

УДК 624.078.412

## СТЫКОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ МОНОЛИТНЫХ КОЛОНН

канд. техн. наук, доц. А.С. АЛЬ НАХДИ  
(Полоцкий государственный университет);  
канд. техн. наук, доц. Х.М. АЛЬ-РУБАССИ  
(Аденский государственный университет, Йемен)

Рассматриваются стыковые соединения продольной арматуры монолитных колонн. Стыки продольной арматуры колонн в монолитных многоэтажных зданиях устраиваются в уровне верха перекрытий. Устройство стыков связано с выбором способа стыкового соединения стержней, а также с выполнением ряда конструктивных требований. Анализируются варианты стыкового соединения стержней продольной арматуры колонн при проектировании монолитных многоэтажных зданий. Приведены рекомендации по выбору способа стыкования арматуры.

В строительном производстве при формировании арматурных каркасов нормативными документами предусмотрена непрерывность арматурного стержня на всю длину конструкции. Как правило, максимальная непрерывная длина арматурных стержней ограничивается следующими параметрами:

- максимальной длиной арматурного стержня (из условий транспортировки 11,7 м);
- конструктивными соображениями (например, при формировании колонн длина устанавливаемого стержня не превышает высоту двух этажей);

Для обеспечения непрерывности армирования отдельными стержнями в построечных условиях применяются следующие виды стыков:

- внахлестку без сварки (рис. 1);
- сварные стыки;
- стыки с применением специальных механических устройств (например, обжимных или резьбовых муфт).

Наиболее распространен в настоящее время стык внахлестку, но он имеет большое количество недостатков, и область его применения достаточно ограничена. Среди недостатков данного метода следует отметить:

- перерасход арматуры;
- при стыке внахлестку в конструкции возникают сечения, где за счет нахлестки армирование возрастает в два раза и возникают затруднения с укладкой бетонной смеси.

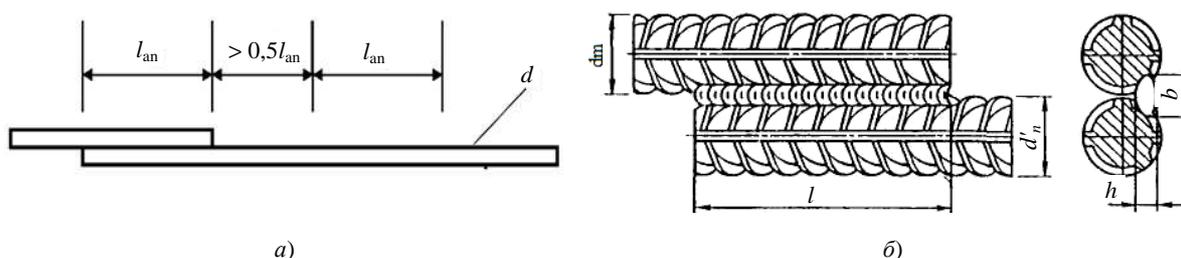


Рис. 1. Соединения арматурных стержней внахлестку  
а – без сварки; б – сварные

В зависимости от условий работы арматуры и количества стыков в одном сечении нахлестка длиной от 20 до  $40d$  приводит к потере от 3,5 до 27 % арматуры при ее диаметрах от 10 до 40 мм и длине стыкуемых стержней 6,0 м. При этом наибольшие потери металла до 22...27 % имеют место при стыковании стержней больших диаметров [1]. Однако проблема этим не ограничивается. Для гарантии прочности такое соединение требует значительного расхода поперечной арматуры, а минимальные величины объемного армирования должны составлять, например, не менее 0,01...0,16 при прочности бетона 42,3 и 31,5 Н/мм<sup>2</sup>. Кроме того, применение нахлесточных соединений для стыкования арматуры больших диаметров приводит к ограничению объема для бетона в месте стыка и опасности снижения реальной прочности железобетонного элемента, что особенно опасно в колоннах и других сжатых в стадии эксплуатации железобетонных элементах относительно небольшого сечения.

