

Международная научно-практическая конференция
*«ВИМ-проектирование и МКЭ-анализ при проектировании
и эксплуатации зданий и сооружений»*

(г. Минск, БНТУ – 02 ноября 2018)

УДК 624.072.31

Особенности определения грузоподъемности одностолбчатых опор

Гусев Д.Е.

ООО «Экомост»,

г. Минск, Республика Беларусь

Опора путепровода на автодороге М10 у г.Лунинец



Опора путепровода на автодороге М10 у г.Лунинец



Опора путепровода на автодороге М10 у г.Калинковичи



Опора моста через р.Россь на автодороге Р78



При определении грузоподъемности мостов часто игнорируется работа опор, а грузоподъемность рассчитывается только для пролетных строений. Часто такой подход оправдан, так как грузоподъемность большинства типов опор оказывается выше грузоподъемности пролетного строения, а определение грузоподъемности опор связано с некоторыми трудностями.

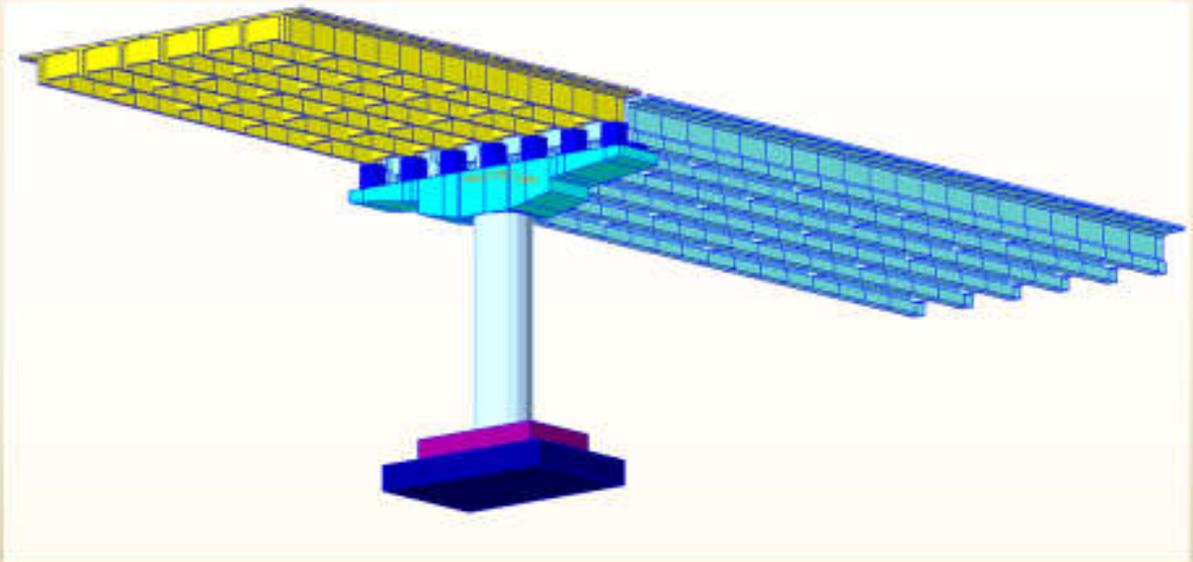
Грузоподъемность некоторых элементов опор практически невозможно определить с использованием методики, заложенной в ТКП 479 из-за того, что на них действуют не только вертикальная подвижная нагрузка, но прочие временные нагрузки (тормозная, поперечный удар, ледовая и пр.).

Однако, участвовавшие случаи отказов одностолбчатых опор обуславливают необходимость определения их грузоподъемности.

