

Расчет и проектирование строительных конструкций

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ИНДУСТРИАЛЬНЫХ БЕССВАРНЫХ ПЕТЛЕВЫХ СТЫКОВ АРМАТУРЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГЭС И АЭС ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Е.А.КЛИМОВ, аспирант, инженер*.

В.Б.НИКОЛАЕВ, д.т.н., профессор**.

*АО «НИИЭС», 125362 г. Москва, Строительный проезд 7А;

e-mail: klimzero@mail.ru;

**АО «Атомэнергoproject», 105005 г. Москва, ул. Бакунинская, д.7 стр. 1;

e-mail: valernik@inbox.ru

В статье представлены результаты исследований петлевых стыков стержневой арматуры массивных железобетонных конструкций ГЭС и АЭС, в том числе разработка методики расчета петлевых стыков по предельным состояниям первой и второй группы.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: железобетонные конструкции, арматура, петлевой стык, прочность, предельное состояние, методика расчета.

Петлевой стык арматуры железобетонных конструкций представляет собой соединение двух или более стыкуемых арматурных каркасов, путём пересечения встречных петель стержневой арматуры, между петлями которых образуется бетонное ядро, передающее усилия с одной части элемента на другую или с одного элемента железобетонной конструкции на другой. Петлевой стык, в котором стержневые выпуски переходят из растянутой в сжатую зону элемента, называется петлевым стыком-перепуском (рис. 1).

Петлевые стыки различаются по форме очертания ядра, по количеству стыкуемых элементов, по взаимному расположению арматурных петель в железобетонной конструкции, а так же по наличию армирования ядра. По форме очертания ядра различают стыки с круговым, овальным или прямоугольным (полигональным) очертанием. По количеству стыкуемых элементов, петлевой стык может соединять один, два, три или четыре элемента конструкций. При соединении в пределах одного элемента конструкции, например перекрытия, можно выделить линейный петлевой стык (рис. 2). При соединении двух элементов железобетонной конструкции, например, стены и перекрытия, возникает угловой петлевой стык (рисунок 3).

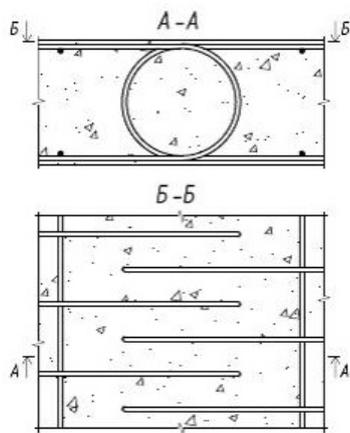


Рис. 1 Линейный петлевой стык-перепуск стержневой арматуры

Многообразие форм и конструкций петлевых стыков обуславливает необходимость создания специальной методики расчета, учитывающей все геометрические и конструктивные особенности петлевых соединений.

Бессварной петлевой стык, рассматриваемый в рамках научно-исследовательских работ, проведенных в АО «НИИЭС», отличается от известного с 40-х годов прошлого века стыка конструкции академика Г. П. Передерия, используемого в основном мостостроении. К основным отличиям можно отнести:

- отсутствие армирования ядра стыка и тем более плотно прилегающих шпилек;
- отсутствие требования плотного прилегания встречных петель друг к другу;
- возможное расположение петель «вразбежку» – посередине между шагом арматуры;
- возможность применения петлевых выпусков различного напряженного состояния по знаку усилия – одна часть петли растянута, другая – сжата.

Также, петлевой стык имеет явные преимущества перед другими видами соединений стержневой арматуры:

- технологичность монтажа арматурных каркасов;
- отсутствие жёстких требований по соосности арматуры;
- высокая усталостная прочность;
- повышенная надёжность анкерующей способности в связи с замкнутостью ветвей растянутой и сжатой арматуры по сравнению с прямыми перепусками;
- отсутствие концентраторов напряжений;
- отсутствие сварочных напряжений;
- полное отсутствие трудоемких ручных работ, а значит технологичность монтажных работ.

Кроме того, петлевой стык может в равной степени использоваться как в пролёте конструкции, так и в угловых соединениях перекрытий со стеновыми конструкциями.

