

Конструктивные особенности и методики расчёта стыков железобетонных панелей

И.Ф. Ахметгалиев, О.В. Радайкин

Казанский государственный энергетический университет, г. Казань

Аннотация: Актуальность исследования обусловлена тем, что: во-первых, предлагаемая тематика лежит в русле утверждённой Правительством «Стратегии развития строительной отрасли и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации на период до 2030 года с прогнозом до 2035 года» от 31 октября 2022 г., которая предполагает увеличение доли индустриального домостроения, в том числе панельного; во-вторых, существующие методики расчёта стыков панельных зданий дошли до нас практически в неизменном виде с уровня развития строительной науки и инженерного дела 1980-х гг. прошлого века, что ведет к повышению материалозатрат и росту цен на недвижимость, следовательно, современная тенденция развития области строительства требует совершенствования этих методик. Современные подходы нелинейного моделирования и расчёта железобетона позволят применительно к панельным стыкам вскрыть резервы их несущей способности и получить более рациональное конструирование, что удешевит возведение рассматриваемых зданий в целом. Цель - провести сравнительный анализ существующих методик расчёта панельных стыков по двум группам предельных состояний, выявить их достоинства и недостатки. Наметить пути их совершенствования. Методы, примененные в ходе исследования: теоретические методы – хронологический, формализация, классификация, анализ, синтез, обобщение, сравнение. Проведённый анализ существующих методик зарубежных и отечественных норм проектирования, а также различных авторских методик, показал, что: 1) зарубежные и отечественные нормы основаны на методе предельных состояний; 2) нелинейная деформационная модель не применяется при расчете стыков железобетонных панелей; 3) для получения более точного НДС стыков железобетонных панелей необходима обработка большого объема данных, с применением компьютерных технологий. Проведенный анализ показывает, что применение компьютерных программных комплексов является наиболее перспективной методикой расчета строительных конструкций, позволяющей быстро и точно проводить расчеты, снижая себестоимость конструирования.

Ключевые слова: крупнопанельное домостроение, железобетонные панели, стык панелей, расчет стыков, классификация стыков, платформенный стык, деформационная модель, предельные усилия, компьютерное моделирование, конечный элемент.

Введение

Статья посвящена исследованиям, проводимым нами в русле утверждённой Правительством «Стратегии развития строительной отрасли и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации на период до 2030 года с прогнозом до 2035 года» от 31 октября 2022 г., которая предполагает увеличение доли индустриального домостроения, в том числе

крупнопанельного. Такой вид строительства за свою более чем 70-летнюю историю развития показал неоспоримые преимущества перед другими видами, это – высокие скорость монтажа и уровень надёжности (доверительной вероятности) при обеспечении требуемого качества железобетонных (далее ж/б) изделий, пониженный расход арматуры, независимость монтажа от времени года и др.

По данным Росстата, строительный сектор завершил 2024 год рекордными 107,44 млн. кв. м жилья. При этом доля крупнопанельного домостроения в последние годы только растёт и на сегодня составляет 14% от всего объёма возводимых жилых домов. Так, 119 542 м² составляет, по данным Росстата, среднемесячный ввод жилья застройщиками в Республике Татарстан (далее РТ). Доля строительства панельных домов в РТ составляет 24,8% от этой цифры [1]. Приводимые статистические данные показывают, что вопросы, связанные с совершенствованием конструктивных решений и их методов расчёта в области проектирования крупнопанельных зданий, являются весьма важными и актуальными.

Цель данной работы заключается в изучении нормативной и научно-технической литературы в сфере проектирования панельных ж/б зданий, для того чтобы наметить пути дальнейшего совершенствования методик расчёта и конструирования наиболее ответственных их элементов – стыков стен и перекрытий.

Для их расчётов по двум группам предельных состояний разными авторами предложены свои методики, представленные как в нормативной, так и научно-технической литературе. Практически все они базируются на методе предельных усилий, который в силу допущений, упрощающих инженерный расчёт, имеет определённые ограничения и погрешности, обычно в запас, что ведёт к перерасходу материалов [2, 3].

Литературный обзор

История крупнопанельного домостроения берет своё начало в 1910 году в пригородах Нью-Йорка, а в Советском Союзе впервые этим видом строительства стали заниматься в 40-х годах прошлого столетия. С тех пор конструкции панельных зданий претерпели значительные изменения, а их совершенствование продолжается и по сей день.

Эти здания возводят из сборных элементов – вертикальных стеновых панелей и горизонтальных панелей перекрытий [4]. Панели выпускаются поточным методом в соответствии с конструктивными решения по принятой серии. Они унифицированы и стандартизированы.

Наиболее ответственными элементами рассматриваемых зданий являются места соединения панелей между собой – вертикальные и горизонтальные стыки. На рис.1 представлена авторская наиболее полная, на наш взгляд, классификация панельных стыков. Каждый стык имеет свою специфику работы под нагрузкой. Так, на вертикальные стыки панелей стен действуют усилия сдвига [5], растяжения и сжатия [6, 7]. В зависимости от конструкции они по-разному сопротивляются данным воздействиям и согласно этому их подразделяют на упругоподатливые и жёсткие (монолитные).

Упругоподатливыми стыками являются соединения стальными связями, которые соединяют панели в единую конструкцию посредством сварки, либо иными способами.