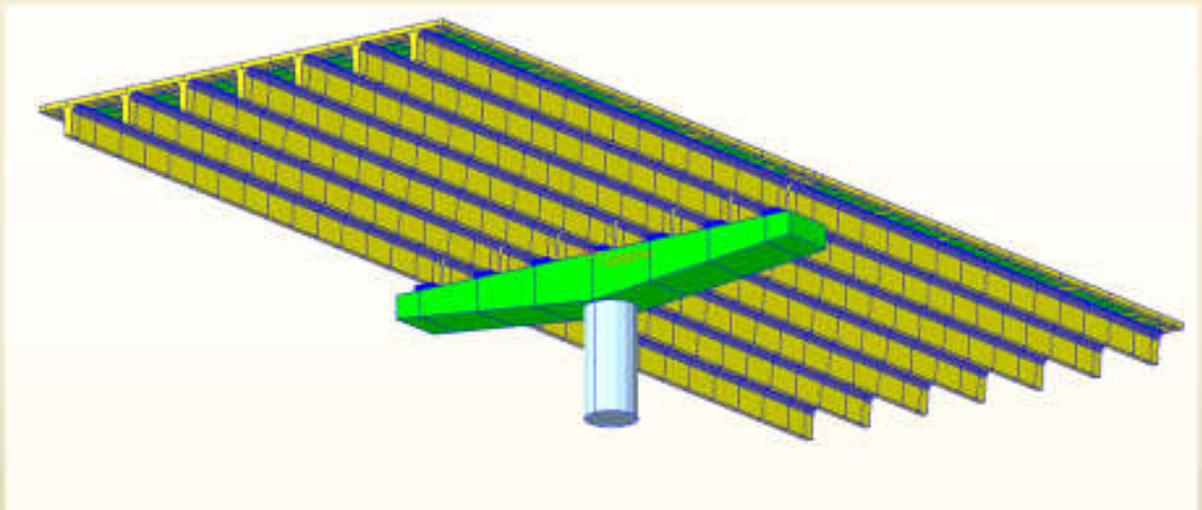
Одностолбчатые опоры являются конструкциями с пониженной живучестью. В составе опоры имеется один элемент – стойка, при выходе из строя которой выходит из строя вся опора и оба опирающиеся на нее пролетные строения.

При расчете такой опоры в расчетную схему целесообразно вводить не только саму опору, но и пролетные строения.

Расчетная схема промежуточной опоры путепроводов на 189 и 190км
автодороги М10



Расчетная схема промежуточной опоры моста через р.Рось на 53км
автодороги Р78



Определение усилий на опору от постоянных и временных нагрузок не представляет особого труда, особенно с использованием современных программных комплексов, в частности MIDAS CIVIL 2018. Усилия от временных вертикальных нагрузок могут быть определены автоматически с использованием возможностей ПК. Сбор прочих временных нагрузок производится вручную и прикладывается к элементам опор в местах, регламентируемых нормами.

Определить грузоподъемность ригеля промежуточной опоры существенного труда не представляет, так как на его работу в основном оказывают влияние постоянные и временные вертикальные нагрузки. При определении грузоподъемности ригеля при отсутствии существенных дефектов в нем может быть использована методика ТКП 479-2011, а предельные усилия могут быть определены по ТКП 45 3.03-232-2011.

Армирование и усилия по длине ригеля изменяются, поэтому определение грузоподъемности для него необходимо произвести для каждого сечения, где происходит изменение армирования.

При наличии силовых вертикальных трещин в ригеле предельные усилия могут быть скорректированы по ширине раскрытия и шагу трещин.

