

УДК 69.04

К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА ПОПЕРЕЧНЫЕ СИЛЫ И ПРОДАВЛИВАНИЕ

Пекин Д.А.

Институт строительства и архитектуры
Национального исследовательского Московского
государственного строительного университета
г. Москва

Аннотация: рассмотрены нормативные методики расчета железобетонных плит на действие поперечных сил и продавливание. Выполнен анализ предпосылок, допущений и предложений по совершенствованию принятых подходов на примере различных теоретических и экспериментальных исследований.

Предложены альтернативные направления по развитию методики расчета железобетонных плит на действие поперечных сил и продавливание.

Ключевые слова: железобетонные плиты, поперечные силы, продавливание, расчет плит по наклонным сечениям, расчет плит на продавливание, механизм хрупкого разрушения

ABOUT SHEAR FORCE AND PUNCHING ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE SLABS

Abstract: regulatory calculation procedure of reinforced concrete slabs for the action of shear force and punching are considered.

The analysis of prerequisites, assumptions and suggestions for improving the accepted approaches is carried out on the example of various theoretical and experimental research.

Alternative directions for the development of methods for calculating reinforced concrete slabs for the action of shear force and punching are proposed.

Keywords: reinforcing concrete slabs, shear force, punching shear mechanism, shear force and punching analysis, catastrophic failure.

Вопросами расчета железобетонных плит на поперечные силы и продавливание занимались ведущие отечественные специалисты как в советский период, так и в настоящее время. С учетом фактической последовательности развития теории железобетона, методов расчета и внедрения конструктивных решений первоначальное внимание в большей степени уделялось стержневым элементам. В этой связи, а также благодаря относительно небольшим объемам строительства из монолитного железобетона до начала 90-х годов прошлого века, для расчета плит на действие поперечных сил использовались допущения и методика на основе стержневой аналогии или выполнялся только расчет на продавливание [1].

В НИИЖБ проводились специальные экспериментальные исследования [2] для сравнения механизмов разрушения по наклонному сечению и от продавливания, а также поиска переходных форм, позволяющих выработать критерии применения методики расчета на действие поперечных

сил или продавливание. Испытывались образцы, опёртые по двум сторонам на пролете 1,4 м, высотой 300 мм, с грузовой площадкой 200×200 мм в середине пролета (т. о. пролет среза составлял 0,6 м), при варьировании их ширины кратно габариту грузовой площадки – 200 (ПІ-1а), 3×200 (ПІ-2а), 5×200 (ПІ-3а) и 7×200 (ПІ-4а) мм, а также контрольные образцы с габаритами $1,4 \times 1,4 \times 0,3$ (h) м (ПІ-5а), опёртые по 4-м сторонам, для реализации чистого продавливания (маркировка образцов, указанная в скобках, приведена на фотографиях на рис. 1). По итогам этой исследовательской работы не рассматривался важный вопрос о схожести механизмов разрушения по поперечной силе и от продавливания, несмотря на полученные в процессе экспериментов результаты:

1. Игнорировалось образование и развитие главных наклонных трещин в образцах с габаритами в плане близкими к квадратным, в которых реализовался механизм продавливания;

2. Не возникло предложений по совершенствованию методики расчета на продавливание, которая тогда и сейчас не учитывает образование и развитие главных наклонных трещин;

3. Не учитывалось влияние изгиба образцов и изменение высоты сжатой зоны бетона как на боковых гранях образцов, так и по ширине поперечного сечения при увеличении его ширины (высота сжатой зоны бетона по ширине образцов меняется, увеличиваясь от середины сечения к краям).

На следующем рисунке показаны фотографии образцов после разрушения, демонстрирующие особенности образования и раскрытия нормальных и наклонных трещин на свободных боковых гранях элементов за исключением образца ПІ-5а, который имел опору.

