> <p>а) естественного твердения</p> <p>б) подвергнутого тепловой обработке</p>	$40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,8 ;$ $32 + 94 \left( \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,8 \right) \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,8,$ <p>где <math>\sigma_{bp}</math> - определяется на уровне центров тяжести соответствующей продольной арматуры с учетом потерь по поз.1-5 настоящей таблицы</p> <p>Потери вычисляются по формулам поз.6а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85</p>															
<p>7. Усадка бетона при натяжении:</p> <p>а) на упоры:</p> <p>бетон естественного твердения</p> <p>" с тепловой обработкой</p> <p>б) на бетон независимо от условий твердения</p>	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td colspan="3">Бетон классов по прочности на сжатие</td> </tr> <tr> <td>V35 и ниже</td> <td>V40</td> <td>V45 и ниже</td> </tr> <tr> <td>40</td> <td>50</td> <td>60</td> </tr> <tr> <td>35</td> <td>40</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>35</td> <td>40</td> </tr> </table>	Бетон классов по прочности на сжатие			V35 и ниже	V40	V45 и ниже	40	50	60	35	40	50	30	35	40
Бетон классов по прочности на сжатие																
V35 и ниже	V40	V45 и ниже														
40	50	60														
35	40	50														
30	35	40														
<p>8. Ползучесть бетона</p>	$150\alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75;$ $300\alpha \left( \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375 \right) \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75,$ <p>где <math>\sigma_{bp}</math> - то же, что в поз.6а настоящей таблицы, но с учетом потерь по поз.1-6;</p>															

	$R_{bp}$ - передаточная прочность (см. п.3.31*); $\alpha$ - коэффициент, принимаемый равным для бетона: естественного твердения - 1,0; подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, - 0,85
9. Смятие под витками спиральной или кольцевой арматуры, наматываемой на бетон (при диаметре конструкции $d_{ext}$ до 3 м)	$70 - 0,22 d_{ext}$
10. Деформация обжатия стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков)	$\frac{n\Delta}{l} E_s,$ где $n$ - число швов конструкции и оснастки по длине натягиваемой арматуры; $\Delta$ - обжатие стыка, принимаемое равным для стыков: заполненных бетоном, - 0,3 мм; клееных после отверждения клея - 0,0; $l$ - длина натягиваемой арматуры, мм.  Допускается определение деформации стыков иными способами на основании опытных данных
Примечание. Каждому виду потерь предварительного напряжения арматуры в соответствии с номерами позиций присваивать обозначения от $\sigma_1$ до $\sigma_{10}$ .	

Таблица 2\*

Поверхность канала	Коэффициенты для определения потерь от трения арматуры (см. поз.4 табл.1*)		
	$\omega$	$\delta$ при арматуре в виде	
		пучков из высокопрочной проволоки, арматурных канатов класса К-7, стальных канатов и гладких стержней	стержней периодического профиля
Гладкая металлическая	0,003	0,35	0,4
Бетонная, образованная с помощью жесткого каналобразователя (или полиэтиленовых труб)	0,005	0,55	0,65
Гофрированная полиэтиленовая	0,20	0,20	-

Таблица 3

Показатель	Значения нормативных деформаций ползучести бетона $\epsilon_n$ и усадки $\epsilon_{sn}$ для бетона классов по прочности на сжатие										
	B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$\epsilon_n \cdot 10^6$ , МПа <sup>-1</sup>	115	107	100	92	84	75	67	55*	50*	41**	39**
$\epsilon_n \cdot 10^6$ , кгс <sup>-1</sup> /см <sup>2</sup>	11,3	10,9	10,2	9,4	8,6	7,7	6,8	5,6*	5,1*	4,2**	4,0**
$\epsilon_n \cdot 10^6$	400	400	400	400	400	400	400	365*	330*	315**	300**

\* При осадке конуса 1-2 см.

\*\*При жесткости смеси 35-30 с.

Примечания: 1. При определении  $\epsilon_n$  и  $\epsilon_{sn}$  классы бетона должны соответствовать передаточной прочности бетона  $R_{bp}$  (см. п.3.31).

2. Для бетона, подвергнутого тепловлажностной обработке, значения  $\epsilon_n$  и  $\epsilon_{sn}$  следует уменьшать на 10%.

## Приложение 12 Обязательное

### РАСЧЕТ ЖЕСТКИХ ЗВЕНЬЕВ КРУГЛЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТРУБ

Жесткие звенья круглых железобетонных труб допускается рассчитывать на изгибающие моменты (без учета нормальных и поперечных сил), расчетные значения которых следует определять по формуле

$$M = r_d^2 p (1 - \mu) \delta,$$

где  $r_d$  - средний радиус звена, м;

$P$  - расчетное давление на звено, принимаемое равным:

для железнодорожных труб

$$1,3(p_{vp} + p_{vk});$$

для автодорожных труб

$$1,3p_{vp} + 1,2p_{vk};$$

$p_{vp}$  - нормативное вертикальное давление грунта насыпи, принимаемое по п.2.6;

$p_{vk}$  - нормативное вертикальное давление от временной вертикальной нагрузки, принимаемое по п.2.17;

$$\mu = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right),$$

здесь  $\varphi_n$  - нормативный угол внутреннего трения грунта засыпки;

$\delta$  - коэффициент, принимаемый в зависимости от условий опирания звена на фундамент или грунтовую (профилированную) уплотненную подушку согласно таблице.

Звено	Условие опирания	Коэффициент $\delta$
Круглое	На грунтовую (профилированную) уплотненную подушку при $\alpha \geq 90^\circ$	0,25
	На фундамент (бетонный, железобетонный) через бетонную подушку при $\alpha \geq 120^\circ$	0,22
Круглое с плоской пятой	На фундамент (бетонный, железобетонный) или на грунтовую уплотненную подушку	0,22

Приложение 13\*  
 Обязательное

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЖЕСТКОСТИ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЛЯ РАСЧЕТА ПРОГИБОВ И УГЛОВ ПОВОРОТА С УЧЕТОМ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА

1. Жесткость сечения предварительно напряженного элемента (целого по длине) при длительном воздействии усилия предварительного напряжения  $B_p^*$  или постоянной нагрузки  $B_g^*$ , приложенных в моменты времени  $t_i$ , рекомендуется определять по формуле

$$B^* = \frac{k E_b I_{red}}{1 + \varphi_{lim,i}^*}, \quad (1)$$

где  $E_b I_{red}$  - жесткость приведенного сплошного сечения элемента;

$k$  - коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций бетона при кратковременном приложении нагрузки и принимаемый равным 0,85;

$\varphi_{lim,i}^* = c_{lim,i} E_{bi}$  - приведенная величина предельной характеристики ползучести бетона.

При определении прогибов и углов поворота от действия временной нагрузки или кратковременного действия постоянной нагрузки (в том числе кратковременного выгиба от усилия предварительного напряжения) в формуле (1) значение  $\varphi_{lim,i}^*$  следует принимать равным нулю, а жесткость  $B^*$  заменить на  $B$ .

2. Величины  $\varphi_{lim,i}^*$  рекомендуется вычислять по формулам:

при определении жесткости  $B_p^*$

$$\varphi_{lim,i}^* = \frac{\Phi_{ti}}{\rho \kappa_1 \mu_p}; \quad (2)$$

при определении жесткости  $B_g^*$

$$\varphi_{lim,i}^* = \frac{\varphi_{ti}^* (1 + \rho n_1 \mu_p) + \Phi_{ti} (\rho - 1) (\rho n_1 \mu_p)^{-1}}{\rho (1 + n_1 \mu_p)}, \quad (3)$$

где  $\Phi_{ti}$  - функция, учитывающая влияние предварительного напряжения (обжатия) бетона под постоянной нагрузкой на предельную (при  $t \rightarrow \infty$ ) величину изменения предварительного напряжения арматуры (см. п.3).

3. Определение компонентов для вычисления приведенной характеристики ползучести бетона  $\varphi_{lim,i}^*$ :

$\Phi_{ti}$  - функция, учитывающая влияние предварительного напряжения (обжатия) бетона под постоянной нагрузкой на предельную (при  $t \rightarrow \infty$ ) величину изменения предварительного напряжения арматуры и определяемая по формуле

$$\Phi_{ti} = \frac{1,5\alpha}{1,6 + \alpha} + \frac{\alpha(\sigma_{bi} / R_{b,ser})^3}{(1 + \alpha + \beta)^3}, \quad (4)$$

где  $\alpha = \xi \varphi_{ti}$ ;  $\beta = 125 \varphi_{ti} \frac{R_{b,ser}}{E_b}$ ;  $\xi = \frac{\rho n_1 \mu_p}{1 + \rho n_1 \mu_p}$ ;

$\rho = 1 + \frac{A_b}{I_b} y^2$  - характеристика бетонной части сечения;

$A_b$ ,  $I_b$  - площадь и момент инерции бетонной части сечения относительно центра тяжести сечения;

$y$  - расстояние от центра тяжести бетонной части сечения до центра тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры;

$n_1$  - отношение модулей упругости арматуры и бетона, принимаемое по п.3.48\*;

$\mu_p = \frac{A_p}{A_b}$  - коэффициент армирования напрягаемой арматурой (при площади поперечного сечения  $A_s \geq 0,2 A_p$

следует принимать  $\mu_p = \frac{A_s + A_p}{A_b}$ );

$R_{b,ser}$ ,  $E_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию по табл.23\* при расчете по предельным состояниям второй группы и значение модуля упругости бетона, МПа, по табл.28 (к началу данной стадии), соответствующее передаточной прочности бетона  $R_{bp}$ ;

$\frac{\sigma_{bi}}{R_{b,ser}}$  - относительный уровень напряжений в бетоне в начале данной стадии  $\Delta t$ ;

$\varphi_{ti} = c_{ti} E_b$  - характеристика линейной ползучести бетона, проявившаяся на протяжении рассматриваемой стадии (за время  $\Delta t$ );

$c_{ti}$  - удельная деформация ползучести бетона, соответствующая заданному периоду выдержки под нагрузкой, ее рекомендуется определять по формулам:

при  $\Delta t \leq a_m$

$$c_{fi} = \frac{c_{lim,i}}{2} \left( \frac{\Delta t}{a_m} \right)^{1/2}; \quad (5)$$

при  $\Delta t > a_m$

$$c_{fi} = c_{lim,i} \frac{\Delta t}{a_m + \Delta t}, \quad (6)$$

где  $\Delta t$  - время, отсчитываемое с момента приложения нагрузки, сут;

$a_m$  - параметр, характеризующий скорость развития во времени деформации ползучести бетона и принимаемый по табл.1 настоящего приложения.

Таблица 1

Приведенные характеристики поперечного сечения элемента, см (отношение площади поперечного сечения элемента к его периметру)	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	20,0 и более
Параметры, характеризующие скорость развития во времени деформации ползучести $a_m$ , сут	55	80	110	135	165	190	250

Для конструкций, эксплуатируемых в климатическом подрайоне IVA, согласно СНиП 2.01.01-82, значение  $a_m$  для летнего времени года (август) следует снижать на 35%, а для зимнего (февраль) - увеличивать на 10%, для остальных месяцев - принимать по линейной интерполяции;

$c_{lim,i}$  - предельные значения удельных деформаций ползучести бетона:

$$c_{lim,i} = c_n \xi_1 \xi_2 \xi_3 \xi_4, \quad (7)$$

где  $c_n$  - нормативное значение деформации ползучести бетона, принимаемое согласно обязательному приложению 11\*;

$\xi_i$  - коэффициенты, приведенные в табл.2\*.

Таблица 2\*

Условия работы конструкции	Характеристика условий работы конструкции и численные значения соответствующих коэффициентов						
Передаточная прочность бетона на сжатие в долях от проектного класса бетона	-	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0 и более
Коэффициент $\xi_1$	-	1,7	1,6	1,4	1,25	1,15	1,0
Возраст бетона, сут	3 и менее	7	28	60	90	180	360 и более

Коэффициент $\xi_2$	1	1	1	0,8	0,7	0,6	0,5
Приведенные характеристики поперечного сечения элемента (см. табл.1), см	2,5	5	7,5	10	12,5	15	20 и более
Коэффициент $\xi_3$	1	0,85	0,76	0,72	0,69	0,67	0,64
Относительная влажность среды*, %	40 и менее	50	60	70	80	90	100
Коэффициент $\xi_4$	1,33	1,25	1,15	1,0	0,85	0,7	0,51

\* Влажность принимается как средняя относительная влажность воздуха наиболее жаркого месяца по СНиП 2.01.01-82, а при расположении конструкций в подрайоне IVA - как среднемесячная влажность, соответствующая времени обжаривания бетона. Для массивных элементов при отношении площади сечения к его периметру не менее 20 см значение, принимается равным 0,55. Для типовых конструкций допускается принимать  $\xi_4 = 1$ .