ТКП 479-2013

В соответствии с этим формулы для определения классов грузоподъемности имеют следующий вид:

1) автомобильная нагрузка в составе колонн:

- первая группа предельных состояний (прочность, устойчивость) без заезда нагрузки на полосы безопасности и с учетом толпы на тротуарах

$$K_{k11} = \frac{[S]_{k11}}{Z_{k11}}; \quad (1)$$

- то же (выносливость)

$$K_{k12} = \frac{[S]_{k12}}{Z_{k12}}; \quad (2)$$

- первая группа предельных состояний (прочность, устойчивость) с возможностью заезда нагрузки на полосы безопасности и без учета толпы на тротуарах

$$K_{k21} = \frac{[S]_{k21}}{Z_{k21}}; \quad (3)$$

- вторая группа предельных состояний (деформации, трещиностойкость)

$$K_k = \frac{[S]_k}{Z_k}; \quad (4)$$

2) одиночная тяжеловесная нагрузка:

- первая группа предельных состояний (прочность, устойчивость)

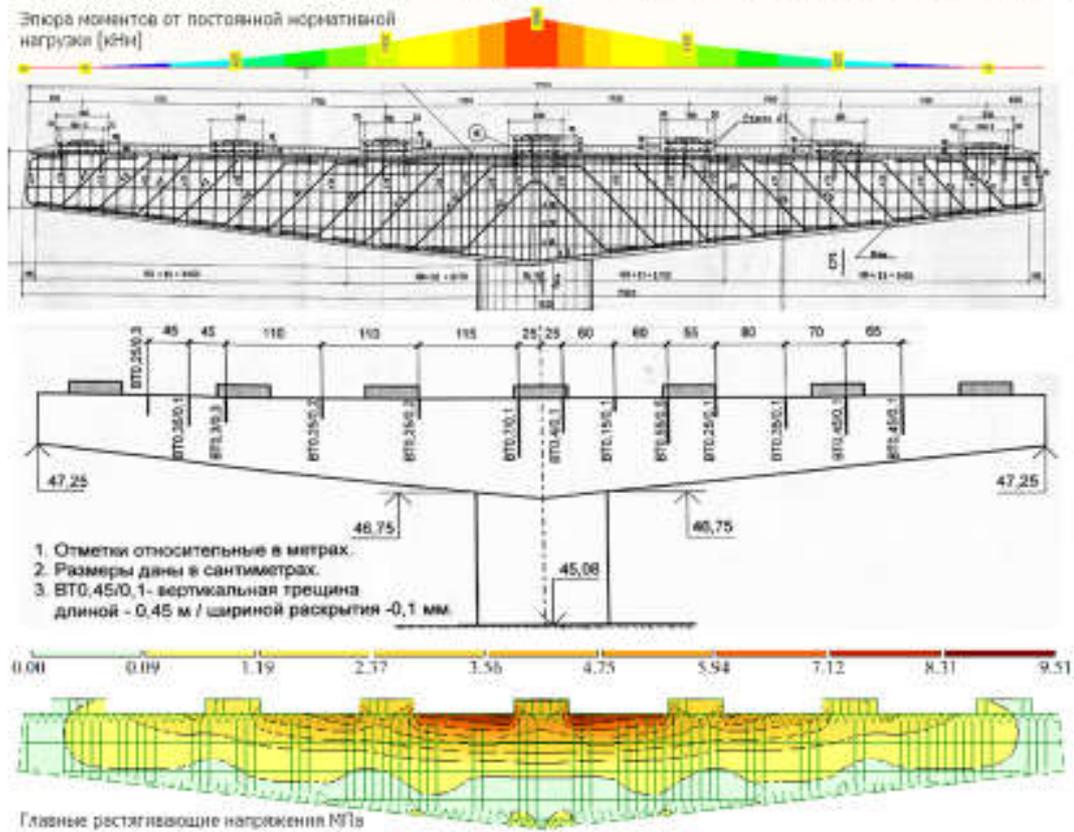
$$K_{-1} = \frac{[S]_{-1}}{Z_{-1}}; \quad (5)$$

- вторая группа предельных состояний (деформации, трещиностойкость)

$$K_{-2} = \frac{[S]_{-2}}{Z_{-2}}; \quad (6)$$

Порядок определения грузоподъемности по ТКП 479

Конструкция ригеля промежуточной опоры и картина трещинообразования в нем



Определение предельных усилий по ТКП 45-3.03-232-2011

Расчет вертикального сечения по прочности на действии наибольшего момента и изгибающей около по ТКП 45-3.03-232-2011