По этой причине, как показывает практика, стоимость стыкования, то есть финансовая составляющая играет второстепенную роль. Главным является эксплуатационная безопасность здания. Поэтому в большинстве стран мира, в том числе в Великобритании, США, Германии, для стыкования арматуры применяют механические соединения, гарантирующие надежность сооружения.

В Беларуси до сих пор общепринятым способом соединения арматуры при монтаже была сварка: ручная дуговая протяженными швами, внахлестку и с накладками и многослойными швами на стальной скобе-накладке, а также дуговая в крест.

Для стыкования арматурной стали эти виды дуговой сварки могут применяться практически без ограничения, но требуют значительного расхода электроэнергии и трудозатрат, а также жесткого систематического контроля.

Альтернативой традиционных методов стыкования арматуры является получивший на данный момент широкое распространение метод стыкования арматуры при помощи муфтовых соединений. Существует несколько принципиальных схем стыкования арматуры на муфтах с цилиндрической резьбой, обжимных муфтах и муфтах с конической резьбой [2; 3].

Стыки продольной арматуры колонн в монолитных многоэтажных зданиях устраиваются в уровне верха перекрытий. Устройство стыков связано с выбором способа стыкового соединения стержней, а также с выполнением ряда конструктивных требований.

В СНБ 5.03.01-02 не рекомендуется стыковать внахлестку стержни диаметром более 25 мм, а стыковка внахлестку стержней диаметром более 36 мм не допускается. Кроме того, длина нахлестки в СНБ 5.03.01-02 достигает 40...50 диаметров стыкуемых стержней, что составляет около 40 % высоты этажа жилого здания. В связи с этим применение соединения стержней арматуры внахлестку также становится экономически невыгодным.

Для снижения расхода стали и облегчения бетонирования колонн при диаметре арматурных стержней 20 мм и более следует выполнять стыкование арматуры в торец с помощью ванной сварки или обжимных муфт [4]. При диаметре арматурных стержней до 18 мм включительно арматура стыкуется внахлестку без сварки.

На рисунке 2 приведена схема устройства стыка продольных стержней колонны с помощью выпусков арматуры в уровне верха перекрытий при одинаковом и различном поперечном сечении колонн нижнего и верхнего этажей. При этом перевод стержней из одного этажа колонны в другой осуществляется путем отгиба выпусков с уклоном не более 1:6. Часть стержней колонны нижнего этажа может быть доведена до верха перекрытия и не заводиться в верхнюю колонну, если обрываемая арматура по расчету не требуется в колонне верхнего этажа [5].

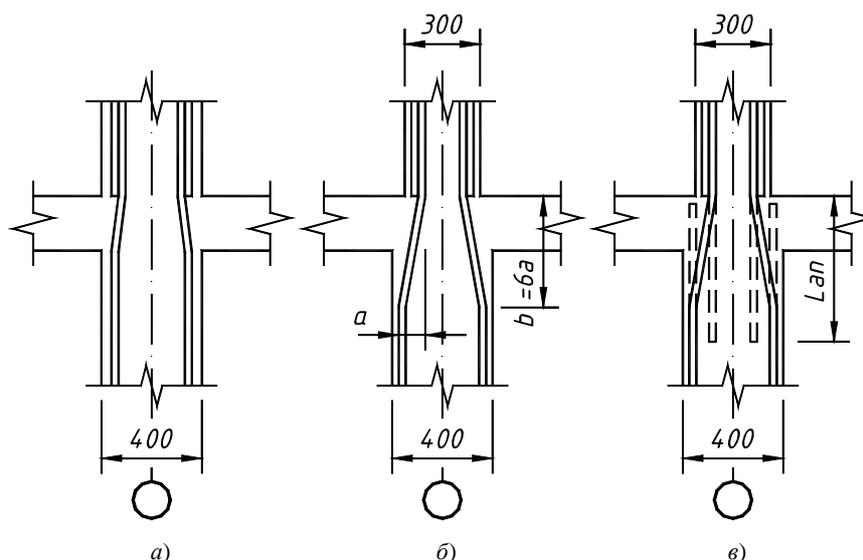


Рис. 2. Схема устройства стыка продольных стержней колонны с помощью выпусков арматуры в уровне верха перекрытий:

а – при одинаковом поперечном сечении колонн нижнего и верхнего этажей;

б – при различном поперечном сечении колонн нижнего и верхнего этажей;

в – при разном поперечном сечении колонн этажей и обрыве части продольных стержней нижней колонны

*Примечание:* поперечная арматура колонны и армирование плиты перекрытия условно не показаны.

