

РАСЧЕТНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПО ОБОСНОВАНИЮ КОНСТРУКЦИИ МОНОЛИТНОЙ ПЛИТЫ УСИЛЕНИЯ НА ПРОЛЕТНОМ СТРОЕНИИ ИЗ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ДЛИНОЙ 9 м

THEORETICAL INVESTIGATION FOR JUSTIFICATION
OF THE DESIGN OF A MONOLITHIC SLAB
FOR REINFORCEMENT ON A SPAN CONSISTING
OF PRECAST CONCRETE SLABS 9 m IN LENGTH

Л. В. Гулицкая,
кандидат технических наук, старший
научный сотрудник филиала
Белорусского национального
технического университета
«Научно-исследовательская часть»,
г. Минск, Беларусь

Д. Е. Гусев,
кандидат технических наук, главный
специалист ООО «Экомост»,
г. Минск, Беларусь

О. С. Шиманская,
заведующий НИЛ МИС
филиала Белорусского
национального технического
университета «Научно-
исследовательская часть»,
г. Минск, Беларусь

В статье выполнено теоретическое исследование работы анкеров монолитной плиты усиления пролетных строений с целью определения эффективного использования расстановки анкеров, а также оптимальной глубины их заделки в конструкциях сборных железобетонных плит длиной 9 м.

The article presents a theoretical investigation of anchors of a monolithic slab for reinforcement of span for the purpose of determining the most efficient use of arrangement of anchors as well as optimum depth of their setting in the structure of precast concrete slabs 9 m in length.

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время с введением новых эксплуатационных нагрузок значительное количество мостовых сооружений с плитными пролетными строениями уже не соответствует требованиям современных норм по грузоподъемности. Кроме того, наличие дефектов на этих пролетных строениях еще более снижает их эксплуатационные качества. Однако для большинства сооружений существует возможность повышения их грузоподъемности и эксплуатационной надежности до уровня нагрузок А14 и НК-112. Одним из эффективных решений для повышения грузоподъемности сооружения является применение монолитной железобетонной плиты усиления, включенной в совместную работу со старыми элементами пролетных строений. Эффект при этом достигается за счет увеличения рабочей высоты сечения, благодаря чему значительно увеличиваются предельные усилия по первой и второй группам предельных состояний.

Однако при проектировании данного типа усиления проектировщики не всегда правильно назначают конструкцию объединения между бетоном монолитной плиты и старой конструкцией.

С целью определения эффективного использования расстановки анкеров, а также оптимальной глубины их заделки в конструкциях, усиливаемых накладной железобетонной плитой, было выполнено теоретическое исследование работы анкеров.

РАСЧЕТНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ АНКЕРОВ МОНОЛИТНОЙ ПЛИТЫ УСИЛЕНИЯ

В качестве объекта исследования был принят проект капитального ремонта моста через р. Турья на автомобильной дороге Р-51 Острино – Щучин – Волковск, км 23,429. Пролетные строения данного моста выполнены из П-образных плит длиной 9 м по типовому проекту серии 3.503-29. Поперечное сечение пролетного строения приведено на рисунке 1.

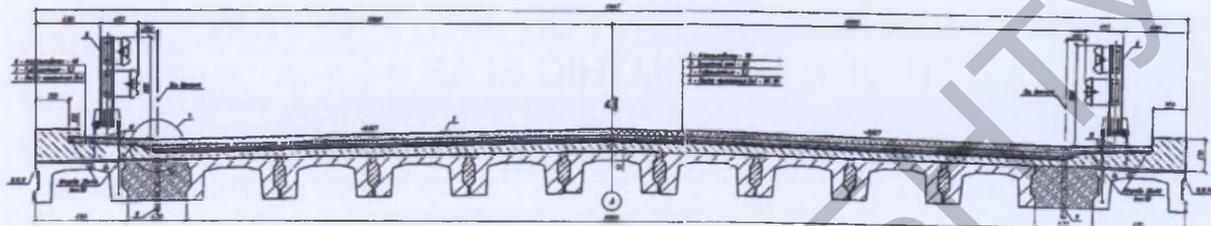


Рисунок 1 – Поперечный разрез пролетного строения

В расчете приняты следующие предпосылки:

- анкеры представляют собой металлические стержни диаметром 20 мм из арматуры S240 по СТБ 1704 [1];
- анкеры включаются в работу после набора проектной прочности бетоном плиты усиления и работают на постоянную нагрузку от слоев мостового полотна (без учета монолитной плиты усиления и сборной плиты пролетного строения) и временную нагрузку А14 и НК-112.