Расчет сечения 1-1а по оси

Высота бетона, h 134 м
 Высота стали, h_s 134 м
 Расчетная ширина сечения b 130 м
 Ширина ребра, b_f 130 м
 Расчетное сопротивление бетона, R_b 110 МПа

Параметры арматуры	Ребра					
	1	2	3	4	5	6
Расчетная арматура						
Диаметр, м	0,03	0,032				
Количество в ряду	13	11				
От чего ряда до расчетной грани, м	0,047	0,081				
Расчетное сопротивление, МПа	270	270				
Сетка арматуры						
Диаметр, м	0,03					
Шаг сетки, м	13					
От чего ряда до расчетной грани, м	0,044					
Расчетное сопротивление, МПа	270					

Параметры расчетной арматуры	Ребра					
	1	2	3	4	5	6
Коэффициент условий работы, $\gamma_{\text{д}}$	1,00	1,00				

Положительные параметры	Обозначение	Единица	Значение
Ширина расчетной арматуры	a_1	м	0,04
Ширина расчетной арматуры	a_2	м	0,04
Рабочая высота сечения	$h_{\text{р}}$	м	0,976
Расчетное сопротивление расчетной арматуры	R_s	МПа	270
Приведенная площадь расчетной арматуры	A_s	м ²	176,84
Расчетное сопротивление расчетной арматуры	R_s'	МПа	270
Приведенная площадь расчетной арматуры	A_s'	м ²	11,97
Высота расчетной зоны бетона	x	м	0,123
Предельный момент в сечении	M	кНм	4219

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_{01} - a_s')$$

Расчет на трещиностойкость вертикального сечения в среднем пролете

* Обозначения в таблице соответствуют ТКП 45-3.03-232

Расчет сечения 1-1а по оси

Описание параметров	Обозначение по ТКП	Единица измерения	Значение
Площадь зоны взаимодействия	A_w	см ²	4081
Радиус арматуры	r_s	см	77,6
Коэффициент раскрытия трещин	ψ	-	13,13
Модуль упругости арматуры	E_s	МПа	210000
Предельная ширина раскрытия трещин	w	см	0,81
Условное напряжение в расчетной арматуре в пред. состоянии	σ_{sr}	МПа	417
Предельное напряжение в расчетной арматуре II группы при пред. состоянии	σ_{sr}^*	МПа	300
Минимальное из двух предельных	σ_{sr}	МПа	300
Высота сечения	h	см	104
Уменьшенная площадь расчетной арматуры	A_{w1}	см ²	176,84
Площадь изогнутой части стали	A_w	см	86,5
Высота расчетной зоны бетона	x	см	12,1
Расчетная зона стали до или от ребра арматуры	a_0	см	4,7
Расчет от чего сечения до или от расчетной арматуры	a	см	8,4
Расчет от осевой линии до чего расчетной зоны бетона	$(h - a_0)$	см	77,2
Расчет от осевой линии до чего расчетной зоны бетона	$(h - a)$	см	15,3
Предельный наибольший момент при расчете на трещиностойкость	$M_{\text{тр}}$	кНм	4186