Перечисленные особенности позволяют исключить трудоёмкую стыковку арматуры. Использование подобных технологий оптимизации строительства позволяет сократить использование трудовых ресурсов и повысить скорость строительства. Однако, широкое распространение петлевых стыков в строительстве ограничивалось из-за отсутствия обобщенной методики расчета, учитывающей множество параметров, влияющих на прочность стыка. Ядро петлевого стыка претерпевает сложное пространственное напряженное состояние и зависит от значительного числа переменных параметров: диаметра петлевого выпуска, «эллипсовидности» ядра, диаметра и класса арматуры, шага арматуры, прочности бетона, напряженного состояния петлевых выпусков.

Применение петлевых стыков в конструкциях ряда объектов бывшего СССР (таких как Курская АЭС, насосные станции Каршинского магистрального канала, фундаменты высоковольтной линии электропередач через Каховское водохранилище, каналы технического водоснабжения ТЭЦ) было обосновано эмпирическим путем.

Составление методики расчета петлевых стыков на основе применения статистического подхода являлось крайне затруднительным из-за необходимости испытаний значительного числа физических моделей со многими переменными параметрами. Число подобных моделей при планировании экспериментов составляло бы более 1000 образцов. Подобным методом было проведено исследование в Национальном университете Сингапура [8].

В итоге был принят другой путь исследований, заключающийся в разработке аналитической методики с использованием приемов сопротивления материалов и теории железобетона с последующей апробацией и корректировкой на основе испытаний крупномасштабных моделей.

В ходе исследований железобетонных конструкций с петлевыми стыками была разработана методика расчета петлевых стыков по первой и второй группе предельных состояний. На основе анализа совместной работы арматуры и бе-

тонного ядра петлевого стыка, был получен ряд зависимостей, позволяющих оценить прочность конструкций с петлевыми стыками.

Надежность разработанной конструкции петлевых стыков обосновывается недопущением наступления предельных состояний: первой группы – по несущей способности; второй группы – по ограничению раскрытия магистральных трещин от воздействия расчетных сочетаний нагрузок.

Расчеты петлевых стыков на действие изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, крутящих моментов проводятся по предельным состояниям, включающим:

- первую группу предельных состояний, превышение допустимых значений которой ведёт к потере несущей способности и к полной непригодности к эксплуатации конструкций с петлевыми стыками;
- вторую группу предельных состояний, превышение допустимых значений которой нарушает нормальную эксплуатацию конструкций с петлевыми стыками или исчерпывает ресурс их долговечности по сравнению с предусматриваемым сроком службы.

Конструкции с петлевыми стыками рассчитываются на действие поперечных сил как монолитные конструкции (без стыков) в соответствии с требованиями нормативных документов [1-2]

Расчет петлевых стыков по предельным состояниям предусматривает определение прочности бетонного ядра петлевого стыка и ширины раскрытия трещин. Деформации, прогибы железобетонных конструкций с петлевыми стыками определяются как для монолитных железобетонных конструкций.

Расчеты по предельным состояниям первой группы следует производить из условия, по которому усилия в петлевых стыках от различных нагрузок и воздействий с учетом начального напряженного состояния (температурные и другие воздействия) не должны превышать соответствующих предельно допустимых значений, превышение которых ведёт к потере несущей способности конструкций с петлевыми стыками.

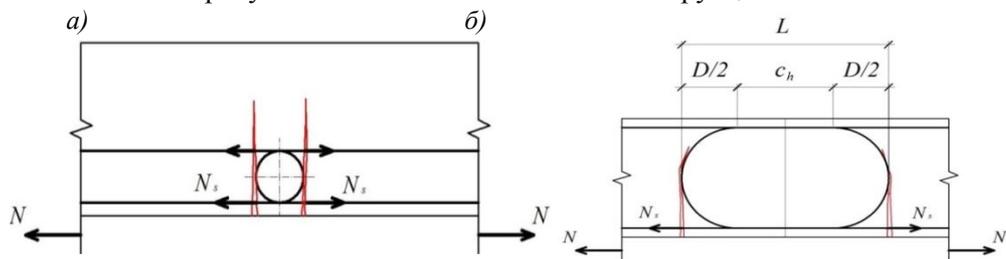
Принято следующее условие прочности по первому предельному состоянию (по несущей способности): напряжения в бетоне ядра не должны превосходить расчетных сопротивлений при сжатии и при растяжении от действия усилий, равных произведению площади сечения арматуры на ее расчетное сопротивление:

$$N_{cl} \geq N_s,$$

где N_{cl} – несущая способность ядра петлевого стыка;