Для обоснования глубины заделки анкера в бетон был выделен участок ребра, непосредственно прилегающий к анкеру. Исследовано два варианта заделки анкера –

глубиной 300 и 150 мм.

Для расчета использовался ПК «Лира». Расчетная схема для участка с заделанным анкером составлена из объемных нелинейно-деформируемых элементов с характеристиками, соответствующими бетону класса В25. Стержень анкера смоделирован объемными элементами с характеристиками стали S240. Объемный вид расчетной схемы приведен на рисунке 2.

Загружение расчетной схемы следующее: на стержень прикладывалась горизонтальная нагрузка вдоль ребра в уровне верха сборной плиты. Величина этой

силы (37,8 кН) подобрана методом сравнительных расчетов таким образом, чтобы максимальные напряжения в бетоне под рабочей поверхностью анкера не превысили расчетное сопротивление локальному смятию 18,5 МПа.

В результате расчета анкеров с различной глубиной заделки (300 и 150 мм) видно, что картина распределения напряжений в двух случаях практически идентична (рис. 3 и 4). Нижняя часть анкера с глубиной заделки 300 мм практически не работает.

Предельным усилием для анкера диаметром 20 мм в бетоне класса В25 можно считать сдвигающую силу на анкер – 37,8 кН. Для бетонов классов В27,5, В30, В35, В40 эти же значения, соответственно, составят 41,8; 43,8; 45,8; 47,7.

В расчетном исследовании предварительно рассматривался чисто теоретический вариант, при котором условно сцепление между старым и новым бетоном отсутствует. Расчет показал, что в этом случае расстановка анкеров с равным шагом неэффективна, а установка анкеров с переменным шагом потребует значительного количества анкеров, поэтому был сделан вывод о необходимости учета сил сцепления между старым и новым бетоном.