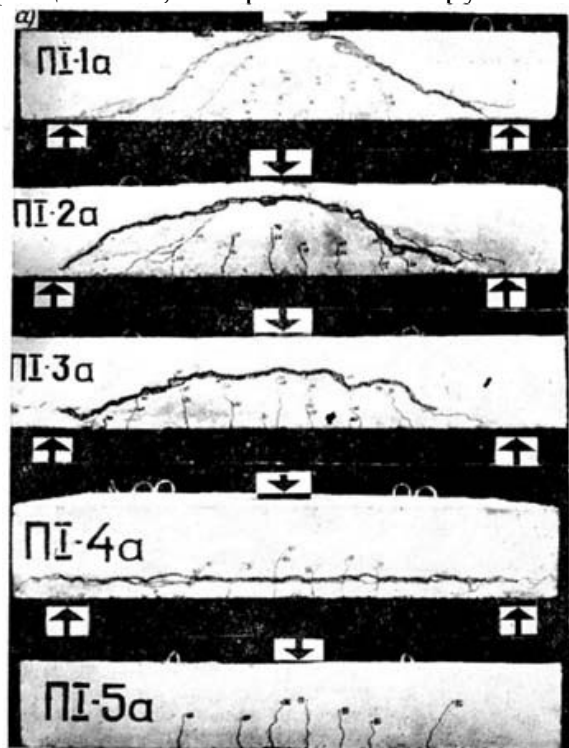


Рис. 1. Характер разрушения образцов

Следует отдельно отметить противоречие в картине образования и раскрытия трещин на боковой грани для образца П-5а, показанном на рис. 1, который в описании [2] указан как опёртый по четырем сторонам, но при этом имеющий развитые нормальные трещины на боковой поверхности, характерные опиранию образца только по двум сторонам (при опирании по контуру такие нормальные трещины на боковых гранях не могут образоваться, особенно по середине пролета, см. рис. 2). Возможно, данный образец также испытывался с опиранием по двум сторонам или вставлена другая фотография или это могло быть вызвано другими причинами, связанными с испытательным стендом.

В современных строительных нормах методика расчета плит на действие поперечных сил появилась относительно недавно и сразу вызвала много вопросов у проектировщиков и разработчиков программ для расчета строительных конструкций, поскольку по результатам расчета существенно увеличилось требуемое количество поперечной арматуры. Расчет плит на действие поперечных сил согласно п. 8.1.55 СП 63.13330 следует выполнять по формуле:

$$\frac{Q_x}{Q_{x,ult}} + \frac{Q_y}{Q_{y,ult}} \leq 1 \quad (1.1)$$

где Q_x и Q_y – поперечные силы, действующие по боковым сторонам плоского выделенного элемента;

$Q_{x,ult}$ и $Q_{y,ult}$ – предельные поперечные силы, воспринимаемые плоским выделенным элементом и вычисляемые по формуле:

$$Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} \quad (2.1)$$

где Q_b и Q_{sw} – предельные поперечные силы, воспринимаемые соответственно бетоном и поперечной арматурой и определяемые по формулам:

$$Q_b = 0,5 R_{bt} b h_0 \quad (2.2)$$

$$Q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} h_0 \quad (2.3)$$

где b и h_0 – ширина и рабочая высота сечения, соответственно;

A_{sw} и s_w – площадь поперечной арматуры расположенной в одном нормальном сечении и шаг этих рядов, соответственно;

R_{bt} и R_{sw} – сопротивление бетона и поперечной арматуры растяжению, соответственно.

Ранее без учета этого требования расчет на действие поперечных сил выполнялся по аналогии со стержнями и для каждого направления в отдельности, т. е. каждое слагаемое в левой части выражения (1.1) не должно было превышать единицы. До введения в действия норм СП 63.13330.2012 в нашей стране были реализованы миллионы квадратных метров монолитных железобетонных безбалочных перекрытий и фундаментных плит, которые с учетом данных требований могут уже не удовлетворять первому предельному состоянию, и в случае необходимости реконструкции зданий или сооружений, даже при не связанных или несущественных для плит изменений, могут потребовать усиления для обеспечения этого требования норм.