Приложение 14\*  
Обязательное

### КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ КАНАТОВ

1. Величину коэффициента условий работы  $m_1$  следует принимать:

$$m_1 = 0,17 \left( \frac{D}{d} \right)^{0,264} e^{-0,000125 \frac{D}{d}},$$

где  $D = 2R$ ;

$R$  - радиус кривой, по которой отгибается на отклоняющем устройстве канат одинарной свивки из проволоки диаметром  $d$  с временным сопротивлением 1470-1765 МПа (150-180 кгс/мм<sup>2</sup>); при этом должно соблюдаться условие  $D/d \geq 580$  и  $m_1 \geq 0,85$ ;

$m_1 = 1$  при отгибе закрытых несущих канатов на отклоняющем устройстве по круговой кривой диаметром  $D$ , мм, и соблюдении условий:

$$\frac{D}{d_s} \geq 0,7d_s + 15; 10 \leq d_s \leq 50;$$

$$\frac{D}{d_s} > 52; d_s > 50,$$

где  $d_s$  - диаметр каната, мм.

При действии на растянутый закрытый несущий канат поперечной нагрузки  $q$  через плоские стальные накладки  $m_1$  следует принимать по таблице.

$q$ , МН/м (тс/см)	1(1)	2(2)	4,9(5)	9,8(10)	14,7(15)	19,6(20)

Коэффициент $m_1$	1	0,99	0,98	0,96	0,93	0,85
-------------------	---	------	------	------	------	------

2. Величину коэффициента условий работы  $m_1$  при закреплении канатов в концевых анкерах следует принимать:

при заливке конца каната в конической или цилиндрической полости корпуса сплавом цветных металлов на длине не менее 5 диаметров каната -  $m_1 = 0,95$ ;

при заливке конца каната в конической полости корпуса эпоксидным компаундом на длине не менее 4 диаметров каната -  $m_1 = 1$ ;

при клиновых анкерах, применении алюминиевых прокладок и заполнении пустот эпоксидным компаундом -  $m_1 = 1$ ;

в анкере со сплющиванием концов круглых проволок, заземлением их в анкерной плите и заполнением пустот эпоксидным компаундом с наполнителем из стальной дроби -  $m_1 = 1$ .

Приложение 15\*  
 Обязательное

### КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ПО УСТОЙЧИВОСТИ СТЕРЖНЕЙ И БАЛОК

Таблица 1\*

Гибкость $\lambda, \lambda_x, \lambda_y,$ $\lambda_{ef}$	Коэффициенты $\varphi, \varphi_c, \varphi_b$ для расчета по устойчивости стержней и балок из стали марок 16Д по ГОСТ 6713-91 и Ст3 по ГОСТ 14637-89 и ГОСТ 535-88 при приведенном относительном эксцентриситете $e_{ef}$												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,85	0,79	0,68	0,60	0,52	0,43	0,35	0,30	0,27	0,24	0,21	0,17
10	0,92	0,84	0,78	0,68	0,60	0,52	0,42	0,35	0,30	0,26	0,23	0,21	0,17
20	0,90	0,83	0,77	0,67	0,58	0,50	0,41	0,34	0,29	0,26	0,23	0,21	0,17
30	0,88	0,81	0,76	0,65	0,56	0,49	0,40	0,33	0,29	0,25	0,22	0,21	0,17
40	0,85	0,79	0,73	0,63	0,54	0,47	0,39	0,32	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
50	0,82	0,76	0,70	0,60	0,51	0,45	0,37	0,31	0,27	0,24	0,22	0,20	0,16
60	0,78	0,72	0,66	0,57	0,49	0,43	0,35	0,30	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
70	0,74	0,67	0,62	0,54	0,46	0,41	0,34	0,29	0,25	0,22	0,20	0,19	0,16
80	0,69	0,62	0,57	0,50	0,43	0,38	0,32	0,28	0,24	0,22	0,20	0,19	0,15
90	0,63	0,56	0,51	0,45	0,40	0,36	0,30	0,26	0,23	0,21	0,19	0,18	0,15
100	0,56	0,49	0,45	0,41	0,37	0,33	0,29	0,25	0,22	0,20	0,19	0,17	0,14
110	0,49	0,43	0,41	0,37	0,34	0,31	0,27	0,24	0,21	0,19	0,18	0,17	0,14

120	(0,44) 0,43	(0,40) 0,39	(0,37) 0,37	(0,34) 0,34	(0,31) 0,31	(0,29) 0,29	(0,25) 0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,16	0,13
130	(0,41) 0,38	(0,37) 0,35	(0,34) 0,33	(0,31) 0,31	(0,28) 0,29	(0,27) 0,26	(0,23) 0,23	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
140	(0,37) 0,34	(0,34) 0,31	(0,31) 0,30	(0,29) 0,28	(0,27) 0,26	(0,25) 0,24	(0,22) 0,21	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,12
150	0,31	0,28	0,27	0,25	0,23	0,22	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,14	0,12
160	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22	0,21	0,19	0,17	0,15	0,14	0,14	0,13	0,11
170	0,25	0,24	0,22	0,21	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11
180	0,23	0,21	0,20	0,19	0,19	0,18	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10
190	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17	0,17	0,15	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10
200	0,19	0,19	0,18	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10

Примечание. Для прокатных двутавров с параллельными гранями полок и сварных элементов двутаврового и Н-образного сечений коэффициенты  $\varphi$ ,  $\varphi_c$ ,  $\varphi_b$  по настоящему приложению применяются при собственных остаточных сжимающих напряжениях на кромках полок не более 49 МПа (500 кгс/см<sup>2</sup>). Для элементов указанного типа с собственными остаточными сжимающими напряжениями на кромках полок свыше 49 МПа (500 кгс/см<sup>2</sup>) при расчете по устойчивости в плоскости полок принимаются коэффициенты  $\varphi$ ,  $\varphi_c$ ,  $\varphi_b$ , указанные в скобках.

Таблица 2\*

Гибкость $\lambda, \lambda_x,$ $\lambda_y, \lambda_{ef}$	Коэффициенты $\varphi, \varphi_c, \varphi_b$ для расчета по устойчивости стержней и балок из стали марок 15ХСНД по ГОСТ 6713-91 и 345-10Г2С1Д, 345-10Г2С1, 325-09Г2СД, 325-09Г2С, 295-09Г2Д, 295-09Г2 и 325-14Г2 по ГОСТ 19281-89* при приведенном относительном эксцентриситете $e_{ef}$												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,86	0,78	0,69	0,62	0,54	0,44	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
10	0,92	0,84	0,77	0,68	0,60	0,52	0,43	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
20	0,90	0,83	0,76	0,66	0,58	0,51	0,41	0,33	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
30	0,88	0,81	0,73	0,63	0,56	0,49	0,40	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,16
40	0,85	0,77	0,69	0,59	0,52	0,46	0,38	0,31	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
50	0,80	0,72	0,64	0,54	0,48	0,43	0,36	0,30	0,25	0,22	0,21	0,19	0,16
60	0,74	0,66	0,58	0,48	0,43	0,39	0,33	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,15
70	0,67	0,58	0,51	0,43	0,39	0,35	0,30	0,27	0,23	0,21	0,20	0,18	0,15
80	0,58	0,50	0,45	0,38	0,35	0,32	0,27	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,14
90	0,48	0,43	0,40	0,34	0,31	0,29	0,25	0,23	0,21	0,19	0,18	0,16	0,14
100	0,40	0,38	0,35	0,30	0,28	0,26	0,23	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,13
110	0,35	0,33	0,31	0,27	0,25	0,23	0,21	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
120	0,30	0,29	0,27	0,24	0,23	0,22	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,12
130	0,27	0,25	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12
140	0,24	0,23	0,22	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,11

150	(0,23) 0,22	(0,22) 0,21	(0,21) 0,20	(0,19) 0,18	(0,18) 0,17	(0,17) 0,17	(0,16) 0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,11	0,10
160	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10
170	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09
180	0,16	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09
190	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08
200	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,09	0,08	0,08	0,08

Примечание. См. примечание к табл.1\*.

Таблица 3

Гибкость $\lambda, \lambda_x, \lambda_y,$ $\lambda_{ef}$	Коэффициенты $\varphi, \varphi_c, \varphi_b$ для расчета по устойчивости стержней и балок из стали марок 10ХСНД по ГОСТ 6713-91 и 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс по ГОСТ 19281-89* при приведенном относительном эксцентриситете $e_{ef}$													
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00	
0	0,93	0,86	0,78	0,70	0,63	0,55	0,45	0,35	0,29	0,25	0,23	0,21	0,18	
10	0,92	0,84	0,77	0,68	0,60	0,52	0,43	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17	
20	0,90	0,83	0,76	0,66	0,58	0,51	0,41	0,33	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17	
30	0,88	0,81	0,73	0,63	0,55	0,48	0,39	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,16	
40	0,84	0,76	0,68	0,58	0,51	0,45	0,37	0,31	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16	
	(0,83)	(0,75)	(0,67)	(0,57)	(0,50)	(0,44)	(0,36)	(0,30)	(0,25)	(0,22)	(0,20)	(0,18)	(0,15)	
50	0,79	0,71	0,63	0,53	0,47	0,43	0,36	0,31	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16	
	(0,77)	(0,69)	(0,61)	(0,51)	(0,45)	(0,41)	(0,34)	(0,29)	(0,24)	(0,21)	(0,20)	(0,18)	(0,15)	
60	0,73	0,65	0,58	0,48	0,43	0,40	0,34	0,30	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16	
	(0,70)	(0,62)	(0,55)	(0,45)	(0,40)	(0,37)	(0,31)	(0,27)	(0,24)	(0,21)	(0,19)	(0,17)	(0,14)	
70	0,63	0,55	0,49	0,41	0,39	0,36	0,31	0,29	0,25	0,23	0,21	0,19	0,16	
	(0,59)	(0,51)	(0,45)	(0,37)	(0,33)	(0,30)	(0,25)	(0,23)	(0,19)	(0,17)	(0,16)	(0,14)	(0,11)	
80	0,53	0,46	0,42	0,35	0,33	0,31	0,26	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,14	
	(0,49)	(0,42)	(0,38)	(0,31)	(0,29)	(0,27)	(0,22)	(0,21)	(0,18)	(0,16)	(0,14)	(0,13)	(0,10)	
90	0,43	0,39	0,37	0,31	0,29	0,28	0,24	0,23	0,21	0,19	0,18	0,17	0,14	
	(0,38)	(0,34)	(0,32)	(0,26)	(0,24)	(0,23)	(0,19)	(0,18)	(0,16)	(0,14)	(0,13)	(0,11)	(0,09)	
100	0,35	0,33	0,31	0,26	0,25	0,24	0,21	0,20	0,19	0,19	0,18	0,17	0,14	
	(0,32)	(0,30)	(0,28)	(0,23)	(0,22)	(0,21)	(0,18)	(0,17)	(0,15)	(0,14)	(0,13)	(0,11)	(0,08)	
110	0,30	0,28	0,27	0,23	0,22	0,20	0,18	0,18	0,17	0,15	0,15	0,15	0,13	
	(0,27)	(0,25)	(0,24)	(0,20)	(0,19)	(0,17)	(0,15)	(0,15)	(0,14)	(0,12)	(0,11)	(0,10)	(0,08)	
120	0,26	0,25	0,24	0,21	0,20	0,19	0,16	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,10	
	(0,24)	(0,23)	(0,22)	(0,19)	(0,18)	(0,17)	(0,14)	(0,14)	(0,13)	(0,12)	(0,11)	(0,10)	(0,08)	
130	0,23	0,22	0,21	0,19	0,18	0,17	0,15	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	
	(0,21)	(0,20)	(0,19)	(0,17)	(0,16)	(0,15)	(0,13)	(0,13)	(0,12)	(0,11)	(0,10)	(0,09)	(0,08)	
140	0,21	0,20	0,19	0,17	0,16	0,16	0,14	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,09	
	(0,20)	(0,19)	(0,18)	(0,16)	(0,15)	(0,15)	(0,13)	(0,13)	(0,12)	(0,11)	(0,10)	(0,09)	(0,08)	
150	0,19	0,18	0,17	0,15	0,14	0,14	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07	
160	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07	
170	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06	
180	0,13	0,13	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	0,06	
190	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07	0,07	0,07	0,06	0,06	0,05	
200	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05	

Примечание. См примечание к табл.1\*.