$$\sigma_{sr} = \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{sr}$$

Сочетания временных и постоянных нагрузок для расчета столба опоры

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NO.	NAME	AC1130	TYPE	LOADS(1)(760700)	LOADS(2)(760700)
1	0 1 гр	Первая группа BC			
2	0+1+1 гр	Первая группа BC		015 2x1 1(1,000) +	0x0x1 1(1,000)
3	0+1 гр	Первая группа BC		015 2x1 1(1,000)	
4	0+1B гр	Первая группа BC		00112 1(1,000)	
5	0+1+1B гр	Первая группа BC		015 2x1 1(0,700) +	015 2x1 1(0,800)
6	0+1+1B гр	Первая группа BC		015 2x1 1(1,000) +	015 2x1 1(0,800)
7	0+1+1B гр	Первая группа BC		015 2x1 1(0,700) +	015 2x1 1(0,700)
8	0+1+1B гр	Первая группа BC		015 2x1 1(0,800) +	015 2x1 1(0,700)
9	0+1+1+1B гр	Первая группа BC		015 2x1 1(1,000) +	015 2x1 1(0,700)
10	0 2 гр	Вторая группа BC			
11	0+1B гр	Вторая группа BC		00112 2(1,000)	
12	0+1+1B гр	Вторая группа BC		015 1 2(0,800)	
13	0+1+1B гр	Вторая группа BC		015 1 2(0,800)	
14	0+1+1B гр	Вторая группа BC		015 1 2(0,700) +	015 1 2(0,700)

15	0+1+1+1B гр	Вторая группа BC		015 1 2(0,800) +	015 1 2(0,700)
16	0+1+1B гр	Вторая группа BC		015 1 2(1,000) +	015 1 2(1,000)
17	0+1+1+1+1B гр	Вторая группа BC		015 2x1 1(1,000) +	015 2x1 1(0,700) +
18	0+1+1+1+1B гр	Вторая группа BC		015 2x1 1(1,000) +	015 2x1 1(0,700)
19	0+1+1+1+1B гр	Вторая группа BC		015 2x1 1(1,000) +	015 2x1 1(0,700)
20	0+1+1B гр	Вторая группа BC		015 1 2(1,000) +	015 1 2(0,700)
21	0+1+1+1+1B гр	Вторая группа BC		015 1 2(1,000) +	015 1 2(0,700)

Задание параметров для расчета столба (колонны) в ПК MIDAS CIVIL 2018

Вид данных конфигурации для сечения колонны

ID	Имя	Сечение
1	column	Ø
1	base	Ø

Данные сечения:

Диаметр: 400

Высота: 1

Материал: C30

Данные основания:

Диаметр: 400

Высота: 0

Материал: C30

Сек	Имя	Диам	Выс	Мат	Q
1	column	400	1	C30	0.00
1	base	400	0	C30	0.00

Результаты детального расчета столба по ПК MIDAS CIVIL 2018

3. Параметры материала

Свойства		Значения	
№ ПК: 21001.0001		18	
Свойства			
Тип бетона		М30	
f_{td}	2000.000 (кПа)	$f_{td,calc}$	2.400E+02 (кПа)
f_{td}	8.000 (МПа)	$f_{td,calc}$	2.400E+02 (кПа)
f_{td}	1.217E+02 (кПа)	$f_{td,calc}$	2.400E+02 (кПа)
f_{td}	1400.000 (кПа)	$f_{td,calc}$	1.400E+03 (кПа)
f_{td}	1400.000 (кПа)	$f_{td,calc}$	1.400E+03 (кПа)
f_{td}	22.000 (МПа)	$f_{td,calc}$	2.400E+02 (кПа)
f_{td}	200.000 (кПа)	$f_{td,calc}$	2.400E+02 (кПа)
f_{td}	8.000 (МПа)	$f_{td,calc}$	2.400E+02 (кПа)

Удельные коэффициенты расширения			
Расширение стали	α	120.000 (1/°C)	18
Удельный коэффициент	μ	0.000	18
Удельный коэффициент	μ_s	0.000	18

3. Коэффициенты условий работы

Условие	Коэффициент
ψ_1	1.000
ψ_2	1.000
ψ_3	1.000
ψ_4	1.000
ψ_5	1.000
ψ_6	1.000

R_{yk} = 22.000 МПа
 R_{yk} = 8.000 МПа
 R_{yk} = 8.000 МПа

Удельный коэффициент = 0.00000000

3. Арматура

Классификация	Диаметр		Диаметр		Удлинение
	№ арм.	Диаметр	№ арм.	Диаметр	
Диаметр арматуры	21	803	0	0	18.000