Поскольку в ТНПА для мостовых сооружений подобный рас-

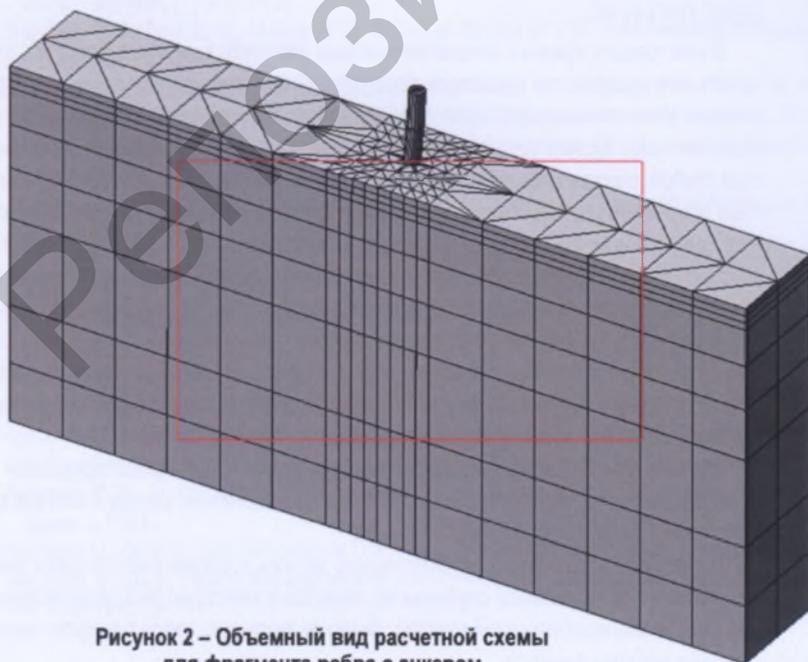


Рисунок 2 – Объемный вид расчетной схемы для фрагмента ребра с анкером

-18,5 -15,4 -12,3 -9,22 -6,15 -3,07 -0,016 0,016 1,6

Нелинейное нагружение 1
Изополя напряжений по N_y
Единицы измерения – МПа

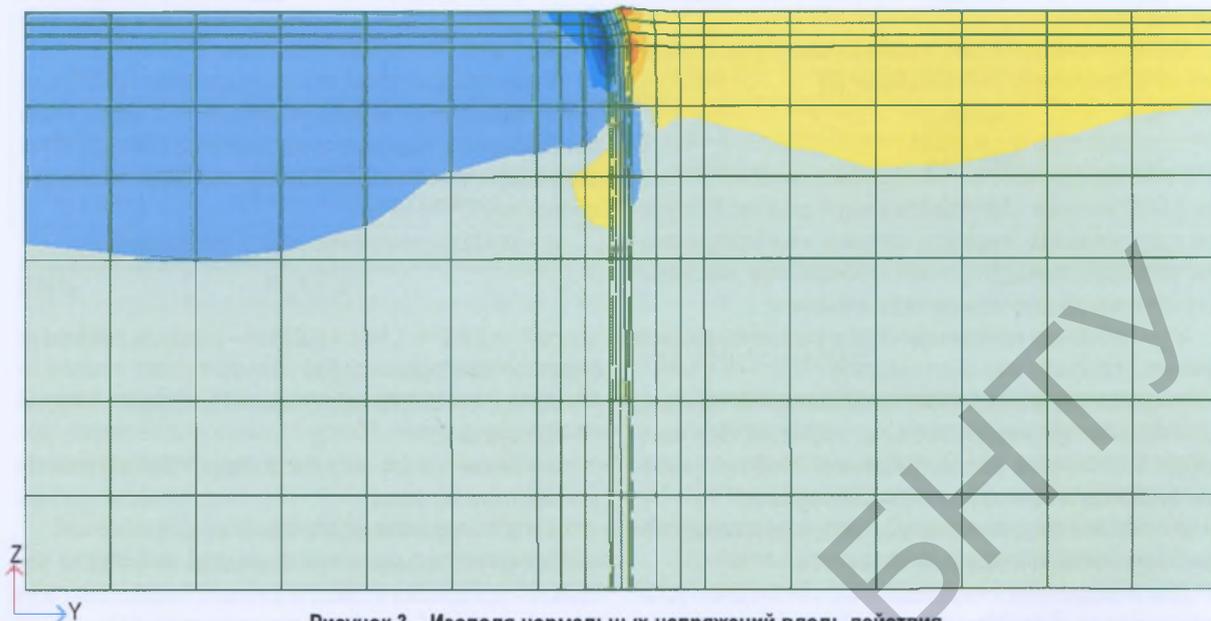


Рисунок 3 – Изополя нормальных напряжений вдоль действия усилия в анкере при глубине заделки анкера 300 мм