### Коэффициенты влияния формы сечения $\eta$

Коэффициенты влияния формы сечения  $\eta$  при определении приведенного относительного эксцентриситета по формуле  $e_{ef} = \eta e_{rel}$  следует принимать по прил.6\* [СНИП II-23-81\\*](#), вычисляя при этом условную гибкость  $\bar{\lambda}$  по формуле

$$\bar{\lambda} = \lambda \alpha_R,$$

где  $\alpha_R$  - коэффициент, принимаемый по табл.4\*, при этом  $m = e_{rel}$ .

Таблица 4\*

Марка стали	Толщина проката, мм	Значение коэффициента $\alpha_R$
16Д	До 20	0,0324
	21-40	0,0316
	41-60	0,0309
15ХСНД	8-32	0,0378
	33-50	0,0372
10ХСНД	8-40	0,0412
	4-50	0,0415
390-14Г2АФД	4-32	0,0415

## Приложение 16\* Обязательное

### РАСЧЕТ ПО УСТОЙЧИВОСТИ ПОЛОК И СТЕНОК ЭЛЕМЕНТОВ, ПОДКРЕПЛЕННЫХ РЕБРАМИ ЖЕСТКОСТИ

1. Прямоугольные отсеки полок и стенок (далее - пластинки), заключенные между подкрепляющими их по контуру ортогональными деталями (ребра жесткости, полка для стенки и стенка для полки), следует рассчитывать по устойчивости. При этом расчетными размерами и параметрами проверяемой пластинки являются:

$a$  - длина пластинки, равная расстоянию между осями поперечных ребер жесткости;

$h_{ef}$  - расчетная ширина пластинки, равная:

при отсутствии продольных ребер жесткости у прокатного или сварного элемента - расстоянию между осями поясов  $h_w$  или осями стенок коробчатого сечения  $b_f$ ;

то же, у составного элемента с болтовыми соединениями - расстоянию между ближайшими рисками поясных уголков;

при наличии продольных ребер жесткости у сварного или прокатного элемента - расстоянию от оси пояса (стенки) до оси крайнего продольного ребра жесткости  $h_1$  и  $h_n$  или расстоянию между осями соседних продольных ребер жесткости

$h_i$  ( $i = 2; 3; 4; 5...$ );

то же, у составного элемента с болтовыми соединениями - расстоянию от оси крайнего ребра жесткости до ближайшей риски поясного уголка  $h_1$  и  $h_n$  или расстоянию между осями соседних продольных ребер жесткости  $h_i$  ( $i = 2; 3; 4; 5...$ );

$t$  - толщина проверяемой пластинки;

$t_1, b_1$  - толщина и расчетная ширина листа, ортогонального к проверяемой пластинке; в расчетную ширину этого листа в двутавровом сечении следует включать (в каждую сторону от проверяемой пластинки) участок листа шириной  $\xi_1 t_1$ , но не более ширины свеса, а в коробчатом сечении - участок шириной  $1/2 \xi_2 t_1$ , но не более половины расстояния между стенками коробки (здесь коэффициенты  $\xi_1$  и  $\xi_2$  следует определять по п.4.55\*);

$$\xi = 1 - \frac{\bar{\sigma}_x}{\sigma_x}; \text{ здесь } \sigma_x \text{ и } \bar{\sigma}_x \text{ определяются по п.2;}$$

$$\mu = \frac{a}{h_{ef}};$$

$$\gamma = \beta \frac{b_1}{h_{ef}} \left( \frac{t_1}{t} \right)^3; \text{ здесь } \beta \text{ - коэффициент, принимаемый по табл.1.}$$

Таблица 1

Характер закрепления сжатого пояса конструкции проезжей части	Значение коэффициента $\beta$
К поясу с помощью лапчатых болтов прикреплены мостовые брусья	0,3
К поясу с помощью высокопрочных шпилек и деревянных подкладок прикреплены сборные железобетонные плиты проезжей части	0,5
Пояс свободен	0,8
К поясу приварен внахлестку или встык лист ортотропной плиты	2,0
К поясу с помощью закладных деталей и высокопрочных болтов присоединена сборная проезжая часть сталежелезобетонного пролетного строения	1,5
К поясу непрерывно по всей длине пролета присоединена проезжая часть сталежелезобетонного пролетного строения с помощью высокопрочных болтов и подливки цементно-песчаным раствором	20

В случае если проверяемая пластинка примыкает к пакету из двух и более листов, за  $t_1$  и  $b_1$  принимаются толщина и расчетная ширина первого листа пакета, непосредственно примыкающего к указанной пластинке.

2. Расчет по устойчивости пластинок следует выполнять с учетом всех компонентов напряженного состояния -  $\sigma_x$ ,

$\sigma_y, \tau_{xy}$ .

Напряжения  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$  следует вычислять в предположении упругой работы материала по сечению брутто без учета коэффициентов продольного изгиба.

Максимальное  $\sigma_x$  и минимальное  $\bar{\sigma}_x$  продольные нормальные напряжения (положительные при сжатии) по продольным границам пластинки следует определять по формулам:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} \pm \frac{M_m}{I_x} y_{\max}; \quad \bar{\sigma}_x = \frac{N}{A} \pm \frac{M_m}{I_x} y_{\min}, \quad (1)$$

где  $y_{\max}$ ,  $y_{\min}$  - максимальное и минимальное расстояния от нейтральной оси до продольной границы пластинки (с учетом знака);

$M_m$  - среднее значение изгибающего момента в пределах отсека при  $\mu \leq 1$ ; если длина отсека больше его расчетной ширины, то  $M_m$  следует вычислять для более напряженного участка длиной, равной ширине отсека; если в пределах отсека момент меняет знак, то  $M_m$  следует вычислять на участке отсека с моментом одного знака.

Среднее касательное напряжение  $\tau_{xy}$  следует определять:

при отсутствии продольных ребер жесткости - по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{2}{3} \tau_{\max}, \quad (2)$$

где

$$\tau_{\max} = \frac{Q_m S_{\max}}{t I_x}; \quad (3)$$

при их наличии - по формуле

$$\tau = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2}. \quad (4)$$

В формулах (3) и (4):

$Q_m$  - среднее значение поперечной силы в пределах отсека, определяемое так же, как  $M_m$ ;

$\tau_1$ ,  $\tau_2$  - значения касательных напряжений на продольных границах пластинки, определяемые по формуле (3) при замене  $S_{\max}$  соответствующими значениями  $S$ .

Поперечное нормальное напряжение  $\sigma_y$  (положительное при сжатии), действующее на внешнюю кромку крайней пластинки, следует определять:

от подвижной нагрузки - по формуле

$$\sigma_y = \frac{P}{t}, \quad (5)$$

где  $P$  - распределенное давление на внешнюю кромку крайней пластинки, определяемое по обязательному приложению 5\*;

от сосредоточенного давления силы  $F$  - по формуле

$$\sigma_y = \frac{F}{t l_{ef}}, \quad (6)$$

где  $l_{ef}$  - условная длина распределения нагрузки.

Условную длину распределения нагрузки  $l_{ef}$  следует определять:

при передаче нагрузки непосредственно через пояс балки или через рельс и пояс - по формуле

$$l_{ef} = c \sqrt[3]{\frac{I}{t}}, \quad (7)$$

где  $c$  - коэффициент, принимаемый для сварных и прокатных элементов равным 3,25, для элементов с соединениями на высокопрочных болтах - 3,75, на обычных болтах - 4,5;

$I$  - момент инерции пояса балки или сумма моментов инерции пояса и рельса;

при передаче нагрузки от катка через рельс, деревянный лежень и пояс балки  $l_{ef}$  следует принимать равными  $2h$  (где  $h$  - расстояние от поверхности рельса до кромки пластинки), но не более расстояния между соседними катками.

Поперечные нормальные напряжения  $\sigma_y$  на границе второй и последующих пластинок следует определять, как правило, по теории упругости.

Допускается их определять:

при нагрузке, распределенной по всей длине пластинки, - по формуле

$$\sigma_y = \frac{P}{t} (1 - 3v^2 + 2v^3); \quad (8)$$

при сосредоточенной нагрузке - по формуле

$$\sigma_y = \frac{2F}{\pi t l_{ef}} \left[ \operatorname{arctg} \frac{\alpha}{v} - 3v^2 \left( 1 - \frac{2}{3}v \right) \operatorname{arctg} \alpha \right]. \quad (9)$$

В формулах (8) и (9):

$$\alpha = 0,5 \frac{l_{ef}}{h_w}; \quad v = \frac{h_0}{h_w},$$

где  $h_0$  - часть высоты стенки, равная расстоянию от оси нагруженного пояса в сварных и прокатных балках или от ближайшей риски поясного уголка в балках с болтовыми соединениями до границы проверяемой пластинки;

$h_w$  - полная высота стенки.

3. Критические напряжения  $\sigma_{x,cr}$ ,  $\sigma_{y,cr}$ ,  $\tau_{xy,cr}$ ,  $\sigma_{x,cr,ef}$ ,  $\sigma_{y,cr,ef}$ ,  $\tau_{xy,cr,ef}$  следует определять в предположении действия только одного из рассматриваемых напряжений  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  или  $\tau_{xy}$ . Приведенные критические напряжения  $\sigma_{x,cr,ef}$ ,  $\sigma_{y,cr,ef}$ ,  $\tau_{xy,cr,ef}$  в общем случае вычисляются в предположении неограниченной упругости материала на основе теории устойчивости первого рода (бифуркация форм равновесия) для пластинчатых систем.

Значения приводимых в табл.2, 4-13 параметров для определения критических напряжений в пластинках допускается находить по линейной интерполяции.

ляции.

4. Расчет по устойчивости стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющей только поперечные ребра жесткости, следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\omega_1 \sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}}\right)^2 + \left(\frac{0,9\tau_{xy}}{\omega_2 \tau_{xy,cr}}\right)^2} \leq 1, \quad (10)$$

где  $\sigma_{x,cr}$ ,  $\sigma_{y,cr}$  - критические нормальные напряжения соответственно продольное и поперечное;

$\tau_{xy,cr}$  - критическое касательное напряжение;

$\omega_1$  - коэффициент, принимаемый по табл.2

$\omega_2 = 1 + 0,5 \left( \frac{h_w}{200t} - 0,5 \right)$  - коэффициент, вводимый при расчете автодорожных и городских мостов при  $h_w/t > 100$ .

Таблица 2

$\xi$	0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
$\omega_1$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,30	1,40

Критические напряжения  $\sigma_{x,cr}$ ,  $\sigma_{y,cr}$ ,  $\tau_{xy,cr}$  следует определять по формулам табл.3\* в зависимости от приведенных критических напряжений  $\sigma_{x,cr,ef}$ ,  $\sigma_{y,cr,ef}$ ,  $\tau_{xy,cr,ef}$ , вычисляемых по пп.4.1-4.3 настоящего приложения.

При этом  $\tau_{xy,cr}$  определяется по формулам для  $\sigma_{x,cr}$  с подстановкой в них соотношений:

$$\sigma_{x,cr} = \frac{\tau_{xy,cr}}{0,6}; \quad \sigma_{x,cr,ef} = \frac{\tau_{xy,cr,ef}}{0,6}.$$

Таблица 3\*

Марка стали	Интервал значений $\sigma_{x,cr,ef}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	Формулы* для определения $\sigma_{x,cr}$ и $\sigma_{y,cr}$
16Д	0-196 (0-2000)  196-385 (2000-3921)	$\sigma_{x,cr} = 0,9\sigma_{x,cr,ef}$  $\sigma_{x,cr} = \left[ -170,7 \left( \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} \right)^2 + 0,6375 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 0,4048 \cdot 10^{-3} \right] E_m$

	Св. 385 (св. 3921)	$\sigma_{x,cr} = \left( 0,03114 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 0,9419 \cdot 10^{-3} \right) Em$
15ХСНД	0-207 (0-2111) 207-524 (2111-5342)	$\sigma_{x,cr} = 0,9\sigma_{x,cr,ef}m$ $\sigma_{x,cr} = \left[ -201,2 \left( \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} \right)^2 + 1,024 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 0,0795 \cdot 10^{-3} \right] Em$
	Св.524 (св. 5342)	$\sigma_{x,cr} = \left( 0,03572 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 1,290 \cdot 10^{-3} \right) Em$
10ХСНД 390-14Г2АФД 390- 15Г2АФДпс	0-229 (0-2333)	$\sigma_{x,cr} = 0,9\sigma_{x,cr,ef}m$
	229-591 (2333-6024)	$\sigma_{x,cr} = \left[ -215,8 \left( \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} \right)^2 + 1,238 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} - 1,1091 \cdot 10^{-3} \right] Em$
	Св. 591 (св. 6024)	$\sigma_{x,cr} = \left( 0,03677 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 1,561 \cdot 10^{-3} \right) Em$
* При определении поперечных нормальных критических напряжений в формулах заменяются $\sigma_{x,cr}$ на $\sigma_{y,cr}$ и $\sigma_{x,cr,ef}$ на $\sigma_{y,cr,ef}$ . Здесь $m$ - коэффициент условий работы, принимаемый по табл.60*.		