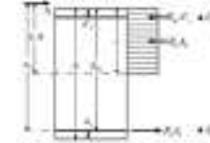
Классификация	Вид арм.	Диаметр	Удлинение	σ_{yk} (кПа)	σ_{yk} (МПа)
Арматура	1	803	100.000	50.000	50.000

3.1. Проверка прочности бетона

3.1.1. Проверка прочности бетона

Условие проверки прочности

Формула



1. Условный коэффициент

$$F_{y,calc} = \frac{N_{yk}}{A_{yk}} = 18.800 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

2. Коэффициент прочности бетона

$$F_y = \frac{R_{yk}}{F_{y,calc}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3. Условный коэффициент

Условный коэффициент прочности

$$K_1 = \min(K_{1,calc}, K_{1,lim}) = 0.000 \text{ МПа}$$

3.1.2. Проверка прочности бетона на изгиб (по методу Мора)

Формула

$$F_{yk} = \frac{M_{yk}}{W_{yk}} = 170.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

4. Условный коэффициент

$$K_2 = \frac{R_{yk}}{F_{yk}} = 170.400 \text{ МПа}$$

VYS: 0.000

5. Условный коэффициент

$$K_3 = \frac{R_{yk}}{F_{yk}} = 170.400 \text{ МПа}$$

VYS: 0.000

6. Условный коэффициент

$$K_4 = \frac{R_{yk}}{F_{yk}} = 170.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

7. Условный коэффициент

$$K_5 = \frac{R_{yk}}{F_{yk}} = 170.400 \text{ МПа}$$

8. Условный коэффициент

$$K_6 = \frac{R_{yk}}{F_{yk}} = 170.400 \text{ МПа}$$

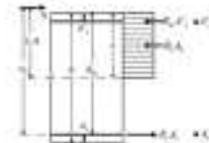
9. Условный коэффициент

$$K_7 = \frac{R_{yk}}{F_{yk}} = 170.400 \text{ МПа}$$

Результаты детального расчета столба по ПК MIDAS CIVIL 2018

Условие проверки прочности

Формула



1. Условный коэффициент

$$F_{y,calc} = \frac{N_{yk}}{A_{yk}} = 18.800 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

2. Коэффициент прочности бетона

$$F_y = \frac{R_{yk}}{F_{y,calc}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3. Условный коэффициент

Условный коэффициент прочности

$$K_1 = \min(K_{1,calc}, K_{1,lim}) = 0.000 \text{ МПа}$$

3.1.2. Проверка прочности бетона на изгиб (по методу Мора)

Формула

$$F_{yk} = \frac{M_{yk}}{W_{yk}} = 170.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

4. Условный коэффициент

Условный коэффициент прочности

$$K_2 = \frac{R_{yk}}{F_{yk}} = 170.400 \text{ МПа}$$

5. Условный коэффициент

Условный коэффициент прочности

$$K_3 = \frac{R_{yk}}{F_{yk}} = 170.400 \text{ МПа}$$

6. Условный коэффициент

Условный коэффициент прочности

$$K_4 = \frac{R_{yk}}{F_{yk}} = 170.400 \text{ МПа}$$

7. Условный коэффициент

Условный коэффициент прочности

$$K_5 = \frac{R_{yk}}{F_{yk}} = 170.400 \text{ МПа}$$

8. Условный коэффициент

Условный коэффициент прочности

$$K_6 = \frac{R_{yk}}{F_{yk}} = 170.400 \text{ МПа}$$

3.2. Проверка на сдвиг

3.2.1. Проверка на сдвиг

Условие проверки

Свойства		Значения	
Диаметр арматуры	d_s	400.000 (мм)	18
Диаметр арматуры	d_s	400.000 (мм)	18
Диаметр арматуры	d_s	400.000 (мм)	18
Диаметр арматуры	d_s	400.000 (мм)	18