-18,5 -15,4 -12,3 -9,22 -6,15 -3,07 -0,016 0,016 1,6

Нелинейное нагружение 1
Изополя напряжений по N_y
Единицы измерения – МПа

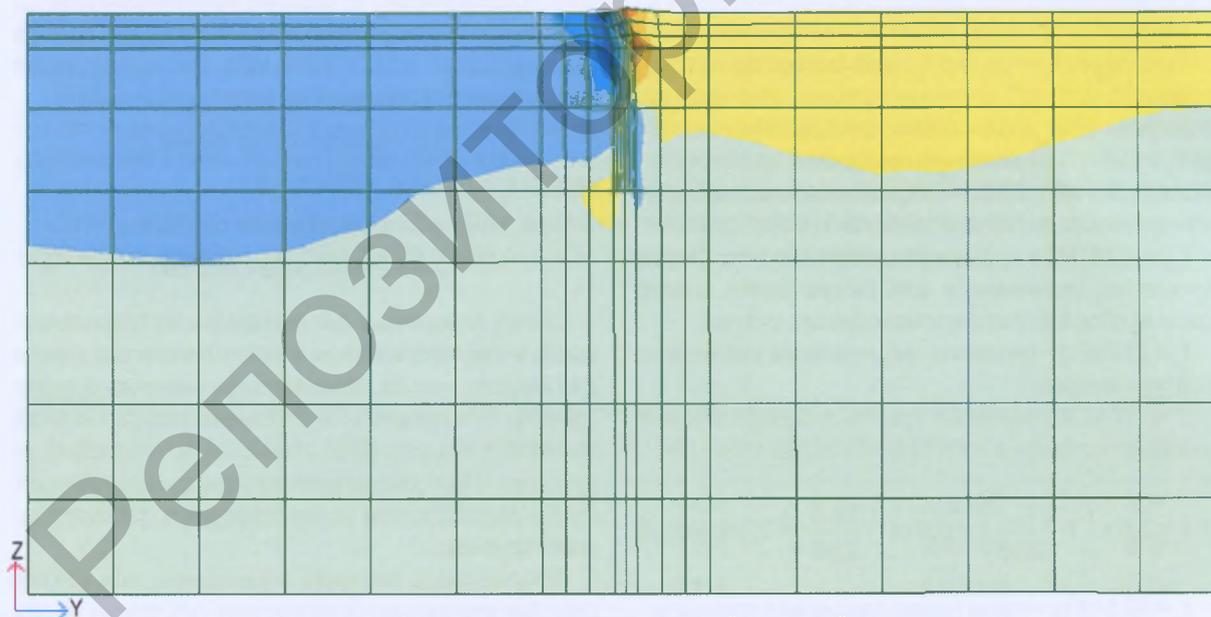


Рисунок 4 – Изополя нормальных напряжений вдоль действия усилия в анкере при глубине заделки анкера 150 мм

чет не приводится, воспользуемся методикой расчета, изложенной в ТКП 45-5.03-97 [2].

Поверхность стыка принимаем шероховатой. Шероховатая поверхность – поверхность, достигаемая после бетонирования в виде естественной шероховатости

или создаваемая при помощи специальных мероприятий, обеспечивающих получение поверхности с глубиной выступов-впадин не менее 3 мм, расположенных на расстоянии не менее 40 мм, или получаемая при обнажении крупного заполнителя [2]. Такая поверхность га-

рантировано получается на существующих плитах после снятия слоев покрытия на мостовом полотне. В данном случае шлифовка поверхности старых плит не рекомендуется.

Сдвиговые напряжения в контактном стыке определим по формуле (46) ТКП 45-5.03-97 [2]

$$\tau_{Sdj} = \frac{\beta V_{Sd}}{zb_j}, \quad (46) [2]$$

где β – отношение равнодействующей сжимающих усилий в бетоне выше плоскости контакта к полному значению равнодействующей усилий для наиболее нагруженного сечения сборно-монокристаллического элемента;

V_{Sd} – расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении от полного значения нагрузок;

z – плечо внутренней пары сил в составном сечении, принимаемое при расчете прочности при действии изгибающего момента в рассматриваемом сечении, не более, $0,85d$ – для железобетонных конструкций;

b_j = 94 см – ширина поверхности контакта между монокристаллическим бетоном и сборным элементом.

Для определения коэффициента β необходимо установить высоту сжатой зоны бетона. В нашем случае расчетная толщина сжатой зоны бетона составила 0,096 м, толщина монокристаллической плиты – 0,1 м. Следовательно, контактный стык находится ниже границы сжатой зоны. Поэтому $\beta = 1,0$.

Расчетное сопротивление сдвигу на единицу площади контакта определим по формуле (47) ТКП 45-5.03-97 [2]

$$\tau_{Rdj} = c f_{cd} + \mu \sigma_N + \rho_j f_{yd} \cdot (\mu \sin \alpha + \cos \alpha), \quad (47) [2]$$

но не более $0,5v f_{cd} = 0,5 \times 0,56 \times 13 = 3,64$ МПа,

где $f_{cd} = 13,0$ МПа – расчетная призменная прочность;

$c = 0,45 \times 0,5 = 0,225$ – коэффициент, значения которого принимают по таблице 1 ТКП 45-5.03-97 [2];

$f_{cd} = 0,95$ МПа – расчетное сопротивление бетона растяжению, принимаемое для бетона более низкого класса из сборной плиты или монокристаллического участка;

$f_{yd} = 210$ МПа – расчетное сопротивление растяжению арматуры анкеров;

$\mu = 0,7$ – коэффициент трения, значения которого принимают по таблице 1 ТКП 45-5.03-97 [2];

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{18,5}{250}\right) = 0,56; \quad (48) [2]$$

$f_{ck} = 18,5$ МПа – нормативная призменная прочность;

σ_N – нормальные напряжения, действующие на единицу площади контакта от минимальной внешней силы, перпендикулярной к его плоскости, принимаются со знаком «плюс» при сжатии, но не более $0,6f_{cd} = 0,6 \times 13 = 7,8$ МПа.

Наихудшее воздействие на данную конструкцию оказывает нагрузка НК-112 [3]. Воздействие нагрузки на плиту смоделируем штампом. Распределение нагрузки от штампа от верха покрытия до контактного стыка при-

нято под углом 45° . Толщина всех слоев с учетом плиты усиления составляет 25 см. Размер штампа нагрузки НК-112 в уровне верха покрытия составляет $0,2 \times 0,8$ м. Размер штампа в уровне контактного стыка – $(0,2 + 2 \times 0,25) \times (0,8 + 2 \times 0,25) = 0,7 \times 1,3$ м.