4.1. Приведенное критическое продольное нормальное напряжение для пластинок стенки изгибаемого элемента следует определять по формуле

$$\sigma_{x,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \chi \varepsilon \left( \frac{100t}{h_{ef}} \right)^2 E, \quad (11)$$

где  $\chi$  - коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый для элементов с болтовыми соединениями равным 1,4, для сварных элементов - по табл.4;

$\varepsilon$  - коэффициент, принимаемый по табл.5.

Таблица 4

$\gamma$	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	10,0	Св.10
$\chi$	1,21	1,33	1,46	1,55	1,60	1,63	1,65

Таблица 5

$\mu$	Значение коэффициента $\varepsilon$ при $\mu$									
	0,4	0,5	0,6	0,67	0,75	0,8	0,9	1,0	1,5	2 и более
0	8,41	6,25	5,14	4,75	4,36	4,2	4,04	4,0	4,34	4,0
0,67	10,8	8,0	7,1	6,6	6,1	6,0	5,9	5,8	6,1	5,8
0,80	13,3	9,6	8,3	7,7	7,1	6,9	6,7	6,6	7,1	6,6
1,00	15,1	11,0	9,7	9,0	8,4	8,1	7,9	7,8	8,4	7,8
1,33	18,7	14,2	12,9	12,0	11,0	11,2	11,1	11,0	11,5	11,0
2,00	29,1	25,6	24,1	23,9	24,1	24,4	25,6	25,6	24,1	23,9
3,00	54,3	54,5	58,0	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8
4,00	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7

4.2. Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение  $\sigma_{y,cr,ef}$  для пластинок стенки изгибаемого элемента следует определять по формуле

$$\sigma_{y,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \zeta \chi z \left( \frac{100t}{a} \right)^2 E, \quad (12)$$

где  $\zeta$  - коэффициент, принимаемый равным единице при нагрузке, распределенной по всей длине пластинки, и по табл.6 - при сосредоточенной нагрузке;

$\chi$  - коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый по табл.7;

$z$  - коэффициент, принимаемый по табл.8.

Таблица 6

$\mu$	Значение коэффициентов $\zeta$ при $\rho$											
	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,18	0,20	0,25	0,30	0,35
0,5	1,70	1,67	1,65	1,63	1,61	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
0,6	1,98	1,93	1,89	1,85	1,82	1,80	1,79	1,78	1,76	1,72	1,71	1,69
0,7	2,23	2,17	2,11	2,06	2,02	1,98	1,96	1,93	1,89	1,82	1,79	1,76
0,8	2,43	2,35	2,28	2,22	2,17	2,12	2,10	2,05	2,01	1,91	1,86	1,82
0,9	2,61	2,51	2,43	2,36	2,30	2,24	2,21	2,16	2,11	1,98	1,92	1,87
1,0	2,74	2,64	2,55	2,47	2,40	2,34	2,31	2,24	2,17	2,04	1,97	1,91
1,2	2,79	2,68	2,59	2,51	2,43	2,37	2,33	2,26	2,19	2,05	1,98	1,91
1,4	2,84	2,73	2,63	2,54	2,46	2,39	2,35	2,28	2,21	2,05	1,98	1,91
1,5	2,86	2,75	2,65	2,56	2,48	2,41	2,37	2,30	2,22	2,07	1,99	1,91
2,0 и более	2,86	2,75	2,65	2,55	2,47	2,40	2,36	2,28	2,20	2,05	1,96	1,88

В табл.6 обозначено:  $\rho = 1,04 \frac{l_{ef}}{h_{ef}}$ .

Таблица 7

$\gamma$	Значение коэффициента $\chi$ при $\mu$					
	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5	2,0 и более
0,25	1,19	1,19	1,20	1,20	1,19	1,18
0,5	1,24	1,29	1,30	1,32	1,32	1,32
1,0	1,28	1,36	1,41	1,47	1,52	1,56
4,0	1,32	1,45	1,57	1,73	1,97	2,21

10 и более	1,34	1,49	1,65	1,88	2,51	2,95
------------	------	------	------	------	------	------

Таблица 8

$\mu$	$z$
0,4	4,88
0,5	5,12
0,6	5,37
0,7	5,59
0,8	5,80
1,0	6,26
1,2	6,87
1,4	7,69
1,6	8,69
1,8	9,86
2,0	11,21
2,5 и более	15,28

4.3. Приведенное критическое касательное напряжение  $\tau_{xy,cr,ef}$  для пластинок стенок изгибаемого элемента следует определять по формуле

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \chi \left( 1020 + \frac{760}{\mu_1^2} \right) \left( \frac{100t}{d} \right)^2 E, \quad (13)$$

где  $d$  - меньшая сторона отсека ( $a$  или  $h_{ef}$ );

$\mu_1$  - коэффициент, принимаемый равным  $\mu$  при  $a > h_{ef}$  и  $1/\mu$  при  $a < h_{ef}$ ;

$\chi$  - коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый равным единице для элементов с болтовыми соединениями и по табл.9 - для сварных элементов.

Таблица 9

$\gamma$	Значение коэффициента $\chi$ при $\mu$				
	0,5	0,67	1,0	2,0	2,5 и более
0,25	1,014	1,063	1,166	1,170	1,192
0,5	1,016	1,075	1,214	1,260	1,300
1,0	1,017	1,081	1,252	1,358	1,416
2,0	1,018	1,085	1,275	1,481	1,516
5,0	1,018	1,088	1,292	1,496	1,602
10,0	1,018	1,088	1,298	1,524	1,636
Св. 10	1,018	1,089	1,303	1,552	1,680

5. Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющих поперечные ребра и одно продольное ребро в сжатой зоне, следует выполнять:

первой пластинки - между сжатым поясом и продольным ребром - по формуле

$$\frac{\sigma_x}{\omega_1 \sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left( \frac{0,9 \tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}} \right)^2 \leq 1, \quad (14)$$

где  $\omega_1$  коэффициент, принимаемый по табл.2;

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$  - напряжения, определяемые по п.2;

$\sigma_{x,cr}, \sigma_{y,cr}, \tau_{xy,cr}$  - критические напряжения, определяемые согласно п.4;

второй пластинки - между растянутым поясом и продольным ребром - по формуле (10), принимая при этом  $\omega_2 =$

1.

5.1. Приведенное критическое продольное нормальное напряжение  $\sigma_{x,cr,ef}$  следует определять по формуле (11), при этом коэффициент упругого защемления  $\chi$  следует принимать:

первой пластинки: элементов с болтовыми соединениями -  $\chi = 1,3$ ; таких же и сварных элементов при объединении с железобетонной плитой -  $\chi = 1,35$ ; прочих сварных элементов - по табл.10;

второй пластинки -  $\chi = 1$ .

Таблица 10

$\gamma$	0,5	1,0	2,0	5,0	10 и более
$\chi$	1,16	1,22	1,27	1,31	1,35

5.2. Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение  $\sigma_{y,cr,ef}$  в первой пластинке следует определять по формуле

$$\sigma_{y,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \chi \frac{(1 + \mu^2 i^2)^2}{\mu^2 i^2} \left( \frac{100t}{a} \right)^2 E, \quad (15)$$

где  $i$  - коэффициент, принимаемый равным 1,0 при  $\mu = \frac{a}{h_1} \geq 0,7$  и 2,0 при  $0,7 > \mu > 0,4$ ;

$\chi$  - коэффициент упругого защемления, принимаемый по табл.11 для элементов, объединенных с железобетонной плитой, и для балок с болтовыми соединениями, по табл.12 - для сварных балок.

Таблица 11

$\mu$	0,5	0,8	1,0	1,5	2,0 и более
$\chi$	1,07	1,18	1,31	1,52	1,62

Таблица 12

$\gamma$	Значение коэффициента $\chi$ при $\mu$							
	0,5	0,6	0,9	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
2	1,06	1,07	1,13	1,17	1,31	1,32	1,29	1,25

4	1,06	1,07	1,14	1,19	1,38	1,44	1,43	1,39
---	------	------	------	------	------	------	------	------

Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение  $\sigma_{y,cr,ef}$  при воздействии сосредоточенной нагрузки, когда действующие напряжения определяются по формуле (6), следует вычислять по формуле (15) с умножением на коэффициент 1,55; если при этом  $a > 2h_1 + 2l_{ef}$ , то надлежит принимать  $\mu = \frac{2h_1 + 2l_{ef}}{h_1}$ .

Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение  $\sigma_{y,cr,ef}$  во второй пластинке следует определять по формуле (12), при этом следует принимать:  $\chi = 1$ ;  $z$  - по табл.8;  $\zeta$  - по табл.6 при  $\rho = 0,3$

5.

5.3. Приведенное критическое касательное напряжение  $\tau_{xy,cr,ef}$  следует определять по формуле (13), при этом для первой пластинки вместо коэффициента заземления  $\chi$  должен быть принят коэффициент  $\chi_1 = \frac{1+\chi}{2}$ , для второй пластинки -  $\chi = 1$ .

6. Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющих поперечные ребра и несколько продольных ребер жесткости, следует выполнять:

первой пластинки - между сжатым поясом и ближайшим ребром - по формуле (14) и формулам (11), (15) и (13) для  $\sigma_{x,cr,ef}$ ,  $\sigma_{y,cr,ef}$ ,  $\tau_{xy,cr,ef}$  соответственно;

для последующих сжатых пластинок - по формулам для первой пластинки, принимая коэффициент заземления  $\chi = 1$ ;

для сжато-растянутой пластинки - по формуле (10), принимая  $\omega_1 = 1$ , и формулам (11), (15) и (13) для  $\sigma_{x,cr,ef}$ ,  $\sigma_{y,cr,ef}$ ,  $\tau_{xy,cr,ef}$  как для второй пластинки по п.5.

Расчет по устойчивости пластинки растянутой зоны стенки следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{0,9\tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}}\right)^2} \leq 1, \quad (16)$$

где  $\sigma_{y,cr}$ ,  $\tau_{xy,cr}$  - критические поперечное нормальное и касательное напряжения, определяемые по  $\sigma_{y,cr,ef}$  и  $\tau_{xy,cr,ef}$  согласно указаниям п.4, при этом приведенное критическое поперечное нормальное напряжение  $\sigma_{y,cr,ef}$  следует определять по формуле

$$\sigma_{y,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \delta \left(\frac{100t}{a}\right)^2 E, \quad (17)$$

где  $\delta$  - коэффициент, принимаемый по табл.13.

Таблица 13

Тип пластинки	Значения коэффициента $\delta$ при $\frac{a}{h_{ef}}$							
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,5	2,0
Примыкающая к	1240	1380	1520	1650	1820	2240	3860	6300

растянутому поясу								
Промежуточная	920	970	1020	1060	1100	1190	1530	2130
Примечание. $a$ и $h_{ef}$ следует определять по п.1.								

Приведенное критическое касательное напряжение  $\tau_{xy,cr,ef}$  следует определять:

для пластинки, примыкающей к растянутому поясу, - по формуле

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \left( 1250 + \frac{950}{\mu_1^2} \right) \left( \frac{100t}{d} \right)^2 E, \quad (18)$$

для промежуточной растянутой пластинки - по формуле

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \left( 1020 + \frac{760}{\mu_1^2} \right) \left( \frac{100t}{d} \right)^2 E, \quad (19)$$

где  $d$  - меньшая сторона отсека ( $a$  или  $h_{ef}$ );

$\mu_1$  - коэффициент, принимаемый равным  $\mu$  при  $a > h_{ef}$  и  $1/\mu$  при

$a < h_{ef}$ .

7. Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных сжато-изгибаемых элементов (балки жесткости пролетного строения распорной системы, арки или пилоны) при сжатии сечения по всей высоте следует выполнять по формуле

$$\frac{1,1\sigma_x}{\omega_1\sigma_{x,cr}} + \frac{1,1\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left( \frac{\tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}} \right)^2 \leq 1, \quad (20)$$

где  $\sigma_x$  - максимальное продольное нормальное напряжение на границе пластинки от продольной силы  $N$  и изгибающего момента  $M_m$ , принимаемого в соответствии с п.2;

$\omega_1$  - коэффициент, определяемый по табл.2;

$\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$  - поперечное нормальное и среднее касательное напряжения, определяемые согласно п.2;

$\sigma_{x,cr}$ ,  $\sigma_{y,cr}$ ,  $\tau_{xy,cr}$  - критические напряжения, определяемые по  $\sigma_{x,cr,ef}$ ,  $\sigma_{y,cr,ef}$  и  $\tau_{xy,cr,ef}$  согласно указаниям п.4.