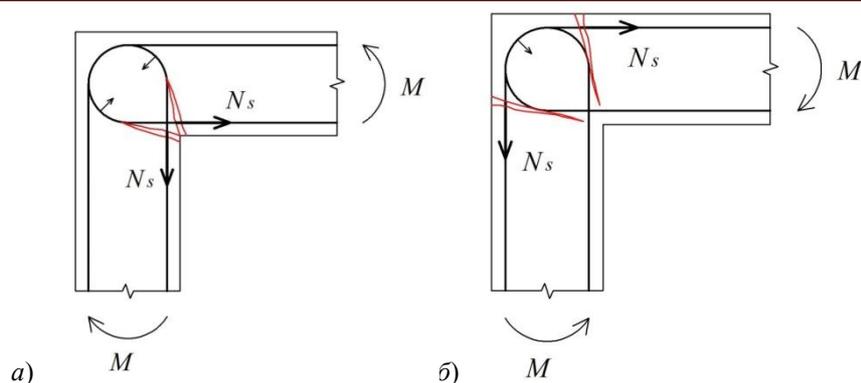
N_s – усилие в одном арматурном стержне.

Направления усилий и схемы магистральных трещин обозначены ломаными линиями на рисунках 2 и 3 в зависимости от конструкции.



а) тип Л-1 - петлевой стык с двумя рядами арматуры у растянутой грани; б) тип Л-2 - петлевой стык-перепуск с одним рядом арматурных сеток у растянутой и сжатой грани

Рис. 2. Схемы передачи усилий и положения магистральных трещин в линейных петлевых стыках



а) тип У-1 – угловой стык с растянутой внутренней гранью;
 б) тип У-2 – угловой стык со сжатой внутренней гранью.

Рис. 3. Схемы передачи усилий и положения магистральных трещин в угловых петлевых стыках

Ввиду многообразия типов петлевых стыков, их расположения в конструкциях, а также действующих нагрузок, можно выделить четыре возможные формы наступления предельного состояния и разрушения:

А – Раскалывание ядра под петлями;

Б – Срез ядра по наклонным сечениям, соединяющим встречные петли;

В – Сдвиг ядра от кручения;

Г – Потеря анкерующей способности петлевых выпусков с образованием шарнира.

В результате расчетов по указанным формам разрушения, параметры стыка принимаются по наименьшей несущей способности.

А) Предельное состояние при раскалывании – форма разрушения «А».

Методика расчета основывается на численном анализе локального (под петлевыми выпусками) поля напряжений при различных соотношениях шага петель к диаметру ядра. (см. рисунок 4).

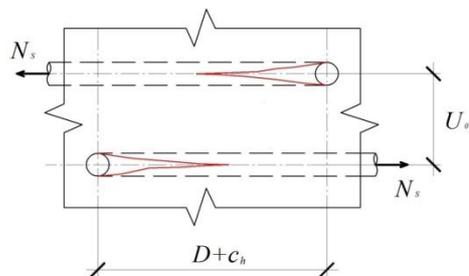


Рис. 4. Схема усилий и характер трещинообразования при раскалывании ядра петлевого стыка под петлями (ломаными линиями обозначены возникающие трещины)

Расчет на раскалывание бетона под петлями производится из условия:

$$N_{cl} \geq N_s.$$

Несущая способность ядра петлевого стыка N_{cl} определяется по формуле:

$$N_{cl} = \left[2.3 \left(\frac{U_0}{D + c_h} \right)^2 + 1.3 \right] \cdot S_{cl} \cdot k_c \cdot R_{bt},$$

где U_0 – расстояние между стержнями арматуры в зоне стыка;

c_h – длина горизонтальной прямой вставки;

S_{cl} – площадь ядра петлевого стыка, определяемая по формуле:

$$S_{cl} = 0.25\pi \cdot D^2 + c_h \cdot (D + c_v) + c_v \cdot D,$$

где c_v – длина вертикальной прямой вставки; k_c – коэффициент, учитывающий повышение прочности ядра в зависимости от его армирования:

- в стыке типа Л1:

$$k_c = 1 + 0,125A_c/A_s \leq 1,5,$$

где A_s – площадь сечения одного стержня рабочей арматуры;

A_c – площадь сечения всех стержней, армирующих ядро;

- в стыке-перепуске типа Л2 и угловых стыках-перепусках типа У1 и У2:

$$k_c = 1 + \frac{4 \cdot A_c}{\pi \cdot D^2} \cdot \frac{E_s}{E_b} \leq 1,5.$$

Б) Предельное состояние от среза ядра по наклонным сечениям, соединяющим встречные петли – форма разрушения «Б».