В соответствии с рекомендациями, приведенными в [5], при устройстве стыка продольных стержней монолитных колонн с помощью выпусков арматуры диаметр стержней не ограничивается диаметром  $d_s = 18$  мм, а для снижения расхода арматуры при высоте этажа менее 3,6 м или при  $d_s > 28$  мм стыки продольных стержней колонны выполняются через этаж.

При расчете требуемой длины анкеровки  $l_{bd}$  необходимо учитывать вид арматурной стали и условия сцепления.

Длина анкеровки определяется по следующей формуле [6; 7]:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}, \quad (1)$$

где  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  и  $\alpha_5$  – коэффициенты, приведенные в [6, табл. 8.2]:  $\alpha_1$  – для учета влияния формы стержней при достаточном защитном слое;  $\alpha_2$  – для учета влияния минимальной толщины защитного слоя бетона;  $\alpha_3$  – для учета влияния усиления поперечной арматурой;  $\alpha_4$  – для учета влияния одного или нескольких приваренных поперечных стержней ( $\varnothing_t > 0,6\varnothing$ ) вдоль расчетной длины анкеровки  $l_{bd}$ ;  $A_{s,req}, A_{s,prov}$  – площадь поперечного сечения арматуры, требуемая соответственно по расчету и фактически установленная;  $l_b$  – базовая длина анкеровки:

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}}.$$

Базовая длина анкеровки зависит: от расчетного сопротивления арматуры растяжению  $f_{yd}$ ; расчетного сопротивления бетона растяжению  $f_{ctd}$ ; коэффициентов  $\eta_1, \eta_2$ , соответственно учитывающих: влияние вида поверхности арматуры и диаметр арматуры  $d_s$  ( $\eta_1 = 2,5$  для арматуры классов S400, S500;  $\eta_2 = 1$  при  $d_s < 32$  мм;  $\eta_2 = 0,9$  при  $d_s = 36$  мм и  $d_s = 40$  мм);  $\eta_1 = 0,7$  – учитывает влияние условий сцепления и положения стержней при бетонировании;  $\eta_2$  учитывает влияние диаметра стержня (при  $\varnothing \leq 32$  мм  $\eta_2 = 1$ );  $\eta_3$  – учитывает профиль арматурного стержня  $\eta_3 = 2,5$  для стержней кольцевого профиля.

В формуле (1)  $l_{b,min}$  – минимальная длина анкеровки:

$$l_{b,min} > \max\{0,6 l_b; 15\varnothing; 100 \text{ мм}\}.$$

Таким образом, фактическая длина анкеровки принимается не менее,  $0,6 l_b$ , а также не менее  $15\varnothing$  и не менее 100 мм.

Так, при использовании для возведения монолитных колонн здания бетона класса С 20/25 и установке в колонне арматуры  $8\varnothing 18S400$  базовая длина анкеровки составит:

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{18}{4} \cdot \frac{365}{2,1} = 785 \text{ мм};$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 0,7 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1 = 1,75 \text{ МПа}.$$

При отсутствии запаса по арматуре ( $A_{s,req} / A_{s,prov} = 1$ ) и напряжении сжатия продольных стержней колонны ( $\alpha = 0,9$ ) длина арматурных выпусков будет определяться следующей величиной:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = 0,7 \cdot 785 \cdot 1 = 579 \text{ мм}.$$

На рисунке 3 приведен пример устройства стыка арматурных стержней с помощью выпусков арматуры в уровне верха перекрытий. Длина арматурных выпусков четырех стержней в углах колонны составляет  $2l_1 = 2 \cdot 550 = 1100$  мм, длина арматурных выпусков для остальных стержней колонны – 550 мм. Таким образом, площадь продольных стержней колонны, стыкуемых в одном месте, составляет 50 %.