3.2.1.1. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

(21.01.2018 10:11:10)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

VYS: 0.000

3.2.1.2. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3.2.1.3. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3.2.1.4. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3.2.1.5. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3.2.1.6. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3.2.1.7. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3.2.1.8. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3.2.1.9. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3.2.1.10. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3.2.1.11. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3.2.1.12. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3.2.1.13. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

3.2.1.14. Проверка прочности бетона на сдвиг (по методу Мора)

$$F_{yk} = \frac{V_{yk}}{A_{yk}} = 40.400 \text{ МПа}$$

(21.01.2018 10:11:10)

Расчет столба опоры по прочности и трещиностойкости по ТКП 45-3.03-232-2011

Расчет круглого железобетонного столба по прочности и устойчивости при несимметричном сжатии при симметричном равномерном кручении арматурой

по ТКП 45-3.03-232-2011

Столб диаметром 1300мм

Исходные параметры	Обозначение	Ед. измерения	Значение
Диаметр столба	D	мм	1300
Площадь арматуры по кольцу	A_s	мм ²	80771
Прочность арматуры	σ_s	мм	80770
Расчетное сопротивление арматуры	$R_{s,calc}$	МПа	370
Расчетное сопротивление бетона	R_b	МПа	33
Модуль упругости бетона	E_b	МПа	28000
Модуль упругости арматуры	E_s	МПа	200000
Степень армирования	μ	мм	1.8
Нормальная сила от поперечной нагрузки	N_{\perp}	кН	391.6
Нормальная сила от продольной нагрузки	N_{\parallel}	кН	848.4
Нормальная сила в столбе	N	кН	1240.0
Поперечный момент от поперечной нагрузки	M_{\perp}	кН·м	0
Средний поперечный момент в столбе	M	кН·м	3029
Площадь бетонного столба	$A_{b,calc}$	мм ²	1308
Модуль инерции бетонного столба	J_b	мм ⁴	81481
Площадь продольного сечения	$A_{s,calc}$	мм ²	1470
Модуль инерции продольного сечения	$J_{s,calc}$	мм ⁴	81811
Радиус инерции	i	мм	8409
Модуль сопротивления	W_s	мм ³	82483
Длина стержня	l	мм	81298
Минимальное армирование	μ_{min}	мм	0.75
Коэффициент	β		1.00
Коэффициент	α		0.88
Кривизна сжатия в столбе	N_{\parallel}	кН	104898
Коэффициент	σ		1.00
Расчетный эксцентриситет	e, e_0	мм	0.78
Расстояние от оси до рабочей арматуры	A_s	мм	134
Расчетная длина столба	l_0	мм	1.8
Устойчивость столба	λ		17
Относительный эксцентриситет	e_0, e		4.78
Коэффициент	β_s	расчет по кручению	
Коэффициент	β	расчет по сжатию	
Коэффициент продольной изгиба	η	расчет по сжатию	
Поперечная сила по устойчивости	N_{\perp}	кН	расчет по сжатию
Поперечная сила по прочности	N_{\perp}	кН	4296
Устойчивость столба			Проверка соблюдается

Расчет круглого железобетонного столба по трещиностойкости при несимметричном сжатии при симметричном равномерном кручении арматурой