При действии на части высоты сечения растягивающих напряжений расчет следует выполнять как для стенки сплошных изгибаемых элементов (см. пп.4-6).

**Приложение 17\***  
**Обязательное**

**КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ РАСЧЕТА НА ВЫНОСЛИВОСТЬ**

Таблица 1\*

**Эффективные коэффициенты концентрации напряжений  $\beta$   
 для расчета стальных конструкций мостов на выносливость**

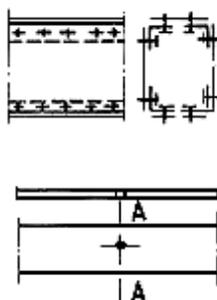
Расположение расчетного сечения и характеристика конструкции	Коэффициент $\beta$ для стали марок	
	16Д	15ХСНД, 10ХСНД, 390- 14Г2АФД, 390- 15Г2АФДпс
1. По основному металлу после дробеметной очистки или с необработанной прокатной поверхностью у деталей с прокатными или обработанными фрезерованием, строжкой кромками в сечениях вне сварных швов и болтов	1,0	1,0
2. То же, с кромками, обрезанными газовой машинной резкой:		
а) нормального качества	1,1	1,2
б) чистовой (смыв-процесс, резка с кислородной завесой, кислородно-плазменная)	1,0	1,0
3. По основному металлу деталей в сечениях:		
а) нетто по соединительным болтам составных элементов, а также у свободного отверстия (черт.1)	1,3	1,5
б) нетто у отверстия с поставленным в него высокопрочным болтом, затянутым на нормативное усилие (черт.2)	1,1	1,3
в) брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении фасонки к не стыкуемым в данном узле поясам сплошных балок и элементам решетчатых ферм (черт.3)	1,3 $m_f$	1,5 $m_f$
г) то же, в прикреплении к узлу или в стыке двухстенчатых элементов, у которых:		
непосредственно перекрытая часть сечения ( $2 A_v$ ) составляет, %, не менее: 80 общей площади сечения, в том числе при двусторонних накладках - 60 (черт.4)	1,4 $m_f$	1,6 $m_f$
непосредственно перекрытая часть сечения ( $2 A_v$ ) составляет, %, не менее: 60 общей площади сечения, в том числе при двусторонних накладках - 40 (см. черт.4)	1,5 $m_f$	1,7 $m_f$
д) то же, в прикреплении к узлу или в стыке с односторонними накладками двухстенчатых элементов, у которых непосредственно перекрытая часть сечения ( $2 A_v$ ) составляет (черт.5), % общей площади сечения:		
60 и более	1,6 $m_f$	1,8 $m_f$
менее 60	1,7 $m_f$	1,9 $m_f$
е) то же, в прикреплении к узлу или в стыке с односторонними	2,2 $m_f$	2,5 $m_f$

накладками одностенчатых элементов (черт.6)		
4. По основному металлу деталей в сечении по границе необработанного стыкового шва с усилением, имеющим плавный переход (при стыковании листов одинаковой толщины и ширины)	1,5	1,8
5. По основному металлу деталей в сечении по зоне перехода к стыковому шву, обработанному в этом месте абразивным кругом или фрезой при стыковании листов:		
а) одинаковой толщины и ширины	1,0	1,0
б) разной ширины в сечении по более узкому листу	1,2	1,4
в) разной толщины в сечении по более тонкому листу	1,3	1,5
г) разной толщины и ширины в сечении по листу с меньшей площадью	1,6	1,9
6. По основному металлу элемента, прикрепляемого внахлестку, в сечении по границе лобового углового шва:		
а) без механической обработки этого шва при отношении его катетов $b : a \geq 2$ (при направлении большего катета $b$ вдоль усилия)	2,3	3,2
б) то же, при отношении катетов $b : a = 1,5$	2,7	3,7
в) при механической обработке этого шва и отношении катетов $b : a \geq 2$	1,2	1,4
г) то же, при отношении катетов $b : a = 1,5$	1,6	1,9
7. По основному металлу элемента, прикрепляемого внахлестку фланговыми угловыми швами, в сечениях по концам этих швов независимо от их обработки	3,4	4,4
8. По основному металлу растянутых поясов балок и элементов ферм в сечении по границе поперечного углового шва, прикрепляющего диафрагму или ребро жесткости:		
а) без механической обработки шва, но при наличии плавного перехода от шва к основному металлу при сварке:		
ручной	1,6	1,8
полуавтоматической под флюсом	1,3	1,5
б) при механической обработке шва фрезой	1,0	1,1
9. Сечения составных элементов из листов, соединенных непрерывными продольными швами, сваренными автоматом, при действии усилия вдоль оси шва	1,0	1,0
10. По основному металлу элементов в местах, где обрываются детали:		
а) фасонки, привариваемые встык к кромкам поясов балок и ферм или втавр к стенкам и поясам балок, а также к элементам ферм, при плавной криволинейной форме и механической обработке перехода от	1,2	1,4

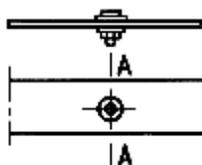
фасонки к поясу, при полном проплавлении толщины фасонки		
б) оба пояса на стенке двутаврового сечения при условии постепенного уменьшения к месту обрыва ширины и толщины пояса, присоединения стенки к поясам на концевом участке с полным проплавлением и механической обработкой перехода поясов к стенке	1,3	1,6
в) один лист пакета пояса сварной балки при уменьшении к месту обрыва толщины с уклоном не круче 1:8 и ширины листа со сведением ее на нет с уклоном не круче 1:4 и с механической обработкой концов швов	1,2	1,4
г) накладная деталь для усиления ослабленного отверстиями сечения элемента (компенсатор ослабления) при симметричном уменьшении ее ширины со сведением на нет, с уклоном не круче 1:1 и с механической обработкой концов швов	1,2	1,4
11. По основному металлу элементов проезжей части в сечениях по крайнему ряду высокопрочных болтов в прикреплении:		
а) диагонали продольных связей к нижнему поясу продольной балки, а также "рыбки" к нижнему поясу поперечной балки	1,1	1,3
б) фасонки горизонтальной диафрагмы к нижнему поясу продольной балки	1,3	1,5
в) "рыбки" к верхнему поясу продольной балки	1,6	1,8
12. По оси стыкового шва с полным проплавлением корня шва:		
а) при автоматической и полуавтоматической сварке под флюсом и ручной сварке, с контролем с помощью ультразвуковой дефектоскопии (УЗД)	1,0	1,0
б) то же, без контроля УЗД	1,2	1,4
13. По расчетному сечению углового шва:		
а) лобового шва, выполненного сваркой:		
ручной	2,3	3,2
автоматической и полуавтоматической под флюсом	1,9	2,4
б) флангового шва	3,4	4,4
в) продольного соединительного шва составного элемента на участке его прикрепления к узлу при непосредственном перекрытии стыковыми накладками или узловыми фасонками лишь части сечения	1,5	1,7
г) продольного поясного шва балки	1,7	1,9
14. По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к монтажному стыковому шву, выполненному односторонней автоматической сваркой под флюсом:		
а) с наложением первого слоя ручной сваркой на флюсомедной	2,4	2,7

подкладке, без механической обработки усиления		
б) то же, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка	1,6	1,8
в) на стеклотканево-медной подкладке с применением гранулированной металлохимической присадки, без механической обработки усиления	1,5	1,65
15. По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к потолочному угловому шву его монтажного соединения с поясом главной балки или фермы внахлестку:		
а) выполненному ручной сваркой	6,4	7,1
б) то же, с применением монтажной полосовой вставки, привариваемой встык к кромкам ортотропных плит, прикрепляемых внахлестку к поясу балки	3,8	4,2
16. По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к его монтажному стыковому соединению с поясом главной балки или фермы, выполненному односторонней автоматической сваркой под флюсом:		
а) с наложением первого слоя ручной сваркой на флюсомедной подкладке, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка, при одинаковой толщине стыкуемых листов	1,6	1,8
б) то же, при разной толщине стыкуемых листов	1,8	2,0
в) на стеклотканево-медной подкладке с применением металлохимической присадки, без механической обработки усиления, при одинаковой толщине стыкуемых листов	1,5	1,65
г) то же, при разной толщине стыкуемых листов	1,7	1,9
17. По основному металлу в зоне узла пересечения продольного ребра ортотропной плиты с поперечным в одноярусной ортотропной плите:		
а) продольное ребро проходит через V-образный вырез с выкружками на концах радиусом 15-20 мм в стенке поперечного ребра и приварено к ней с одной стороны двумя угловыми швами	2,2	2,4
б) продольное ребро проходит через вырез в стенке поперечного ребра и в опорной пластинке и приварено к ней угловыми швами	1,3	1,5
18. То же, в двухъярусной ортотропной плите:		
а) тавровое продольное ребро соединяется с поперечным высокопрочными болтами через отверстия, просверленные в полке продольного и поясе поперечного ребер	1,2	1,3
б) тавровое продольное ребро соединяется с поперечным специальными прижимами	1,1	1,2
19. По основному металлу листа настила и продольных ребер ортотропной плиты по границе швов в зоне цельносварного монтажного		

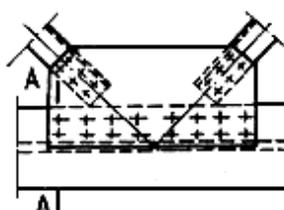
поперечного стыка ортотропной плиты:		
а) при совмещенных в одном сечении стыках листа настила и продольных ребер, без механической обработки усиления швов	2,2	2,5
б) с разнесенными от стыка листа настила стыками продольного ребра, без механической обработки усиления швов	2,2	2,4
в) с разнесенными от стыка листа настила обработанными стыками продольного ребра, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка листа настила	2,1	2,3
20. То же, в комбинированном стыке - сварном листа настила, болтовом в ребрах:		
а) с устройством прямоугольных скругленных вырезов в продольных ребрах, без полного проплавления их концевых участков, без механической обработки усиления стыкового шва листа настила	2,8	3,1
б) с устройством обработанных полукруглых выкружек в продольных ребрах, с полным проплавлением их концевых участков, с механической обработкой усиления шва с обратной стороны стыка листа настила	2,1	2,3
в) с обрывом продольных ребер вблизи стыка листа настила и постановкой вставки между их торцами, без механической обработки усиления стыкового шва листа настила	1,9	2,1
Примечания: 1. $m_f$ - коэффициент, учитывающий влияние сдвигов по контактам соединяемых элементов и принимаемый по табл.3 в зависимости от числа поперечных рядов болтов $n$ в соединении. 2. Параметр $n$ определяется: числом поперечных рядов болтов в прикреплении данного элемента к фасонке или стыковой накладке, когда этот элемент обрывается в данном узле (п.3, г, д, е); общим числом поперечных рядов болтов в прикреплении фасонки к непрерывному элементу (п.3, в).		