Если провести анализ данной формулы на основе частного случая при равенстве $Q_{x,ult} = Q_{y,ult} = Q_{ult}$ и $Q_x = Q_y = Q$ получим:

$$\frac{Q_x}{Q_{ult}} + \frac{Q_y}{Q_{ult}} = \frac{Q_x + Q_y}{Q_{ult}} = \frac{2Q}{Q_{ult}} \leq 1 \quad (1.2)$$

Следовательно, в данном случае предельная поперечная сила, воспринимаемая плоским выделенным элементом, должна быть больше удвоенной поперечной силы, действующей по боковой стороне элемента в любом из направлений, что приводит к возникновению двукратного запаса несущей способности относительно рассмотрения по отдельным направлениям. Очевидно, что данное требование совместно с эмпирическим подходом в определении предельной силы по бетону по формуле (2.2), которая заимствована и всего лишь допускается при расчете стержней, приводит к несоответствию физической природе механизма разрушения по поперечной силе и неоправданному резерву несущей способности, прошедшего проверку временем.

Другое предложение по расчету железобетонных плит монолитных каркасов многоэтажных гражданских зданий на действие поперечных сил на с. 24 [3] приводит к менее значительному резерву несущей способности:

$$\left(\frac{Q_x}{Q_{x,ult}} \right)^2 + \left(\frac{Q_y}{Q_{y,ult}} \right)^2 \leq 1, \quad (1.3)$$

поскольку отношения в скобках должны быть меньше единицы и возведение их в квадрат уменьшает значение суммы. После аналогичных преобразований данной формулы для рассмотрения частного случая $Q_{x,ult} = Q_{y,ult} = Q_{ult}$ и $Q_x = Q_y = Q$ получим:

$$\left(\frac{Q_x}{Q_{ult}} \right)^2 + \left(\frac{Q_y}{Q_{ult}} \right)^2 = \frac{Q_x^2 + Q_y^2}{Q_{ult}^2} = \frac{2Q^2}{Q_{ult}^2} \leq 1 \quad (1.4)$$

Следовательно, в этом случае квадрат предельной поперечной силы, воспринимаемой плоским выделенным элементом, должен быть больше удвоенного квадрата поперечной силы, действующей по боковой стороне элемента в любом из направлений, что приводит к возникновению запаса несущей способности, равного 41% (квадратный корень из 2 равен $\sim 1,41$) относительно рассмотрения по отдельным направлениям.

Кроме того, следует отметить, что фор. (1.3) ранее использовалась для расчета на действие поперечных сил косо-изгибаемых (подверженных изгибу в плоскости не параллельной осям симметрии поперечного сечения) стержневых железобетонных элементов прямоугольного сечения согласно п. 7.39 СНиП II-V.1-62. И таким образом, при расчете одного наклонного сечения учитывались горизонтальные и вертикальные поперечные стержни (или сегменты хомута) для определения предельных поперечных сил по арматуре в двух направлениях $Q_{sw,x}$ и $Q_{sw,y}$. При этом поперечные силы Q_x и Q_y действуют в одном сечении в отличие от плит. И этот нюанс, очевидно, противоречит физическому смыслу и тем результатам испытаний, на основе которых было предложено использовать дан-

ный подход для расчета косо-изгибаемых элементов прямоугольного сечения, что не позволяет однозначно определить возможность применения этой формулы для расчета железобетонных плит.

В этой связи, можно согласиться с предложением [4] по учету результирующей поперечных сил в элементе и необходимости рассмотрения поперечной арматуры, распределенной на площади рассчитываемого элемента (одного количества арматуры для двух направлений), что приводит к следующим преобразованиям фор. (1.1):

$$\frac{\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{Q_{ult, \min}} \leq 1 \quad (1.5)$$

где $Q_{ult, \min}$ – минимальная из предельных поперечных сил, воспринимаемых плоским выделенным элементом и вычисляемая по фор. (2.1).

Или с учетом результирующей бетона по двум направлениям и общего количества поперечной арматуры:

$$\frac{\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{\sqrt{Q_{bx}^2 + Q_{by}^2} + Q_{sw}} \leq 1 \quad (1.6)$$

где Q_{bx} и Q_{by} – предельные поперечные силы, воспринимаемые бетоном по направлениям x и y , соответственно;

Q_{sw} – несущая способность по поперечной арматуре:

$$Q_{sw} = R_{sw} A_{sw} h_0 \quad (2.4)$$

где h_0 – рабочая высота сечения;

A_{sw} – общая площадь поперечной арматуры, расположенной в элементе.