Расчетное давление от колеса нагрузки НК-112 в месте ее приложения на уровне контактного стыка с учетом коэффициента надежности составляет 0,169 МПа. От постоянных нагрузок – 0,00723 МПа. Суммарное значение составляет 0,176 МПа;

ρ_j – коэффициент поперечного армирования:

$$\rho_j = A_{sj}/A_j, \quad (49) [2]$$

здесь $A_{sj} = 2 \times 2^2 \times 3,14/4 = 6,28$ см² – площадь сечения поперечной арматуры в стыке;

$A_j = s_j b$ – площадь поверхности контакта;

s_j – шаг анкеров;

$b = 94$ см – ширина контакта между сборной плитой и монокристаллическим бетоном;

$\alpha = 90^\circ$ – угол наклона анкеров в стыке.

Расчетное армирование анкерами из условия восприятия продольного среза в контакте необходимо устанавливать, если не выполняется условие

$$\tau_{Sdj} \leq c f_{cd} + \mu \sigma_N, \quad (50) [2]$$

$0,783$ МПа $>$ $0,225 \times 0,95 + 0,7 \times 0,176 = 0,337$ МПа, следовательно, требуется установка анкеров.

Площадь сечения анкеров на единицу длины контактного стыка подбираем по формуле (47) ТКП 45-5.03-97 [2].

Дефицит несущей способности в опорной зоне составляет $0,783 - 0,337 = 0,446$ МПа. Это усилие должно быть воспринято анкерами, то есть

$$\rho_j f_{yd} \cdot (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = 0,446$$

отсюда $\rho_j = 0,446/210/0,7 = 0,0030$.

Шаг анкеров на опоре при этом составляет

$$s_j = 6,28/94/0,0030 = 22,2 \text{ см.}$$

Эпюру поперечных сил принимаем по треугольному закону и с ее использованием рассчитываем шаг анкеров для каждого участка. Максимальное значение поперечной силы Q от временных и постоянных нагрузок на опоре составляет 308 кН, в 20 см от опоры – 241 кН, в середине пролета – 108 кН. Все вычисления приведены в таблице 1, где x – это расстояние от оси опирания до рассматриваемого сечения.

Расчитанные значения справедливы при условии действия максимальных поперечных сил, взятых из объемлющей эпюры поперечных сил для наиболее нагруженной плиты. В этом случае на стык воздействует удерживающая сила трения от действия временной нагрузки, так как при максимальных значениях штампы нагрузок находятся над расчетными участками.

Следует проверить и другой случай. Поперечная сила в расчетном участке возникает также и в том случае, когда над ним не расположен штамп от колес нагрузки. В этом случае значение поперечной силы от этой нагруз-

Таблица 1

x	Q	$\tau_{сд}$	$\rho_{f_{уд}} \times (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$	ρ_f	S_f
0	308	0,784	0,447	0,00304	0,22
0,22	245	0,624	0,287	0,001949	0,34
0,56	229	0,583	0,246	0,001671	0,40
0,96	216	0,549	0,212	0,001441	0,46
1,43	200	0,510	0,173	0,001174	0,57
1,99	181	0,461	0,124	0,000847	0,79
2,78	155	0,395	0,058	0,000393	1,70

ки меньше максимального значения для этого сечения. С одной стороны, уменьшается действующее касательное напряжение в стыке, с другой, отсутствует удерживающая составляющая от сил трения, вызываемых временной нагрузкой.

Значения объемлющей эпюры поперечных сил в случае отсутствия штампа колеса над рассматриваемым участком – над опорой – составляет 273 кН, в 20 см от опоры – 218 кН, в середине пролета – 108 кН.

$$\tau_{сд} = 0,225 \times 0,95 + 0,7 \times 0,00723 = 0,219 \text{ МПа.}$$

Результаты вычислений приведены в таблице 2.

Из сравнения таблиц видно, что во втором случае требуется меньший шаг анкеров.

Для обеспечения прочности стыкового шва рекомендуемый шаг анкеров на различных участках приводится ниже.