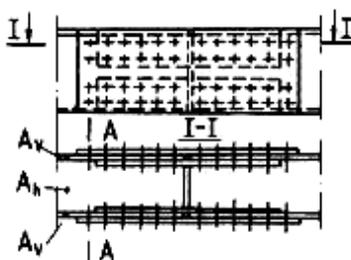
Черт.1. Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А-А по основному металлу в сечениях нетто по соединительным болтам составных элементов, а также у свободного отверстия



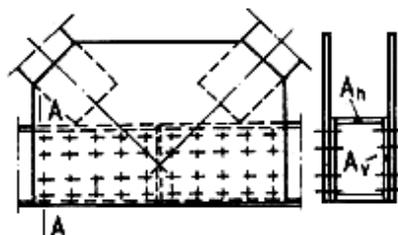
Черт.2. Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А-А по основному металлу в сечениях нетто у отверстия с поставленным в него высокопрочным болтом, затянутым на нормативное усилие



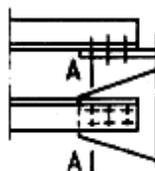
Черт.3. Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А-А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении фанонки к нестыкуемым в данном узле поясам сплошных балок и элементам решетчатых форм



Черт.4. Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А-А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении к узлу или в стыке двухстенчатых элементов



Черт.5. Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А-А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении к узлу или в стыке двухстенчатых элементов с односторонними накладками



Черт.6. Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А-А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении к узлу или в стыке одностенчатых элементов с односторонними накладками

**Эффективные коэффициенты концентрации напряжений  $\beta_s$  для расчета на выносливость стальных канатов висячих, вантовых и предварительно напряженных стальных пролетных строений**

Устройства, закрепляющие или отклоняющие канаты	Коэффициент $\beta_s$
1. Анкеры клинового типа	1,1
2. Анкеры с заливкой конца каната в конической или цилиндрической полости корпуса сплавом цветных металлов или эпоксидным компаундом	1,3
3. Анкеры со сплющиванием концов круглых проволок, заземлением их в анкерной плите и заполнением пустот эпоксидным компаундом с наполнителем из стальной дроби	1,1
4. Отклоняющие канат устройства, в том числе стяжки и сжимы, имеющие круговое очертание ложа, скругление радиусом 5 мм у торцов (в месте выхода каната) и укороченную на 40 мм (по сравнению с длиной ложа) прижимную накладку:  при непосредственном контакте каната со стальным ложем и поперечном давлении	1,2
$q = \frac{N}{r} \leq 1 \text{ МН/м (1 тс/см)}$	
при контакте каната со стальным ложем через мягкую прокладку толщиной $t \geq 1$ мм и поперечном давлении	1,2
$q = \frac{N}{r} \leq 2 \text{ МН/м (2 тс/см)}$	
5. Хомуты подвесок; стяжки и сжимы без отклонения каната при поперечном давлении:	
$q \leq 1 \text{ МН/м (1 тс/см)}$ и непосредственном контакте с канатом	1,1
$q \leq 2 \text{ МН/м (2 тс/см)}$ и контакте с канатом через мягкую прокладку толщиной $t \geq 1$ мм	1,1
В табл.2 обозначено:  $N$ - усилие в канате, МН (тс);  $r$ - радиус, м (см), кривой изгиба каната в отклоняющем устройстве	

Таблица 3\*

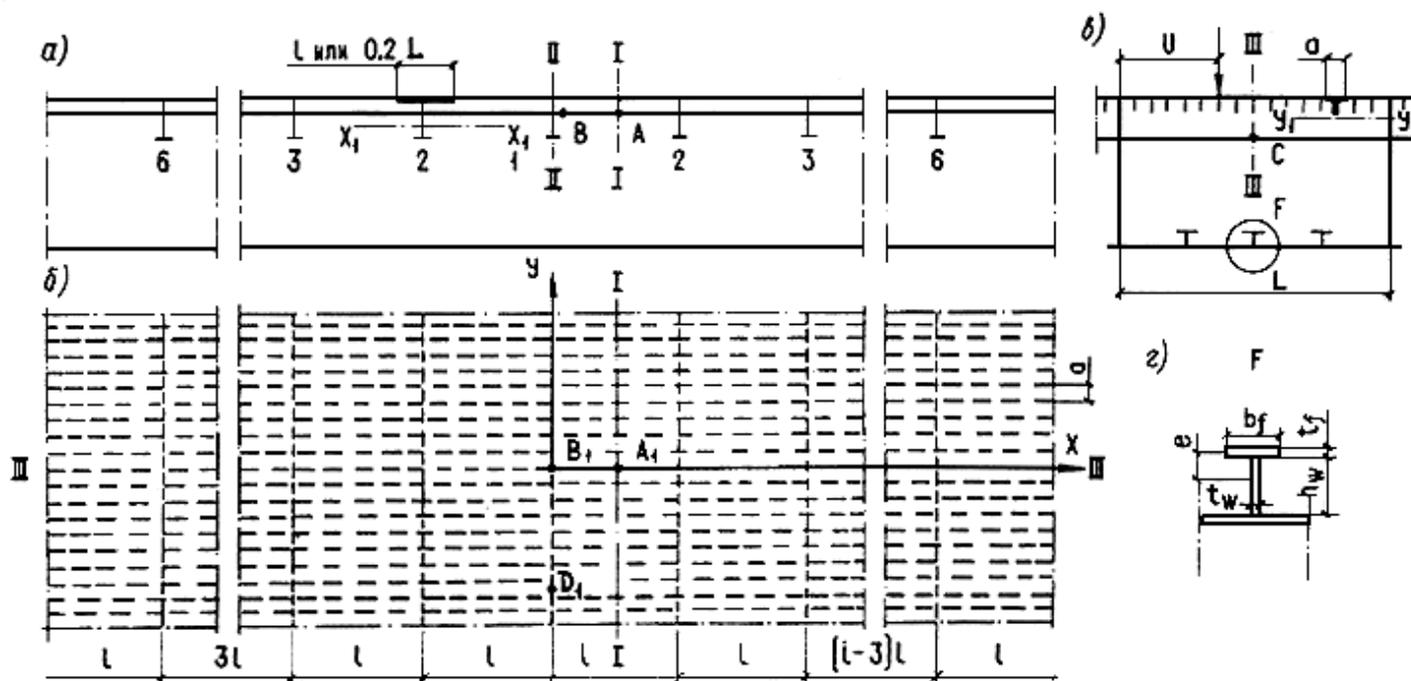
$n$	1-3	4-6	7-8	9-10	11-15	16 и более
$m_f$	1,00	1,05	1,12	1,16	1,20	1,23

**Приложение 18\***  
**Обязательное**

## РАСЧЕТ ОРТОТРОПНОЙ ПЛИТЫ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ ПО ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ

1. Метод расчета ортотропной плиты должен учитывать совместную работу листа настила, подкрепляющих его ребер и главных балок.

2. Ортотропную плиту допускается условно разделять на отдельные системы - продольные и поперечные ребра с соответствующими участками листа настила (см. чертеж).



Коробчатое пролетное строение

*a* - продольный разрез; *б* - план; *в* - поперечный разрез; *г* - ребро нижней плиты;  
 1, 2, 3, ... *i* - номер поперечного ребра верхней плиты

### УСИЛИЯ В ОРТОТРОПНОЙ ПЛИТЕ ПРИ РАБОТЕ НА ИЗГИБ МЕЖДУ ГЛАВНЫМИ БАЛКАМИ

3. Изгибающие моменты в продольных ребрах ортотропной плиты следует определять по формуле

$$M_{sl} = M_1 + M, \quad (1)$$

где  $M_1$  - изгибающий момент в отдельном продольном ребре полного сечения, включающего прилегающие участки листа настила общей шириной, равной расстоянию  $a$  между продольными ребрами (см. чертеж, *в*), рассматриваемом как неразрезная балка на жестких опорах; момент определяется от нагрузки, расположенной непосредственно над этим ребром;

$M$  - изгибающий момент в опорном сечении продольного ребра при изгибе ортотропной плиты между главными балками, определяемый при загрузении поверхности влияния нагрузкой, прикладываемой в узлах пересечения продольных и поперечных ребер.

Нагрузку, передаваемую с продольных ребер на узлы пересечения с поперечными ребрами, следует определять с помощью линии влияния опорной реакции неразрезной многопролетной балки на жестких опорах.

В пределах крайних третей ширины ортотропной плиты автопроезда и в ортотропной плите однопутных железнодорожных пролетных строений с ездой поверху следует принимать  $M = 0$ .

Ординаты поверхности влияния для вычисления изгибающего момента  $M$  в опорном сечении продольного ребра над "средним" поперечным ребром 1 (см. чертеж, а) следует определять по формуле

$$M_{1iu} = \frac{2a}{L} M_{1i} \sin \pi \frac{u}{l}, \quad (2)^*$$

где  $M_{1i}$  - принимаемые по табл.1 (с умножением на  $l$ ) ординаты линии влияния изгибающего момента в опорном сечении продольного ребра над "средним" поперечным ребром 1 при расположении нагрузки над поперечным ребром  $i$ ;

$l$  - пролет продольного ребра (см. чертеж, б);

$L$  - пролет поперечного ребра (см. чертеж, в);

$u$  - координата положения нагрузки от начала поперечного ребра.

Таблица 1

Номер поперечного ребра $i$	Ординаты линии влияния $\frac{M_{1i}}{l}$ при $z$				
	0	0,1	0,2	0,5	1,0
1	0	0,0507	0,0801	0,1305	0,1757
2	0	-0,0281	-0,0400	-0,0516	-0,0521
3	0	0,0025	-0,0016	-0,0166	-0,0348
4	0	0,0003	0,0016	0,0015	0,0046
5	0	-0,0001	0	0,0014	0,0025
6	0	0	0	0,0001	0,0012

В табл.1 обозначено:

$z$  - параметр, характеризующий изгибную жесткость ортотропной плиты и определяемый по формуле

$$z = 0,616 \frac{L^4}{l^3} \cdot \frac{I_{sl}}{\alpha I_s},$$

где  $I_{sl}$  - момент инерции полного сечения продольного ребра относительно горизонтальной оси  $y_1$  (см. чертеж, в);

$\alpha$  - расстояние между продольными ребрами;

$I_s$  - момент инерции полного поперечного ребра - с прилегающим участком настила шириной  $0,2L$ , но не более  $l$  - относительно горизонтальной оси  $x_1$  (см. чертеж, а).

Примечание. В табл.1 принята следующая нумерация поперечных ребер  $i$ : ребра 2-6 расположены на расстоянии  $l$  одно от другого в каждую сторону от "среднего" поперечного ребра 1 (см. чертеж, а).

4. В железнодорожных пролетных строениях лист настила ортотропной плиты проезжей части следует рассчитывать на изгиб, при этом прогиб листа настила не проверяется.

При устройстве пути на балласте наибольшие значения изгибающих моментов в листе настила над продольными ребрами следует определять по формулам:

в зоне под рельсом

$$M_y = -0,1\nu a^2; \quad (3)$$

в зоне по оси пролетного строения

$$M_y = -0,08\nu a^2, \quad (4)$$

где  $\nu$  - нагрузка на единицу длины, принимаемая по п.2 обязательного приложения 5\*.

#### РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ОРТОТРОПНОЙ ПЛИТЫ ПО ПРОЧНОСТИ

5. Для проверки прочности элементов ортотропной плиты необходимо получить в результате расчетов в предположении упругих деформаций стали в сечениях I, II, III и точках  $A, B, C, A_1, B_1, D_1$ , указанных на чертеже, нормальные напряжения в листе настила, продольных и поперечных ребрах, а также касательные напряжения в листе настила, от изгиба ортотропной плиты между главными балками  $\sigma_{xp}, \sigma_{yp}$  и  $\tau_{xyp}$  и совместной работы ее с главными балками пролетного строения  $\sigma_{xc}$ ,

$\sigma_{yc}$  и  $\tau_{xyc}$ .

6. Проверку прочности растянутого при изгибе ортотропной плиты крайнего нижнего волокна продольного ребра следует выполнять в зоне отрицательных моментов неразрезных главных балок в сечении I-I посередине пролета  $l$  среднего продольного ребра (см. чертеж,  $a$  - точка  $A$ ) по формулам:

$$\psi \sigma_{xc} + m_1 \chi_1 \sigma_{xp} \leq R_y m; \quad (5)$$

$$\sigma_{xc} + \sigma_{xp} \leq m_2 R_{ym} m, \quad (6)$$

где  $R_y, R_{ym}$  - расчетное и нормативное сопротивления металла продольного ребра;

$m$  - коэффициент условий работы, принимаемый по табл.60\*;

$m_1, m_2$  - коэффициенты условий работы; для автодорожных и городских мостов, а также для автодорожного проезда совмещенных мостов их следует принимать по табл.2\*; для железнодорожных и пешеходных мостов, а также для железнодорожного проезда совмещенных мостов  $m_1 = \frac{1}{\alpha}$ ; при этом проверка по формуле (6) не выполняется;

$\chi_1$  - коэффициент влияния собственных остаточных напряжений, принимаемый  $\chi_1 = 0,9$  - для крайнего нижнего волокна продольного ребра, выполненного из полосы, прокатного уголка или прокатного тавра, и  $\chi_1 = 1,1$  - для продольного ребра в виде сварного тавра;

$\psi, \alpha$  - коэффициенты, определяемые по пп.4.28\* и 4.26\*.

Таблица 2\*

$\sigma_{xc} / \sigma_{xp}$	Значения коэффициентов $m_1$ и $m_2$ для полосовых ребер	
	$m_1$	$m_2$
0	0,55	1,40
0,25	0,40	1,50
0,45	0,25	1,60
0,65	0,13	1,60

Примечание. Коэффициенты  $m_1$  и  $m_2$  для промежуточных значений  $\sigma_{xc} / \sigma_{xp}$  следует определять линейной интерполяцией.