Следует отметить, что в СНиП 2.03.01-84* и Еврокод 2 требования и специальные методики расчета именно для железобетонных плит на действие поперечных сил отсутствуют. И согласно п. 5.26 СНиП 2.03.01-84* в сплошных плитах независимо от высоты допускается не устанавливать поперечную арматуру, при обеспечении требований расчета согласно указаний п. 3.32 (расчет железобетонных элементов без поперечной арматуры на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине), за исключением зон, в которых возможна реализация продавливания. Аналогичная ситуация и в Еврокод 2.

Современные теоретические исследования и предложения по совершенствованию методики расчета на продавливание [5; 6], также продолжают традиционное направление и используют классические допущения при расчете на продавливание в виде отсутствия главных наклонных трещин и возможности равномерного распределения сдвигающих усилий по наклонной грани пирамиды продавливания, что приводит с следующим противоречиям:

1. При определении несущей способности на продавливание выполняется суммирование несущей способности по бетону на I стадии НДС (в отсутствии трещин) и несущей способности по поперечной арматуре на III стадии НДС (с наличием трещин);

2. Допущение о равномерном распределении напряжений сдвига по наклонным граням пирамиды продавливания имеет некоторые ограничения, поскольку относительные деформации удлинения бетона крайне малы, и не позволяют на практике развиваться такому равномерному распределению напряжений.

Предложенный подход с учетом принятых допущений может быть справедливым только для отдельных случаев, например, для бетонных конструкций, где изгибными напряжениями в силу их малости можно пренебречь, или в предварительно напряженных железобетонных конструкциях при отсутствии нормальных и наклонных трещин.

Анализ нормативных методик расчета на продавливание согласно СНиП 2.03.01-84*, СП 63.13330.2012 и Еврокод 2 с учетом полученных экспериментальных данных и предложение по развитию методики опубликованы в статье [7]. По результатам испытаний установлено, что угол наклона пирамиды продавливания (главной наклонной трещины) составил около 20° и нормальные трещины на боковых поверхностях (в отличие от ПП-5а, показанном на рис. 1) не образовывались, в силу невозможности изгиба элемента непосредственно на опорном контуре.



Рис. 2. Образец в [7] после разрушения от продавливания. Вид сбоку

Для проведения испытаний [7] был изготовлен опорный контур с габаритами в плане $2,16 \times 2,16 \times 0,24(h)$ м из спаренного швеллера №24 коробчатого поперечного сечения. Опорный контур был установлен на 8 стоек высотой 1,2 м, опирающихся на силовой пол. Образец плиты был установлен на ц/п раствор с длиной опирания 100 мм по опорному контуру. Нагружение осуществлялось через нагрузочную плиту 4 гидравлическими силовогозбудителями от общего коллектора, способными создавать усилие по 1000 кН каждый. Общая масса оснастки, приложенная до начала эксперимента, составила 80 кН. Далее нагрузка, прикладываемая к фрагменту плиты через колонну, изменялась ступенчато, увеличиваясь на 200 кН с интервалом 20 мин., непосредственно до момента разрушения.

При изготовлении фрагмента плиты использовался тяжелый бетон класса В30 и арматура класса А500С $18\text{Ø}12$ мм с шагом 100 мм в двух направлениях в нижней зоне на расстоянии от центра 1 ряда арматуры до грани плиты, равного 25 мм. Габаритные размеры фрагмента плиты – $2,0 \times 2,0 \times 0,24(h)$ м. Оголовок колонны был выполнен в виде куба с размером стороны 0,5 м и конструктивным армированием продольной ($4\text{Ø}16$ мм) и поперечной арматурой ($5\text{Ø}8$ мм с шагом 100 мм).

Интересно отметить общую закономерность по результатам испытаний балок и плит без поперечного армирования в [2] и [7], связанную с образованием главных наклонных трещин от опор на растянутых гранях до грузовых площадок на сжатых гранях образцов с углом наклона существенно меньшим 45° . Кроме того, важный не отмеченный ранее нюанс по результатам наблюдения за разрушением образца в [7] на рис. 3 – это выход главных наклонных трещин на растянутую горизонтальную поверхность у противоположных опор в направлении продольной арматуры, расположенной с меньшим защитным слоем бетона, и отсутствие аналогичных трещин такого раскрытия на растянутой поверхности в перпендикулярном направлении, что связано с работой гидравлической системы нагружения и почти мгновенным обнулением давления (внешней нагрузки) при разрушении образца.