В основе методики используется теория прочности Мора. Методика апробирована на результатах испытаний методической серии моделей с различным шагом арматуры, выполненных в НИСеГидропроекта. Схема усилий и характер трещинообразования при срезе по наклонным сечениям показан на рис. 5.

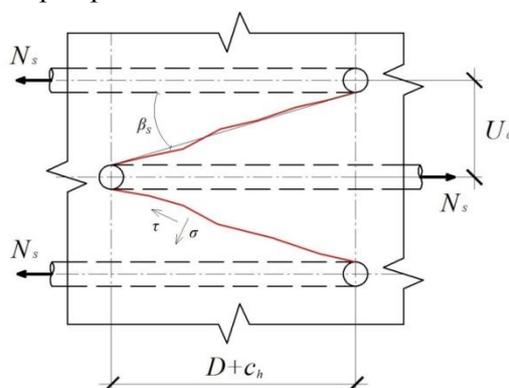


Рис. 5. Схема усилий и характер трещинообразования при срезе по наклонным сечениям (ломаными линиями обозначены возникающие трещины)

Расчет петлевых стыков при срезе по наклонным сечениям производят из условия:

$$N_{cl} \geq N_s,$$

$$N_{cl} = \gamma_l \cdot S_s \cdot k_c \cdot ([\tau] \cdot \cos\beta_s + [\sigma] \cdot \sin\beta_s),$$

где: γ_l – коэффициент, учитывающий особенности распределения напряжений по сечению ядра стыка:

- для стыка типа Л1: $\gamma_l = 1$
- в стыке-перепуске типа Л2: $\gamma_l = 0,9$
- в угловых стыках-перепусках типа У1 и У2: $\gamma_l = 1,1$;

β_s – угол среза, определяемый по формуле: $\beta_s = \arctg \frac{U_o - d}{D + c_h}$;

S_s – площадь наклонного сечения, определяемая по формуле:

$$S_s = \frac{S_{cl}}{\cos\beta_s},$$

где S_{cl} – площадь ядра петлевого стыка, определяемая по формуле;

$[\sigma]$ – средние значения нормальных напряжений в наклонном сечении:

$$[\sigma] = \frac{1,35R_{bt}}{1 - k_R + 2 \cdot \sqrt{k_R} \cdot \operatorname{ctg}\beta};$$

где $k_R = R_{bt}/R_b$;

$[\tau]$ – средние значения касательных напряжений в наклонном сечении:

$$[\tau] = [\sigma] \cdot ctg\beta.$$

В) Предельное состояние от действия кручения – Форма разрушения «В».

Максимальные касательные напряжения в ядре от кручения возникают по его контуру и не суммируются с максимальными касательными напряжениями, возникающими в средней части наклонного сечения при рассмотрении напряженного состояния многопролетной «балки». Структура разработанной формулы учитывает зависимость крутящего момента от упруго-пластичного полярного момента сопротивления и максимальных касательных напряжений по [3] и [4]. Методика распространяется на конструкции, испытывающие динамические воздействия (ударная волна, сейсмическая нагрузка) и претерпевающие попеременное растяжение на противоположных гранях.

Расчет на кручение производят из условия:

$$D_k \geq D_{req},$$

где D_k – диаметр эквивалентного кругового ядра, определяемый по формуле:

$$D_k = 2\sqrt{S_{cl}/\pi};$$

D_{req} –требуемый диаметр петлевого стыка, определяемый по формуле:

$$D_{req} = k \cdot d \cdot \sqrt{R_s/R_b},$$

где $k = 2,58$ – для линейного стыка-перепуска; $k = 1,72$ – для углового стыка-перепуска.

Г) Предельное состояние от потери анкерующей способности петель – форма разрушения «Г»

В основе методики лежит условие равновесия арматурного стержня, состоящего из прямолинейных и криволинейных участков. В методике используется прочность сцепления криволинейного анкера с бетоном, полученная в результате обработки и анализа разрушающих усилий при испытаниях балок с петлевыми круговыми перепусками.