по ТКП 45-3.03-232-2011

Столб диаметром 1300мм

Исходные параметры	Обозначение	Ед. измерения	Значение
Диаметр столба	D	мм	1300
Площадь арматуры по кольцу	A_s	мм ²	80771
Прочность арматуры	σ_s	мм	80770
Расчетное сопротивление бетона	$R_{s,calc}$	МПа	370
Модуль упругости бетона	E_b	МПа	28000
Модуль упругости арматуры	E_s	МПа	200000
Нормальная сила по Сп. 20	N	кН	490
Средний поперечный момент по Сп. 20	M	кН·м	130
Площадь бетонного столба	$A_{b,calc}$	мм ²	1308
Модуль инерции бетонного столба	J_b	мм ⁴	81481
Площадь продольного сечения	$A_{s,calc}$	мм ²	1470
Модуль инерции продольного сечения	$J_{s,calc}$	мм ⁴	81811
Модуль сопротивления сечению	W_s	мм ³	82483
Модуль сопротивления при кручении	W_s	мм ³	82712
Радиус инерции	i	мм	8408
Вектор осей инерции	i_x, i_y	мм	0.88
Площадь сечения инерции	A_s	мм ²	0.848
Вектор сжатия в зоне армирования	σ		1
Диаметр стержня	d	мм	8.8
Коэффициент	β		1.00
Расчетный эксцентриситет	e, e_0	мм	0.80770
Коэффициент радиальной трещины	β		1.274
Расчетное сопротивление в трещине	σ	МПа	не определено
Продольная сила в трещине	N	кН	0.881
Средняя радиальная трещина	λ	мм	не определено (сравнение)
Расчетная прочность на разрыв по продольной трещине			проверка соблюдается
Максимальная максимальная ширина трещины	σ_s	МПа	5.2
Расчетная прочность на разрыв по поперечной трещине			проверка соблюдается

Назначение режимов движения по сооружению с одностолбчатыми опорами при ограниченной грузоподъемности.

Неконтролируемый режим движения в случае недостаточной грузоподъемности может быть назначен по двум вариантам.

Вариант 1- ограничение общей массы транспортного средства при сохранении двухполосного движения на мосту, которая вычисляется по п.5.9 ТКП 479-2011.

$$M = 33 \times [K]/K. \text{ Для нашего примера } [K] = 6. M = 33 \times 6 / 11 = 18 \text{ т.}$$

Данный режим, хотя и сохраняет возможность двухполосного движения по сооружению, но ограничивает общую массу транспортного средства и не всегда устраивает эксплуатирующие организации. Может быть применен на местных дорогах, где интенсивность движения невысокая, а обращающийся транспорт не превышает установленную массу.

Вариант 2- организация на мосту одностороннего движения по полосе в середине проезжей части без ограничения грузоподъемности знаками.

Данный режим более предпочтителен для дорог общего пользования республиканского значения и магистралей. При невысокой интенсивности и небольшой длине моста может быть организован установкой пары знаков 2.6.1 «Преимущество встречного движения» и 2.7 «Преимущество перед встречным движением» по СТБ 1140-99. При высокой интенсивности движения может быть применено светофорное регулирование. Возможность пропуска нагрузки по второму варианту должна быть проверена дополнительным расчетом. Если грузоподъемность при одностороннем движении по оси моста по прочности окажется не ниже А11, то пропуск нагрузок в неконтролируемом режиме может быть осуществлен без ограничения веса транспортного средства знаками.

Выводы.

Грузоподъемность мостовых сооружений с одностолбчатыми опорами должна определяться не только для пролетных строений, но и для элементов этих опор (столба и ригеля), так как в некоторых случаях определяющим будет являться класс грузоподъемности элементов опор.

В случае наличия силовых трещин в ригелях грузоподъемность должна быть определена с учетом этих трещин.

Несущая способность столбов должна быть проверена на нагрузки А14 и НК112 в сочетании с прочими временными нагрузками (торможение, поперечный удар, ледовая нагрузка). Для проверки могут быть использованы программные комплексы, в которых такая проверка заложена, либо ручной расчет по ТКП 45-3.03-232-2011. В случае недостаточной несущей способности столбов при всех допускаемых ТКП 45-3.03-232-2011 сочетаниях, производится расчет на более низкий класс нагрузок. Классом нагрузки для столба будет являться наибольший класс принятой в сочетаниях временной нагрузки АК или НК, при котором обеспечивается несущая способность столбов по всем проверкам.