7. Проверку прочности сжатого при местном изгибе ортотропной плиты крайнего нижнего волокна продольного ребра следует выполнять в зоне положительных моментов неразрезных главных балок в опорном сечении II-II среднего продольного ребра (см. чертеж  $\alpha$  - точка  $B$ ) по формуле

$$\psi \sigma_{xc} + \chi_2 \frac{\sigma_{xp}}{\alpha} \leq R_y m, \quad (7)$$

где  $\psi$ ,  $\alpha$  - коэффициенты, определяемые по пп.4.28\* и 4.26\*;

$\chi_2$  - коэффициент влияния собственных остаточных напряжений, принимаемый  $\chi_2 = 1,1$  - для крайнего нижнего волокна ребра, выполненного из полосы, прокатного уголка или прокатного тавра, и  $\chi_2 = 0,9$  - для ребра в виде сварного тавра;

$m$  - коэффициент условий работы, принимаемый по табл.60\*.

8. Проверку прочности крайнего нижнего волокна поперечной балки следует выполнять в сечении III-III посередине ее пролета (см. чертеж  $\beta$  - точка  $C$ ) по формуле

$$\frac{\sigma_{yp}}{\alpha} \leq R_y m, \quad (8)$$

где  $\alpha$  - коэффициент, определяемый по формулам (143) и (144);

$m$  - коэффициент условий работы, принимаемый по табл.60\*.

9. Расчет по прочности листа настила следует выполнять в точках  $A_1$ ,  $B_1$ ,  $D_1$  (см. чертеж б) по формулам:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq m_3 m R_y; \quad (9)$$

$$\tau_{xy} \leq R_s m, \quad (10)$$

где  $\sigma_x = \sigma_{xc} + m_4 \sigma_{xp}$ ;  $\sigma_y = \sigma_{yc} + m_4 \sigma_{yp}$ ;  $\tau_{xy} = \tau_{xyc} + \tau_{xyp}$ ;

$m$  - коэффициент условий работы, принимаемый по табл.60\*;

$m_3$  - коэффициент, равный 1,15 при  $\sigma_y = 0$  или 1,10 при  $\sigma \neq 0$ ;

$m_4$  - коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,05 - при проверке прочности листа настила в точке  $A_1$  ортотропной плиты автодорожных и городских мостов и 1,0 - во всех остальных случаях.

При выполнении данной проверки допускается принимать в качестве расчетных загрузки, при которых достигается максимального значения одно из действующих в данной точке ортотропной плиты напряжений  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  или  $\tau_{xy}$ .

#### РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ОРТОТРОПНОЙ ПЛИТЫ ПО УСТОЙЧИВОСТИ

10. Местная устойчивость листа настила между продольными ребрами, продольных полосовых ребер, свесов поясов тавровых продольных и поперечных ребер должна быть обеспечена согласно пп.4.45\* и 4.47, а стенки тавровых ребер - согласно обязательному приложению 16\*. При этом следует выбирать наиболее невыгодную комбинацию напряжений от

изгиба ортотропной плиты между главными балками и совместной ее работы с главными балками пролетного строения.

11\*. Общая устойчивость листа настила, подкрепленного продольными ребрами, должна быть обеспечена поперечными ребрами.

Момент инерции поперечных ребер  $J_s$  (см. п.3) сжатой (сжато-изогнутой) ортотропной плиты следует определять по формуле

$$J_s = \alpha \psi (k + 1) \left( \frac{L}{l} \right)^3 J_{sl} \frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{x,cr,ef}}, \quad (11)^*$$

где  $\alpha$  - коэффициент, определяемый по табл.2а\*;

$\psi$  - коэффициент, принимаемый равным: 0,055 при  $k = 1$ ; 0,15 при  $k = 2$ ; 0,20 при  $k \geq 3$ ;

$k$  - число продольных ребер рассчитываемой ортотропной плиты;

$L$  - расстояние между стенками главных балок или центрами узлов геометрически неизменяемых поперечных связей;

$l$  - расстояние между поперечными ребрами;

$J_{sl}$  - момент инерции полного сечения продольного ребра (см.п.3);

$\sigma_{xc}$  - действующие напряжения в листе настила от совместной работы ортотропной плиты с главными балками пролетного строения, вычисленные в предположении упругих деформаций стали;

$\sigma_{x,cr,ef}$  - напряжение, вычисленное по табл.68\* по значению  $\sigma_{x,cr} = \sigma_{xc}$ .

Допускается также определять  $\sigma_{x,cr,ef}$  по следующей формуле:

$$\sigma_{x,cr,ef} = \frac{\pi^2 EJ_{sl}}{A_{sl} l^2}.$$

Примечание. Коэффициент  $\omega$  определяется по формуле  $\omega = \sigma_{xc} / \varphi_0 R_y$ , где  $\varphi_0$  следует находить по табл.3\* п.12 при  $l_{ef} = 1$ .

Таблица 2а\*

$\omega$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1
$\alpha$	0	0,016	0,053	0,115	0,205	0,320	0,462	0,646	0,872	1,192	1,470	2,025

Для сжатой ортотропной плиты, не воспринимающей местную нагрузку, в формуле (11)\* коэффициент  $\alpha$  следует принимать равным 2,025, что обеспечивает равенство расчетной длины  $l_{ef}$  продольных ребер расстоянию между поперечными ребрами  $l$ .

12\*. Расчет по общей устойчивости ортотропной плиты в целом (сжатой и сжато-изогнутой) при обеспечении условия (11)\* следует выполнять по формуле

$$\sigma_{xc} \leq \varphi_0 R_y m, \quad (12)^*$$

где  $\sigma_{xc}$  - см. п.11\*;

$\varphi_0$  - коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл.3\* в зависимости от гибкости  $\lambda_0$ ;

$m$  - коэффициент условий работы, принимаемый по табл.60\* п.4.19\*.

Гибкость следует определять по формуле

$$\lambda_0 = \frac{l_{ef}}{\sqrt{\xi}} \sqrt{\frac{A}{J_{sl} + \alpha \frac{t_h^3}{11} 2\theta \left(\frac{l_{ef}}{L}\right)^2 + \left(\frac{l_{ef}}{L}\right)^4}}, \quad (13)^*$$

где  $l_{ef}$  - расчетная (свободная) длина продольных ребер, определяемая из выражения  $l_{ef} = l \sqrt{\frac{1}{\omega}}$ . Коэффициент  $\omega$

находят из табл.2а\* по значению  $\alpha = \frac{1}{\psi(k+1)J_{sl}} \left(\frac{l}{L}\right)^3 J_s$ ;

$J_s$ ,  $J_{sl}$  и  $l$  - см. п.3;

$\alpha$  - расстояние между продольными ребрами;

$t_h$  - толщина листа настила;

$\xi$  - коэффициент, принимаемый равным 1,0 - для ортотропной плиты нижнего пояса и по табл.4\* - для плиты верхнего пояса коробчатых главных балок;

$A$  - площадь полного сечения продольного ребра;

$\theta = 1 + \frac{5,5J_t}{\alpha t_h^3}$  - (здесь  $J_t$  - момент инерции полного сечения продольного ребра при чистом кручении).

Сжато-изогнутую ортотропную плиту железнодорожных мостов на общую устойчивость следует проверять по формуле (167), принимая гибкость по формуле (13)\* при  $\xi = 1,0$ .

Таблица 3\*

Гибкость $\lambda_0, \lambda_1$	Коэффициент $\varphi_0$ для стали марок		
	16Д	15ХСНД	10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
0	1,00	1,00	1,00
41	1,00	1,00	1,00
44	1,00	1,00	0,96
50	1,00	0,92	0,88
53	1,00	0,87	0,83

60	0,95	0,76	0,72
70	0,83	0,64	0,59
80	0,73	0,56	0,49
90	0,64	0,50	0,43
100	0,59	0,44	0,38
110	0,53	0,39	0,33
120	0,47	0,34	0,28
130	0,41	0,30	0,25
140	0,36	0,26	0,22
150	0,32	0,23	0,20
160	0,29	0,21	0,17
170	0,26	0,19	0,16
180	0,23	0,17	0,14
190	0,21	0,15	0,13
200	0,20	0,14	0,11

Таблица 4\*

$f/i$	Коэффициент $\xi$
0	1,00
0,01	0,75
0,05	0,70
0,10	0,66

$f$  - прогиб продольного ребра между поперечными ребрами;  
 $i$  - радиус инерции полного сечения продольного ребра.

13. Тавровые продольные ребра (см. чертежи, в, г) сжатой ортотропной плиты нижнего пояса коробчатых главных балок при изгибно-крутильной форме потери устойчивости следует рассчитывать по формуле (12)\*, принимая коэффициент продольного изгиба  $\varphi_0$  в зависимости от гибкости  $\lambda_1$ .

Гибкость  $\lambda_1$  следует определять по формуле

$$\lambda_1 = l \sqrt{\frac{I_p}{h_w^2 I_z + I_\omega + 0,04 l^2 I_t}}, \quad (14)$$

где  $I_p = I_y + I_z + A(h_w - e)^2$ ;

$l$  - см. п.3;

$h_w$  - высота стенки ребра толщиной  $t_w$  (см. чертеж, в);

$e$  - расстояние от центра тяжести полки шириной  $b_f$ , толщиной  $t_f$  до центра тяжести таврового продольного ребра (см. чертеж, в);

$I_y, I_z$  - соответственно момент инерции сечения таврового продольного ребра относительно горизонтальной оси  $y$  и вертикальной оси  $z$ ;

$$I_{\omega} = \frac{t_f^3 b_f^3}{144} + \frac{t_w^3 h_w^3}{36};$$

$$I_t = \frac{1}{3} (b_f t_f^3 + h_w t_w^3);$$

$$A = b_f t_f + h_w t_w.$$

Для обеспечения местной устойчивости элементов таврового сечения продольного ребра толщина полки и стенки должна удовлетворять требованиям п.4.45\*;

при  $b_f > 0,3h_w$  продольное ребро полного сечения следует считать двутавром, при  $b_f = 0$  - тавром;

при  $0 < b_f \leq 0,3h_w$  требования к толщине стенки определяются по линейной интерполяции между нормами для двутавра и тавра ( $b_f = 0$ ).

## Приложение 19 Обязательное

### УЧЕТ ПОЛЗУЧЕСТИ, ВИБРОПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА И ОБЖАТИЯ ПОПЕРЕЧНЫХ ШВОВ В СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

1. При учете ползучести бетона в статически определимых конструкциях необходимо определить уравновешенные в пределах поперечного сечения (далее - внутренние) напряжения и соответствующие деформации.

Для конструкции, состоящей из стальной балки со сплошной стенкой и объединенной с ней в уровне проезда железобетонной плиты (см. чертеж), внутренние напряжения от ползучести бетона в общем случае надлежит определять по следующим формулам:

на уровне центра тяжести бетонной части сечения (растяжение)

$$\sigma_{b,kr} = -\alpha \sigma_{b1}; \quad (1)$$

в крайней фибре нижнего пояса стальной балки (растяжение или сжатие)

$$\sigma_{s1,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left( \frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st}}{W_{s1,st}} \right); \quad (2)$$

в крайней фибре верхнего пояса стальной балки (сжатие)

$$\sigma_{s2,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left( \frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{s2,st}} \right); \quad (3)$$

в стержнях крайнего ряда ненапрягаемой арматуры плиты при  $E_r = E_{rs} = E_{st}$  (сжатие)

$$\sigma_{r,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left( \frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{rf,st}} \right); \quad (4)$$

потери предварительного напряжения напрягаемой арматуры (сжатие)

$$\sigma_{p,kr} = \frac{1}{n_p} \sigma_{b,kr} A_b \left( \frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{p,st}} \right); \quad (5)$$

в крайней фибре бетона (растяжение)

$$\sigma_{bf,kr} = (\alpha + \beta) \sigma_{bf,1} - \frac{1}{n_b} \sigma_{sbf,kr}. \quad (6)$$

Относительные деформации от ползучести бетона в уровне центра тяжести его сечения (см. чертеж) надлежит вычислять по следующим формулам:

относительные деформации, отвечающие напряжениям в стальной части сечения,

$$\varepsilon_{b,kr} = \beta \frac{\sigma_{b1}}{E_b}; \quad (7)$$

относительные деформации, отвечающие напряжениям в бетонной части сечения,

$$\xi_{b,kr} = \frac{\sigma_{b,kr}}{E_b}. \quad (8)$$

В формулах (1)-(8):

$\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\nu$  - параметры, связанные с податливостью бетонной и стальной частей сечения и определяемые из выражений:

$$\alpha = \frac{\varphi_{kr}}{0,5\varphi_{kr} + \nu + 1};$$

$$\beta = \alpha\nu;$$

$$\nu = \frac{A_n}{n_b} \left( \frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}^2}{I_{st}} \right);$$

$\varphi_{kr} = \gamma_f E_b c_n$  - предельная характеристика ползучести бетона;

$\gamma_f$  - принимается по табл.8.