Расчет при потере анкерующей способности производится из условия:

$$D_k \geq D_{req},$$

Требуемый диаметр ядра петлевого стыка определится по формуле:

$$D_{req} = \frac{0.5R_s \cdot d}{\pi \cdot R_{bond3}},$$

где R_{bond3} – среднее сопротивление сцепления арматуры с бетоном по криволинейному анкеру, определяемое по формуле:

$$R_{bond3} = \eta_3 \cdot R_{bt},$$

где η_3 – коэффициент, учитывающий влияние диаметров петли и арматуры и определяемый по формуле:

$$\eta_3 = 5.7 - 0.12D/d.$$

Если $D_{req} > D_k$,требуется определение длины прямой вставки из зависимости:

$$c = \frac{0.25 \cdot R_s \cdot d - 0.5 \cdot \pi \cdot D \cdot R_{bond3}}{\eta_1 \cdot R_{bt}},$$

где η_1 –коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, определяемый по [1, с 115].

В полигональных (прямоугольных) стыках в прямую вставку c включаются все прямолинейные участки горизонтального и вертикального направления:

$$c = c_h + c_v.$$

Расчеты петлевых стыков по предельным состояниям второй группы включают:

- расчеты по образованию трещин, которые следует производить как для монолитных конструкций по нормативным документам [1с.78, 2с.46] для проверки необходимости учета трещин при расчете по деформациям;

- расчеты по раскрытию трещин, которые необходимо выполнять из условия, по которому ширина раскрытия трещин в стыке от различных нагрузок и воздействий не должна превышать предельно допустимых значений. Максимально допустимые значения раскрытия трещин устанавливаются исходя из требований, предъявляемых к конструкции в зависимости от условий ее эксплуатации, воздействия окружающей среды и характеристик материалов с учетом особенностей коррозионного поведения арматуры и бетона;

- расчеты по деформациям, которые следует выполнять как для монолитных конструкций по нормативным документам [1, с.85; 2, с.51] из условия, по которому перемещения и амплитуды колебаний конструкций от различных нагрузок и воздействий не должны превышать соответствующих предельно допустимых значений, при превышении которых нарушается нормальная эксплуатация конструкций или исчерпывается ресурс их долговечности.

Раскрытие магистральной трещины в сечении по контуру ядра определяется деформацией растянутой арматуры и деформацией бетонного ядра и суммируется из трех составляющих:

- деформации арматуры вне ядра;
- деформации арматуры в зоне прямой вставки;
- деформации ядра.

Для угловых и линейных стыков ширина раскрытия трещины определяется формуле:

$$a_{crc} = \left[\left(0.062 \frac{d}{R_{bt,n}} \cdot \sigma_{s,crc} + 0.5 \cdot D \right) \cdot \Psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} + 0.25 \cdot \Psi'_s \frac{\sigma'_s}{E_s} \cdot c + 1.56 \cdot \frac{d^2}{U_0} \cdot \frac{\sigma'_s}{E_{b,\tau}} \right],$$

где $\sigma_{s,crc}$ – напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин [1с. 85];

Ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами [1, с. 85];

Ψ'_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами в зоне прямой вставки с двойным армированием [1, с. 85];

$E_{b,\tau}$ – модуль деформаций бетона при длительном действии нагрузки [1, с. 24];

σ'_s – напряжение в арматуре в начале криволинейного участка петлевого выпуска, определяемое по формуле:

$$\sigma'_s = \sigma_s \cdot \left(1 - \frac{0,25c}{l_{0an}} \right),$$

где l_{0an} – длина анкеровки арматуры, определяемая по [1, с. 115].

В ходе дальнейших исследований были проведены испытания 24-х крупномасштабных железобетонных моделей линейных и угловых петлевых стыков. Испытания проводились на различные виды воздействий: действие изгибающего момента, действие поперечной силы, температурные и динамические воздействия. Проведенные экспериментальные исследования подтвердили корректность разработанной методики и позволили включить в зависимости методики ряд эмпирических коэффициентов. При планировании и проведении экспериментальных исследований был учтен опыт физического моделирования массив-

ных железобетонных конструкций энергетических сооружений, в том числе, имеющих несущие элементы из листовой стали [5-8].