Рис. 3. Образец в [7] после разрушения. Растянутая грань

В данном случае после перехода в пластическую стадию работы конструкции, когда большинство стержней двух направлений перестают сопротивляться внешней нагрузке и фиксируется существенный прирост прогибов, начинает оказывать влияние фактор размещения арматуры по толщине – чем ближе продольная арматура к растянутой грани плиты, тем больше она изгибается (искривляется) вблизи опоры и при возникновении точки перегиба в арматуре или некоторого угла поворота сечения начинает провоцировать скол бетона за счет возникновения реактивного давления арматуры и выход главных наклонных трещин на растянутую поверхность образца, что совместно с разрушением сжатой зоны бетона вокруг оголовка колонны (грузовой площадки) посредством среза (не обязательно в плоскости нормального сечения) приводит к образованию пирамиды продавливания.

Следует отметить, что большинство испытаний различных традиционных образцов на продавливание без поперечной арматуры проводились при практически равном соотношении пролета среза (длина горизонтальной проекции наклонной трещины) к высоте элементов, что приводило к образованию пирамиды продавливания под углом близким к 45° . Это свя-

зано с ограничением габаритов в плане испытываемых образцов возможностями лабораторного оборудования (4-х стоечных прессов). Но если была возможность испытать образцы больших габаритов в плане [2; 7], то угол наклона достигал 20° . Также очевидно, что при отсутствии изгиба образцов (при $h_0/c > 2$) или достаточности сопротивления бетона растягивающим напряжениям без образования трещин и отношении высоты элементов к пролету среза более единицы, угол наклона пирамиды продавливания будет превышать 45° и стремиться в пределе к 90° :

$$\lim_{h_0/c \rightarrow \infty} \varphi = 90^\circ \quad (3)$$

где c и φ – пролет среза и угол наклона, соответственно.

При этом для получения результатов, приближенных к данным экспериментов, необходимо вместо сопротивления бетона растяжению R_{bt} использовать сопротивление бетона срезу R_{bs} , которое достигает по разным оценкам до $2,5R_{bt}$ без учета бокового обжатия [8].

Другой аспект связан с вариантами нагружения железобетонных плит и их опиранием на вертикальные несущие конструкции. Очевидно, что в безбалочных перекрытиях с опиранием на колонны, пилоны или стены при действии равномерно распределенных по площади нагрузок (или близких к ним) и достаточной несущей способности на действие поперечных сил только по бетону, отсутствует необходимость расчета плит по поперечной силе вне опорных зон. И наоборот, в случае действия на перекрытие сосредоточенной нагрузки и достаточной несущей способности по поперечной силе только по бетону в месте ее приложения, отсутствует необходимость проверки прочности на опорах. Схожие утверждения относятся также и к фундаментным плитам. Несмотря на всю свою очевидность это конечно требует строгого доказательства. На примере плиты перекрытия, равномерно распределенной нагрузки и одинаковых размерах элементов в плане:

1. Дано:

q – расчетная равномерно распределенная нагрузка;

A_i – площадь i -го элемента перекрытия;

R_j – реакция в j -й вертикальной опоре;

n – количество элементов плит перекрытий;

m – количество опор.

2. Составим уравнение равновесия действующих опорных реакций и вертикальных сил на вертикальную ось Z :

$$\sum Q_z = \sum_{i=1}^n qA_i + \sum_{j=1}^m R_j = 0 \quad (4.1)$$

3. Поскольку на практике количество элементов плит перекрытий всегда значительно больше количества опор:

$$n \gg m, \quad (4.2)$$

то с учетом равенства (4.1):

$$qA_i < R_j, \quad (4.3)$$

тогда согласно (4.3) при обеспечении несущей способности на действие поперечных сил по бетону на опоре будет обеспечена прочность любого отдельно взятого элемента перекрытия, что и требовалось доказать.