Если колонна армируется четырьмя продольными стержнями, устраивается стык стержней без разбежки. Длина арматурных выпусков

$$l_{bd} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{prov}} = 2 \cdot 785 \cdot 1 = 1570 \text{ мм}.$$

Следует отметить, что для колонн современных многоэтажных многофункциональных зданий характерно возникновение значительных усилий из-за увеличения грузовой площади колонн, этажности зданий и нагрузок. Поэтому нормами [4] допускается увеличение процента армирования колонн (включая участки с нахлесточным соединением арматуры) до 10 %. Процент армирования может быть снижен при применении сварных и механических стыковых соединений арматуры за счет отсутствия в этих соединениях перепуска и, соответственно, сгущения арматуры.

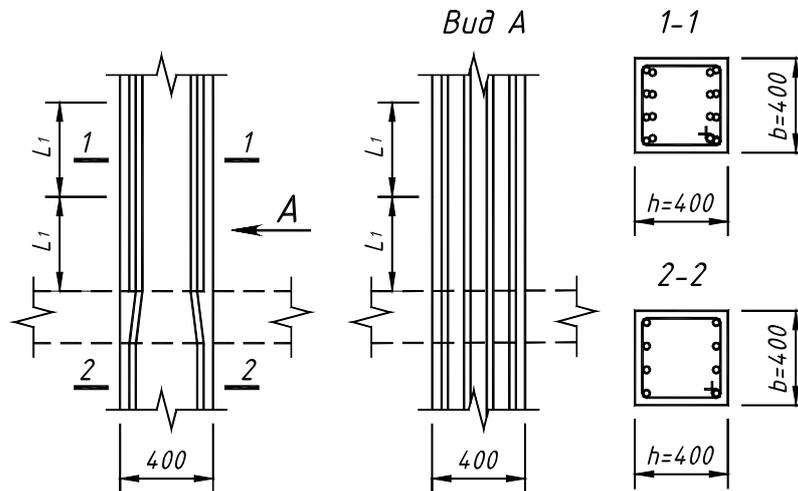


Рис. 3. Пример устройства стыков арматурных стержней внахлестку без сварки

На рисунке 4, а показано конструктивное решение стыка стержней продольной арматуры колонны с применением ванной сварки ( $d_H = 20...40$  мм;  $d_H / d'_H = 0,5...1$ , класс арматуры S400).

При соединении арматуры с использованием ванной сварки выбор типа, конструкции и размеров стыка производится в соответствии с указаниями, приведенными в [10].

Стык стержней продольной арматуры с применением ванной сварки и накладки показан на рисунке 4, б ( $d_H = 20...32$  мм;  $d_H = d_p$ , классы арматуры S400, S500) [11].

При проектировании здания выбор стыка продольных стержней колонн с применением сварки должен быть технически и экономически обоснованным, как связанный с технологическими возможностями строительной организации в части наличия оборудования, квалифицированных сварщиков и возможности организовать регламентируемый контроль качества сварочных работ.

Стыковые соединения арматурных стержней могут предусматриваться без сварки с помощью соединительных муфт (обжимных и резьбовых).