Первая пара анкеров располагается над осью опирания плиты на расстоянии 300 мм от торца. Далее анкеры следует расположить со следующим шагом в мм:

$$200 + 2 \times 300 + 2 \times 350 + 2 \times 400 + 500 + 650 + 2 \times 850 + 650 + 500 + 2 \times 400 + 2 \times 350 + 2 \times 300 + 200.$$

Таблица 2

x	Q	$\tau_{сд}$	$\rho_{f_{уд}} \times (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$	ρ_f	S_f
0	273	0,695	0,476	0,003237	0,21
0,21	218	0,555	0,336	0,002284	0,29
0,50	210	0,534	0,315	0,002142	0,31
0,81	201	0,512	0,293	0,001994	0,34
1,15	192	0,489	0,270	0,001834	0,36
1,51	182	0,463	0,244	0,001661	0,40
1,91	171	0,435	0,216	0,001469	0,45
2,37	158	0,403	0,184	0,001253	0,53
2,90	144	0,366	0,147	0,000999	0,67
3,57	125	0,319	0,100	0,00068	0,98

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Основные выводы по результатам исследования:

1. Напряжения в бетоне, вызванные обжатием под анкерами диаметром 20 мм, затухают на глубине 50–100 мм. Поэтому для анкеров данного диаметра глубина анкеровки может быть принята равной 100–150 мм.

2. Расчет по методике, предусматривающей отсутствие сил сцепления и трения по контактному стыку, приводит к перерасходу анкеров и может быть принят лишь при наличии гладкого шлифованного контакта между сборной плитой и монолитной конструкцией.

3. Расчет количества и шага анкеров допускается производить по методике ТКП 45-5.03-97 [2]. Максимальные объемлющие поперечные силы от временных и постоянных нагрузок допускается при этом определять пространственным расчетом пролетного строения. Закон распределения поперечных сил по длине допускается принимать кусочно-линейным. При этом приопорные значения необходимо уменьшать на 10 % для случая, когда над рассчитываемым участком отсутствует давление от временной нагрузки. В этом случае разгружающее напряжение, вызванное силами трения от временных нагрузок, не учитывается.

4. Расчетное сопротивление, вызванное трением от постоянных нагрузок на мостовом полотне, на несколько порядков меньше, чем суммарное расчетное сопротивление стыка, поэтому гарантированное предельное напряжение в запас прочности допускается определять по формуле (47) ТКП 45-5.03-97 [2] без учета влияния трения по контактной поверхности.

5. Количественные характеристики, полученные в данном исследовании, применимы для пролетных строений из П-образных плит пролетом 9 м, изготовленных из бетона класса не ниже В25, усиленных монолитной плитой толщиной 80–150 мм из бетона класса не ниже В25 с вертикальными анкерами из стали S240 диаметром 20 мм.

6. Конкретные числовые значения, полученные в данном исследовании, не распространяются на балочные или плитные конструкции с другой длиной или конструкцией поперечного сечения, а также с другим типом и диаметром анкеров. Необходимые рекомендации по проектированию контактных стыков с параметрами, отличающимися от рассмотренных в данном исследовании, могут быть получены по методикам, приведенным в данном исследовании.

7. Для конкретного пролетного строения, приведенного на рисунке 1, оптимальная установка анкеров следующая:

- диаметр анкеров – 20 мм;
- шаг анкеров, считая от оси опирания –
 $200 + 2 \times 300 + 2 \times 350 + 2 \times 400 + 500 + 650 + 2 \times 850 + 650 + 500 + 2 \times 400 + 2 \times 350 + 2 \times 300 + 200$;
- глубина заделки анкеров – 150 мм;
- количество анкеров в поперечном сечении на 1 плиту – 2 шт.;
- места установки анкеров по ширине – над ребрами плит.

8. При расчете контактного стыка большое значение имеет класс бетона. В данном исследовании класс бетона плит был принят близким к проектному значению. Результаты обследований показывают, что фактический класс большинства сборных плит в результате набора прочности значительно выше проектного. В этом случае следует принимать во внимание этот факт и назначать класс бетона усиления равным фактическому классу бетона существующих плит. С учетом этих факторов значительно повышается расчетное сопротивление срезу контактного шва и уменьшается количество анкеров.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия : СТБ 1704-2012.
2. Железобетонные сборно-монолитные конструкции. Правила проектирования : ТКП 45-5.03-97-2009 (02250).
3. Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-3.03-232-2011 (02250).

Статья поступила в редакцию 05.04.2016.