Следует отметить также, что в реальных монолитных железобетонных безбалочных плитах при действии равномерно распределенных

нагрузок главные наклонные трещины могут образовываться под углом близким к 45° . Это подтверждается конкретным примером, показанном на рис. 4, аварийного разрушения плиты покрытия стилобатной части здания в месте сопряжения с колонной на объекте в Москве рядом с Павелецким вокзалом в 2009 году. Тогда на этапе разработки рабочей документации новой проектной организацией были внесены изменения в первоначальный проект, который прошел экспертизу, в виде исключения капителей и уменьшения сечения колонн, что привело к реализации механизма продавливания.

Данный аспект с большой вероятностью был известен авторам методики расчета железобетонных плит на продавливание и поэтому с учетом других экспериментальных исследований послужил основой для использования в нормах соответствующего угла наклона пирамиды. Но тем не менее, подобный подход с учетом большого разнообразия конструктивных решений не является универсальным, обладает рядом вышеперечисленных недостатков и требует дальнейшего развития.



Рис. 4. Плита покрытия стилобата после разрушения

В следующих публикациях на основе экспериментальных исследований [2; 7; 8] и предложений по совершенствованию методики расчета плит на продавливание в [7] будет проведен сравнительный анализ расчетов несущей способности на действие поперечных сил и продавливание для выработки единого и универсального подхода к расчету железобетонных плит.

Выводы

1. На основе анализа приведенных экспериментальных данных можно констатировать, что разрушение плит при действии поперечных сил и от продавливания имеет родственную природу и схожий механизм благодаря образованию и развитию главных наклонных трещин.

2. Нормативная методика расчета согласно требованиям п. 8.1.55 СП 63.13330.2018 на действие поперечных сил обладает существенным резервом по несущей способности и может приводить к необходимости усиления не затрагиваемых в процессе реконструкции зданий и сооружений железобетонных плит.

3. В сложившейся ситуации и текущих объемах строительства с применением монолитного железобетона создание единой и универсальной методики расчета железобетонных плит на действие поперечных сил и продавливание является актуальной задачей.

Список литературы:

1. Штаерман М.Я. Безбалочные перекрытия / М.Я. Штаерман, А.М. Ивянский. – М.: Гос. изд. литературы по строительству и архитектуре. 1953. – 335 с.

2. Гвоздев А.А. Переходные формы между разрушением по наклонному сечению и продавливанием / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов, К.Е. Ермуханов // Бетон и Железобетон. – 1980. – №3. – С. 27–29.

3. Иванов А. Развитие теории и прикладных методов оценки силового сопротивления монолитных гражданских зданий с учетом нелинейности деформирования: автореф. дис. ... д-ра техн. наук / А. Иванов. – М., 2008. – 44 с.

4. Карпенко С.Н. О современных методах расчета высотных зданий из монолитного железобетона / С.Н. Карпенко // Высотные здания. – 2007. – №3. – С. 34–39.

5. Карпенко Н.И. К построению общей методики расчета железобетонных плит на продавливание с учетом влияния моментов / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко // Вестник МГСУ. – 2011. – №3. – С. 86–91.

6. Карпенко Н.И. Практическая методика расчета железобетонных плит на продавливание по различным схемам / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко // Бетон и железобетон. – 2012. – №5. – С. 10–16.

7. Пекин Д.А. Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты / Д.А. Пекин // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – №10. – С. 20–28.

8. Петров А.Н. Экспериментальное исследование бетона при нагружении сжатием и срезом / А.Н. Петров // Бетон и железобетон. – 1965. – №11. – С. 34–36.

Пекин Дмитрий Анатольевич, канд. техн. наук, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» ИСА НИУ МГСУ, e-mail: dpekin@mail.ru

Dmitrii A. Pekin, Ph.D., Senior lecturer, The Reinforced Concrete and Stone Constructions Department of Moscow State University of Civil Engineering, e-mail: dpekin@mail.ru

Для цитирования:

Пекин Д.А. К расчету железобетонных плит на поперечные силы и продавливание // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 157–166.

Pekin D.A. About shear force and punching analysis of reinforced concrete slabs / D.A. Pekin // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 157–166.