Л и т е р а т у р а

1. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003, 2012, 54 с.
2. СП 41.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений», 2012, 38 с.
3. Новые конструкции промышленных стыков в энергетическом строительстве. Обзорная информация / А.П. Кириллов, В.Б. Николаев, О.Д. Рубин, С.В. Селезнёв. Информэнерго, выпуск 6. М. 1987, 52 с.
4. *Минарский А.Е.* Угловые петлевые стыки арматуры в гидротехнических сооружениях. – Дисс. на соискание уч. степени к.т.н. по специальности «Гидротехническое строительство и сооружения», ВНИИ гидротехники имени Б.Е. Веденеева, Ленинград. 1970, 134 с.
5. *Лисичкин С.Е., Рубин О.Д., Ляпин О.Б., Неведов А.В.* Исследования бетонных и железобетонных энергетических сооружений // Гидротехническое строительство, №8/9, 1999, с. 22-28.
6. *Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Ляпин О.Б.* Совершенствование железобетонных конструкций энергетических сооружений // Гидротехническое строительство, №8/9, 1999, с. 71-75.
7. *Лисичкин С.Е., Рубин О.Д., Камнев Н.М.* Экспериментальное обоснование узла распределителя к напорному водоводу здания ГЭС гидроузла Аль Вахда // Гидротехническое строительство, №6, 1998, с. 52-56.
8. *Hao Junbao.* Structural behavior of precast component joints with loop connection. - National University of Singapore, 2004, 34 p.

References

1. *SP 63.13330.2012 «Betonye i zhelezobetonnye konstrukcii. Osnovnye polozheniya»* Aktualizirovannaya redakciya SNiP 52-01-2003, 2012, p. 54.
2. *SP 41.13330.2012 «Betonye i zhelezobetonnye konstrukcii gidrotekhnicheskikh sooruzhenij», 2012, p. 38.*
3. *Novye konstrukcii industrial'nyh stykov v ehnergeticheskom stroitel'stve.* Obzornaya informaciya / A.P. Kirillov, V.B. Nikolaev, O.D. Rubin, S.V. Seleznyov, Moscow: Informehnergo, 1987, 52 p.
4. *Minarskij, A.E. (1970). Uglovyje petlevye styki armatury v gidrotekhnicheskikh sooruzheniyah.* Diss. na soiskanie uchyonoj stepeni k.t.n. po special'nosti №486 Gidrotekhnicheskoe stroitel'stvo i sooruzheniya, VNIIGidrotekhniki im. B.E. Vedenejeva, Leningrad, 134 p.
5. *Lisichkin, S.E., Rubin, O.D., Lyapin, O.B., Nefedov, A.V. (1999). Issledovaniya betonnyh i zhelezobetonnyh ehnergeticheskikh sooruzhenij, Gidrotekhnicheskoe stroitel'stvo, №8/9, p.22-28.*
6. *Rubin, O.D., Lisichkin, S.E., Lyapin, O.B. (1999). Sovershenstvovanie zhelezobetonnyh konstrukcij ehnergeticheskikh sooruzhenij, Gidrotekhnicheskoe stroitel'stvo, №8/9, p. 71-75.*
7. *Lisichkin, S.E., Rubin, O.D., Kamnev, N.M. (1998). Ehsperimental'noe obosnovanie uzla raspredelitel'ya k napornomu vodovodu zdaniya GES gidrouzla Al' Vahda, Gidrotekhnicheskoe stroitel'stvo, №6, p. 52-56.*
8. *HaoJunbao (2004). Structural behavior of precast component joints with loop connection, National University of Singapore, 34 p.*

IMPROVEMENT OF THE METHOD OF CALCULATION OF INDUSTRIAL LOOP CONNECTIONS OF FITTINGS OF REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIONS OF HYDROELECTRIC POWER STATION AND THE NPP AT THE LIMIT STATE

E.A. Klimov, V.B. Nikolaev

Results of researches of loopback connections of reinforcement bar of massive concrete constructions of hydroelectric power station and the NPP, including development of a method of calculation of loopback connections on limit state of the first and second group are presented in the article.

KEY WORDS: reinforced concrete constructions, concrete reinforcement, loop connections, ultimate state, a method of calculation.