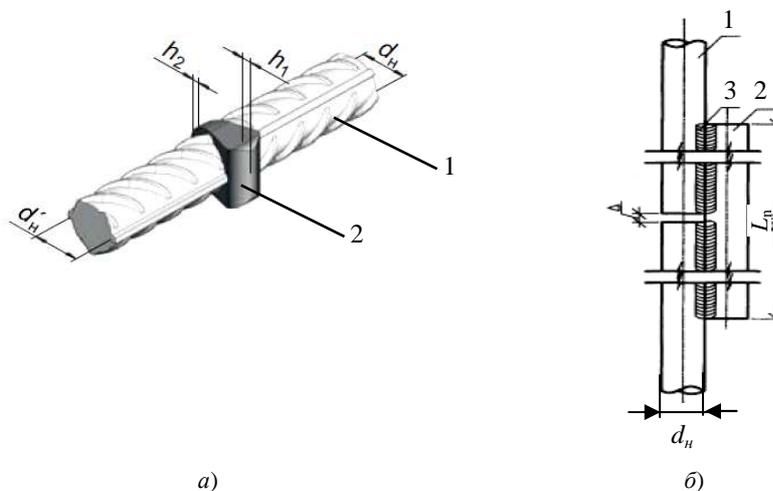


Рис. 4. Конструктивное решение стыка стержней продольной арматуры колонны с применением ванной сварки:  
а – без накладки; б – с накладкой; 1 – рабочая арматура, 2 – сварной шов; 3 – накладка

На рисунке 5 показано конструктивное решение стыка стержней продольной арматуры колонн с применением соединительных муфт.

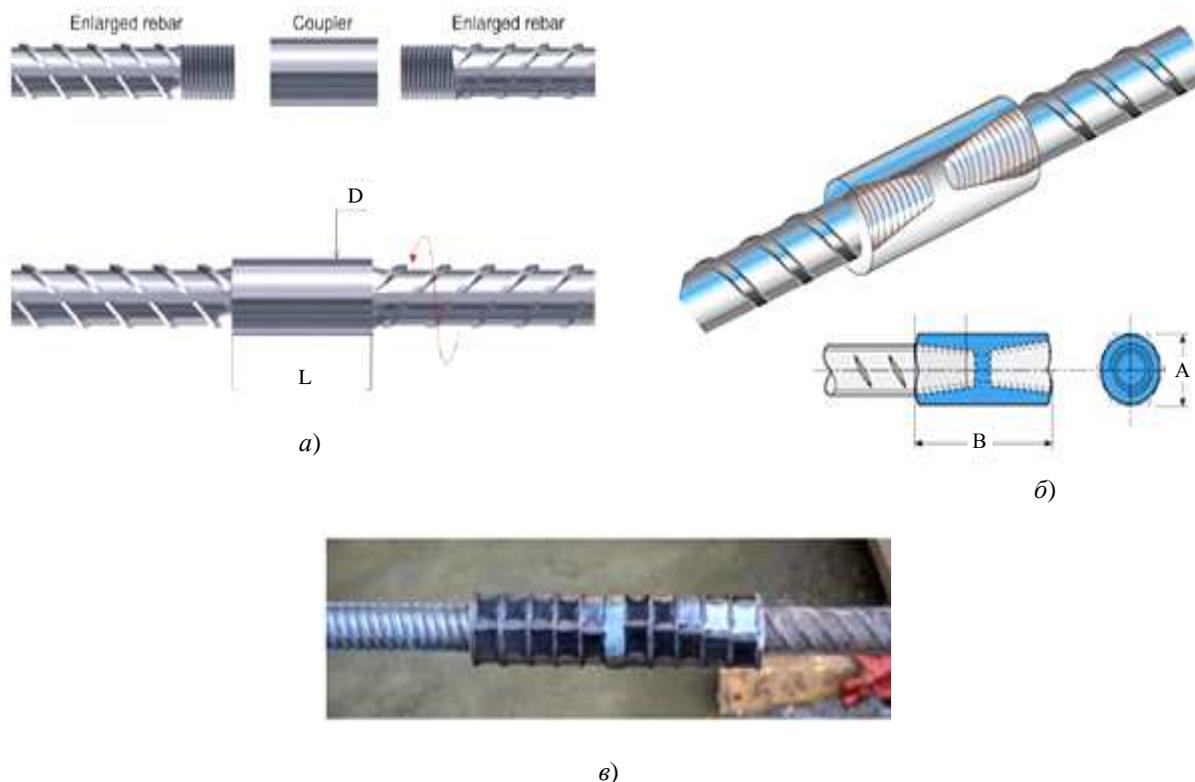


Рис. 5. Конструктивное решение стыка стержней продольной арматуры колонны с применением специальных механических устройств:

- a* – муфта с параллельной резьбой Bartec;
- б* – резьбовая муфта (муфта Lenton на конической резьбе)
- в* – опрессованные (обжимные) муфты

Обжимные муфты изготавливаются из толстостенной холоднодеформированной трубы по ГОСТ 8734.