$c_n$  - нормативная деформация ползучести бетона, определяемая по п.3.15 и обязательному приложению 11\*, при уточнении с учетом указаний обязательного приложения 13\*;

$\sigma_{b1}$ ,  $\sigma_{bf,1}$  - начальное напряжение сжатия соответственно на уровне центра тяжести сечения и в крайней фибре бетона от постоянных нагрузок и воздействий;

$\sigma_{sbf,kr}$  - условное напряжение в уровне крайней фибры бетона, определяемое из выражения

$$\sigma_{sbf,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left( \frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st} Z_{bf,st}}{I_{st}} \right);$$

$A_{st}$ ,  $I_{st}$ ,  $W_{s1,st}$ ,  $W_{s2,st}$ ,  $W_{yf,st}$  - соответственно площадь, момент инерции, моменты сопротивления нижнего и верхнего поясов балки и крайнего ряда арматуры брутто стальной части сечения, включая арматуру;

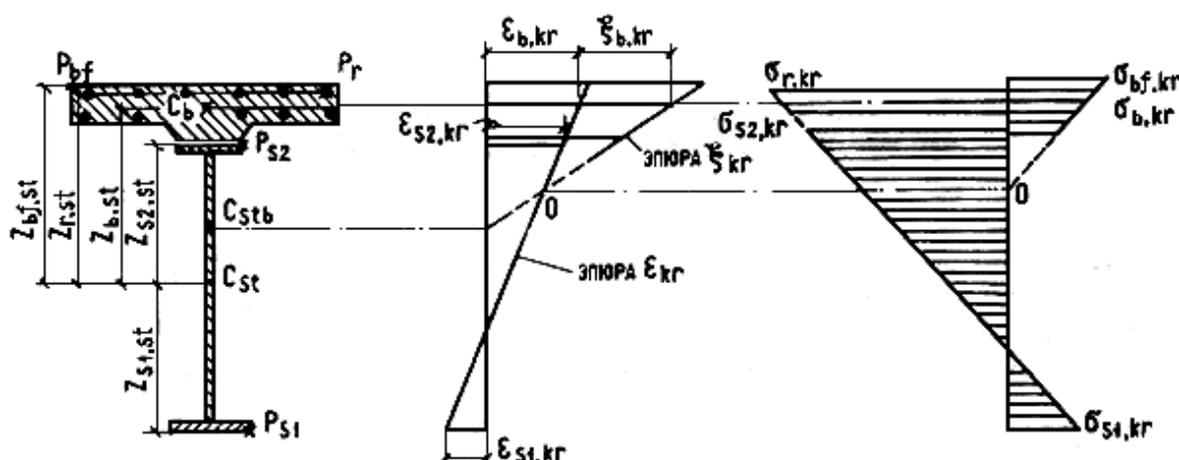
$$n_{\gamma} = \frac{E_{st}}{E_{\gamma p}} - \text{коэффициент приведения по п.5.16.}$$

Остальные обозначения соответствуют пп.5.5, 5.19\* и чертежу.

2. Ползучесть бетона допускается учитывать введением в расчет условного модуля упругости бетона  $E_{ef,kr}$ , если в статически определимой конструкции все постоянные нагрузки, вызывающие напряжение в бетоне, прикладываются в одной стадии и при одной и той же схеме работы. Модуль  $E_{ef,kr}$  следует определять по формуле

$$E_{ef,kr} = \frac{\nu - 0,5\varphi_{kr} + 1}{(1 + \varphi_{kr})\nu + 0,5\varphi_{kr} + 1} E_b, \quad (9)$$

где  $\nu$ ,  $\varphi_{kr}$  - см. п.1.



Эпюры относительных деформаций и внутренних напряжений от ползучести бетона

Внутренние напряжения от ползучести бетона для  $i$ -й фибры сечения следует вычислять по формуле

$$\sigma_{i,kr} = \sigma_{i,ef} - \sigma_i, \quad (10)$$

где  $\sigma_{i,ef}$ ,  $\sigma_i$  - напряжения от постоянных нагрузок, полученные при модуле упругости бетона соответственно  $E_{ef,kr}$  и  $E_b$ .

3. При учете ползучести бетона в статически неопределимых конструкциях необходимо определить внутренние напряжения и внешние силовые факторы (опорные реакции, изгибающие моменты и пр.), а также соответствующие деформации.

Внутренние напряжения и внешние силовые факторы допускается вычислять методом последовательных приближений, принимая усилия  $\sigma_{b,kr} A_b$  в центре тяжести бетонной части сечения за нагрузки (здесь  $\sigma_{b,kr}$  и  $A_b$  принимаются по п.1).

При этом, выполняя расчет методом сил, бетонную часть сечения надлежит учитывать следующим образом: с модулем  $E_{ef,kr}$  (см. п.2) - при определении основных и побочных перемещений; с модулем  $E_b$  - при определении

напряжений в центре тяжести бетона от внешних силовых факторов, вызванных ползучестью. Выраженные через  $\varphi_{кр}$  значения предельной характеристики ползучести, используемые для определения  $\sigma_{b,кр}$  и  $E_{ef,кр}$  при последовательных приближениях, приведены в таблице.

Номер приближения	Значение предельной характеристики ползучести бетона $\varphi_{кр}$ при вычислении	
	напряжений от ползучести бетона на уровне центра тяжести бетонной части сечения $\sigma_{b,кр}$	основных и побочных перемещений
1	$\varphi_{кр}$	$0,5 \varphi_{кр}$
2	$0,5 \varphi_{кр}$	$0,38 \varphi_{кр}$
3	$0,38 \varphi_{кр}$	$0,32 \varphi_{кр}$

4. Прогибы конструкции от ползучести бетона следует определять, рассматривая стальную часть сечения под действием сил  $\sigma_{кр} A_b$ , приложенных в уровне центра тяжести сечения бетона. Для статически определимых конструкций имеет место равенство  $\sigma_{кр} = \sigma_{b,кр}$ ; для статически неопределимых систем  $\sigma_{кр}$  равно сумме внутренних напряжений и напряжений от внешних силовых факторов, вызванных ползучестью.

5. Деформации обжатия замоноличенных бетоном поперечных швов сборной железобетонной плиты необходимо учитывать в расчетах, если продольная арматура плиты не состыкована в швах и при этом плита не имеет предварительного напряжения в продольном направлении.

Деформации обжатия поперечных швов следует учитывать введением в выражения для  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $E_{ef,кр}$  (см. пп.1 и 2) обобщенной характеристики ползучести бетона и обжатия поперечных швов  $\varphi_{кр,d}$ , определяемой по формуле

$$\varphi_{кр,d} = \varphi_{кр} + \frac{E_b \sum \Delta_d}{0,2 R_b L}, \quad (11)$$

где  $L$  - длина сжатой постоянными нагрузками и воздействиями железобетонной плиты;

$\sum \Delta_d$  - суммарная деформация обжатия поперечных швов, расположенных на длине  $L$ ;

$\varphi_{кр}$  - принимается по п.1;

$E_b$ ,  $R_b$  - принимаются по пп.3.24\* и 3.32\*.

При отсутствии опытных данных величину  $\Delta_d$ , см, допускается вычислять по формуле

$$\Delta_d = 0,005 + 0,00035 b_d, \quad (12)$$

где  $b_d$  - ширина шва (зазор между торцами сборных плит).

6. Учет виброползучести бетона следует выполнять введением в расчет условного модуля упругости бетона  $E_{vкр}$ , вычисляемого по п.2 с заменой  $\varphi_{кр}$  на  $\varphi_{vкр}$ , определяемой по формуле

$$\varphi_{vкр} = \frac{2\rho_1}{1 + \rho_1} \varphi_{кр} + (1 - \rho_1) \times (0,388 c_n - 0,35 \cdot 10^{-6}) E_b, \quad (13)$$

где  $\rho_1 = \frac{\sigma_{\min,1}}{\sigma_{\max,1}}$  - характеристика цикла начальных напряжений в бетоне, определенных без учета виброползучести и ползучести;

$\varphi_{kr}, c_n$  - принимаются по п.1.

## Приложение 20 Обязательное

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ ОТ УСАДКИ БЕТОНА И ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

1. Напряжения в стали и бетоне для статически определимой конструкции, состоящей из стальной балки со сплошной стенкой и объединенной с ней в уровне проезда железобетонной плиты, надлежит определять по формулам:

а) от усадки бетона

$$\sigma_{shr} = \varepsilon_{shr} E \left( \frac{A_{st}}{A_{stb,shr}} + \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} Z - \nu_{shr} \right), \quad (1)$$

где  $A_{stb,shr}, I_{stb,shr}$  - приведенные к стали площадь и момент инерции брутто поперечного сечения сталежелезобетонной балки при модуле упругости бетона  $E_{ef,shr}$ , определяемом по п.5.9;

$A_{st}$  - площадь стальной части сечения, включая арматуру железобетонной плиты;

$$S_{shr} = A_{st} Z_{st,stb};$$

$Z_{st,stb}$  - расстояние от центра тяжести  $A_{stb,shr}$  до центра тяжести  $A_{st}$ ;

$Z$  - расстояние от центра тяжести  $A_{stb,shr}$  до фибры, где определяется  $\sigma_{shr}$  (положительное направление оси  $Z$  принято вниз);

$\nu_{shr} = 0, \nu_{shr} = 1$  - при определении напряжений соответственно в бетоне и в стали;

$E$  - следует принимать равным при определении напряжений:

в бетоне -  $E_{ef,shr}$ ;

в стальной балке -  $E_{st}$ ;

в ненапрягаемой арматуре -  $E_{rs}$ ;

в напрягаемой арматуре -  $E_{rp}$ ;

$\varepsilon_{shr}$  - предельная относительная деформация усадки бетона, принимаемая по п.5.9;

б) от температурных воздействий

$$\sigma_t = \alpha t_{\max} E \left( \frac{A_t}{A_{stb,t}} + \frac{S_t}{I_{stb,t}} Z - \nu \right), \quad (2)$$

где  $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$  град<sup>-1</sup> - коэффициент линейного расширения стали и бетона;

$$t_{\max} = \gamma_f t_{n,\max};$$

$\gamma_f$  - принимается по табл.17\*;

$t_{n,\max}$  - принимается по п.5.10;

$E$  - равно  $E_b$ ,  $E_{st}$ ,  $E_{rs}$ ,  $E_{rp}$  при определении напряжений соответственно в бетоне, стальной балке, ненапрягаемой и напрягаемой арматуре;

$A_{stb,t}$ ,  $I_{stb,t}$  - приведенные к стали площадь и момент инерции брутто поперечного сечения сталежелезобетонной балки;

$Z$  - расстояние от центра тяжести  $A_{stb,t}$  до фибры, где определяется  $\sigma_t$ .

В случаях повышения или понижения температуры стальной части конструкции в формуле (2) следует принимать:

$$A_t = 0,8A_{wf} + 0,3A_{sl,f}; \quad (3)$$

$$S_t = (0,4h_w - 0,8Z_{b1,stb})A_{wf} + 0,3A_{sl,f}Z_{sl,stb}; \quad (4)$$

$$\nu = \nu_{ri},$$

где  $A_{wf}$  - площадь стальных вертикальных элементов (стенки, вертикальных полок поясных уголков, ламелей);

$A_{sl,f}$  - площадь стальных горизонтальных элементов нижнего пояса.

В случае повышения температуры железобетонной плиты в формуле (2) следует принимать:

$$A_t = \frac{17b_{sl}}{n_b} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{t_{sl}}{50} \right)^3 \right]; \quad (5)$$

$$S_t = -\frac{17b_{sl}}{n_b} (Z_{bf,stb} - 8); \quad (6)$$

$$\nu = \nu'_{fi},$$

где  $b_{sl}$ ,  $t_{sl}$ , см, принимаются по п.5.15.

Величины  $\nu_{fi}$  и  $\nu'_{fi}$ , относящиеся к  $i$ -й точке сечения, в которой определяются напряжения, следует принимать по п.5.10.

Остальные обозначения, принятые в формулах (3)-(6), соответствуют п.5.5 и черт.14.

2. При расчете статически неопределимых систем на температурные воздействия и усадку бетона геометрические характеристики сечения следует принимать по п.1.