Геометрические размеры муфт (длина 160...330 мм, наружный диаметр 30...75 мм, толщина стенки 6...14 мм), а также количество обжатий (4...16), необходимое для опрессовки муфт, назначается (подбирается) с таким расчетом, чтобы разрушение соединяемой обжимными муфтами арматуры происходило по основному металлу. При этом геометрические размеры муфт и количество обжатий определяются диаметром стыкуемых стержней и зависят от класса арматуры.

Оборудование для механических соединений с использованием обжимных муфт представлено на отечественном строительном рынке гидравлическими обжимными прессами СН-50/80, СН-90/80, ПП-А80. Обжимные прессы и муфты предназначены для стыковки арматурных стержней одинакового диаметра  $\varnothing 16...40$  мм и различных диаметров:  $\varnothing 36/\varnothing 32$ ,  $\varnothing 36/\varnothing 28$ ,  $\varnothing 32/\varnothing 28$ ,  $\varnothing 32/\varnothing 25$  мм, классов А400, А500С, А600С [12; 13].

Преимуществом соединения арматурных стержней с использованием обжимных муфт является:

- экономия арматуры по сравнению со стыком внахлестку;
- несложность обучения персонала;
- относительная быстрота выполнения стыка (до 10 мин) по сравнению со сварным.

Однако габариты (650×250×160 мм) и масса (35 кг) обжимного инструмента могут затруднять использование обжимных муфт для стыкования стержней продольной арматуры монолитных колонн в конкретном проекте здания.

Резьбовые муфты для стыкования арматуры на строительном рынке представлены муфтами Lenton нидерландской фирмы ERICO. Они используются для стыкования арматурных стержней периодического профиля диаметром от 12 до 40 мм классов S400, А500С. Стыкуемые стержни могут быть одинакового

диаметра (стандартные муфты – соединение типа A12) и разного диаметра (переходные муфты – соединение типа R11). При этом один из стержней должен свободно вращаться. Механические соединения типа A12 и R11 изготавливаются на оборудовании фирмы ERICO путем нарезки конической резьбы на концах арматурных стержней и их соединения с помощью муфты, имеющей соответствующую стержням резьбу. Коническая резьба муфт Lenton позволяет уменьшить габаритные размеры муфт, а также избежать концентрации напряжений в стыке. Стыкование двух арматурных стержней большого диаметра занимает не более 5...10 мин. Технические условия применения муфт Lenton выпущены НИИЖБ [14].

Если для армирования колонн используется винтовой арматурный прокат, нарезка резьбы на концах арматурных стержней не требуется, и стыкование арматурных стержней упрощается [13; 15; 17].

Результаты проверки прочности муфтовых соединений на резьбе, приведенные в [16], позволили рекомендовать выполнять стыки стержней продольной арматуры колонны вразбежку. То есть количество стыкуемых в одном поперечном сечении колонны стержней должно составлять не более 50 %. При этом расстояние между ближайшими краями муфтового соединения принимается не менее  $0,5l_{ан}$  и не менее 40 % длины муфтового соединения. В месте стыка необходимо предусматривать дополнительное поперечное армирование.

**Заключение.** Включение в нормы по проектировании железобетонных монолитных конструкций зданий [4] рекомендаций по стыкованию арматуры с помощью винтовых и обжимных муфт можно рассматривать как признание этого способа соединения арматуры востребованным и экономически целесообразным.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Мадатян, С.А. Новые материалы и технологии арматурных работ в монолитном железобетоне / С.А. Мадатян // Технология бетона. – 2006. – № 3. – С. 52–54.
2. Колчанов, И.Е. Муфтовые соединения периодического профиля / А.А. Веселов, И.Е. Колчанов, А.О. Летко // Актуальные проблемы современного строительства: тез. докл. 64-й междунар. конф. (Санкт-Петербург, 5–7 апр. 2011 г.). – СПб., 2011. – Ч. II. – С. 131–134.
3. Требования к механическим соединениям арматуры железобетонных конструкций, предусмотренные рабочей документацией, при выполнении работ по строительству, реконструкции и капитальному ремонту ОИА: ЭСТО СРО-С 60542960 00011-2012. – 60 с.
4. Железобетонные монолитные конструкции зданий: СП52-103-2007. – М., 2007. – 18 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры: СП 52-101-2003. – М., 2005. – 54 с.
6. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-2. – Изм. / М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь. – Минск, 2003.
7. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250) Еврокод 2. Ч. 1-1: Общие правила и правила для зданий / М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь. – Минск, 2010.
8. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). – М., 2005. – 214 с.
9. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М., 1978. – С. 138–139.
10. Соединения сварные арматуры и закладные изделия железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры: ГОСТ 14098-91.
11. Сварные соединения арматурных стержней в монолитных железобетонных колоннах зданий и сооружений: СТО 02495307-001-2007.
12. Рекомендации по механическому соединению арматурной стали для железобетонных конструкций: РА-10-1-04. – М.: Ассоциация железобетона, 2009.
13. Дьячков, В.В. Механические соединения арматуры класса А600С / В.В. Дьячков // Бетон и железобетон. – 2010. – № 4. – С. 14–15.
14. Соединение арматуры механические «LENTON» производства фирмы ERICO. Технические условия: ТУ 4842-196-46854090-2005.
15. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий: пособие по проектированию. – М.: НИИЖБ, 2007.

16. Карпенко, С.Н. О результатах проверки прочности муфтовых соединений арматуры на резьбе по диаграммной методике / С.Н. Карпенко, И.Г. Чепизубов, К.С. Шифрин // Промышленное и гражданское строительство. – 2008. – № 11. – С. 44–46.
17. Малахова, А.Н. Армирование железобетонных конструкций: учеб. пособие / А.Н. Малахова; М-во образования и науки Росс. Федерации; Моск. гос. строит. ун-т. – М.: МГСУ, 2014. – 114 с.
18. Reinforced concrete monolithic construction of buildings: SP 52-103-2007. – М., 2007. – Р. 4.
19. Concrete and reinforced concrete structures without pre-stressing reinforcement: SP 52-101-2003. – М., 2005. – 54 p.
20. Manual for the design of concrete and reinforced concrete structures of heavy concrete without pre-stressing reinforcement (to SP 52-101-2003). – М., 2005. – 214 p.
21. Guidelines for designing of concrete and reinforced concrete constructions of heavy concrete (without pre-stressing reinforcement). – М., 1978. – Р. 138–139.
22. The joints of reinforcement and inserts for reinforced concrete structures. Types, designs and sizes: GOST 14098-91.
23. Welded joints of reinforcement in monolithic reinforced concrete columns of buildings: STO 02495307-001-2007.
24. The mechanical connections of reinforcement «LENTON» produced by ERICO. Specifications: TU 4842-196-46854090-2005.
25. The recommendations for mechanical connection of reinforcing steel for concrete structures: RA-10-1-04. – М.: Reinforced Concrete Association, 2009.

*Поступила 12.11.2014*

#### **BUTT JOINTS THE LONGITUDINAL REINFORCEMENT MONOLITHIC COLUMNS**

*A.S. AL NAHDI, K.M. AL RUBASI*

*In monolithic multi-storey buildings, the joints of the longitudinal reinforcement of the columns stand at the top level of the slab. The device of the joints related to the choice of method of butt joints of rods, as well as a number of design requirements. In this article are discussed the variants of jointing of the longitudinal reinforcement of columns in the designing of monolithic multistory buildings. There are made recommendations for the choice of method of jointing the reinforcement.*