Стыки уложенных на стеновые панели плит перекрытия относятся к горизонтальным типам стыков. Перед установкой плиты на места его опирания укладывают цементный раствор для образования надёжного заполненного шва, что обеспечивает необходимую ветро- гидрозащиту.

В стыках контактного типа нагрузки передаются через растворный шов непосредственно от панели на панель, а в стыках платформенного типа –

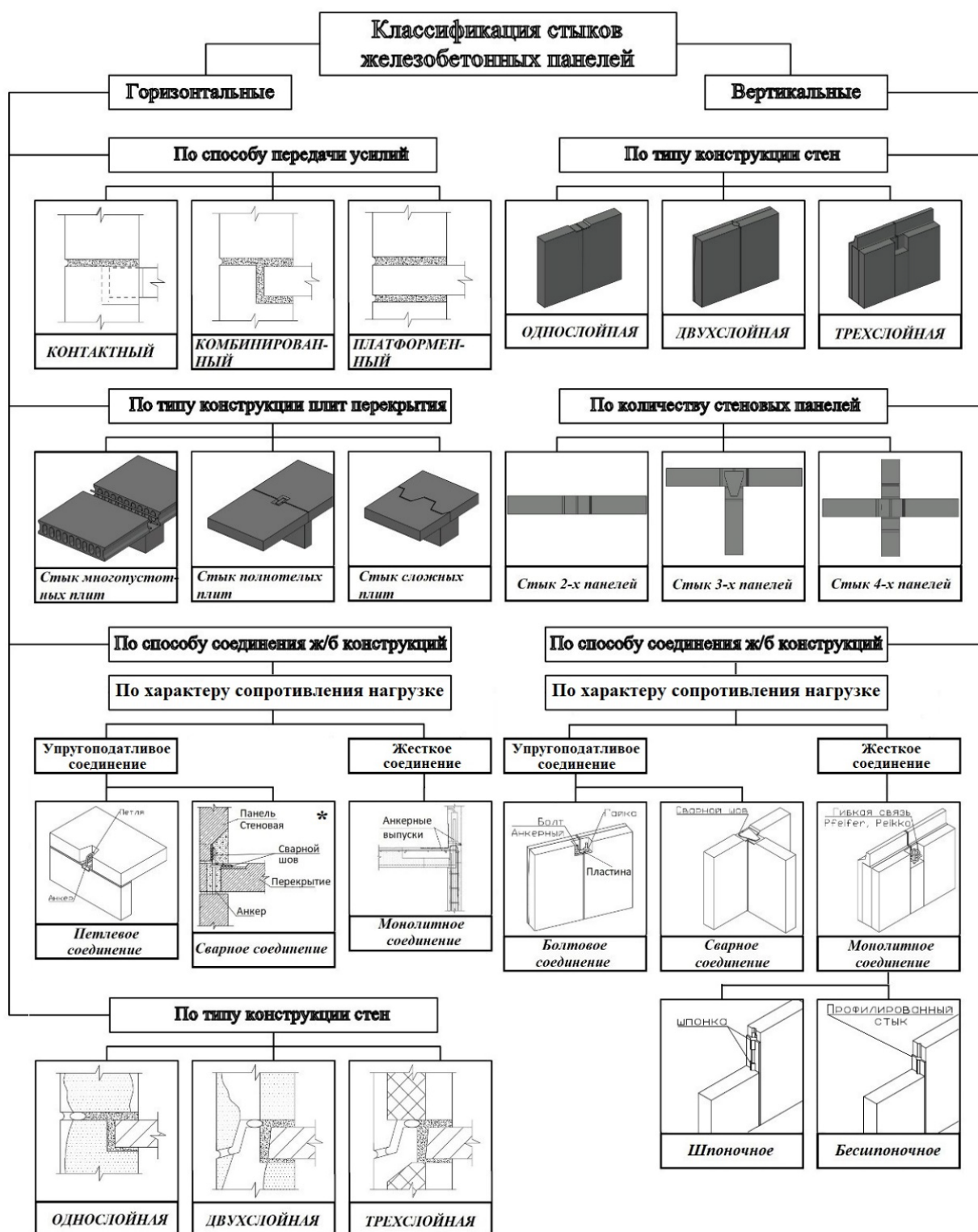


Рис. 1. - Классификация стыков панелей

через опорную часть плиты перекрытия. В случае комбинированного стыка торец перекрытия воспринимает усилия частично, тогда как оставшаяся нагрузка также передается от стены к стене. В монолитном стыку усилия

передаются через бетон монолитного участка стыка [8].

Рассмотрим более конструктивные особенности упругоподатливого сварного горизонтального стыка на примере стыка из Каталога - 5.2 разработанного Архитектурным бюро АБ-1 для строительства серийных многоквартирных домов, изображенном на рис.2. В данном стыке соединение панелей осуществляется путем их сваривания между собой через заранее вмонтированные в саму панель металлические пластины, называемые закладными деталями. Закладные детали имеют различную конфигурацию и устанавливаются в саму панель на этапе изготовления. Конструирование и расчёт закладных деталей ведётся по рекомендациям по проектированию стальных закладных деталей для железобетонных конструкций НИИЖБ.

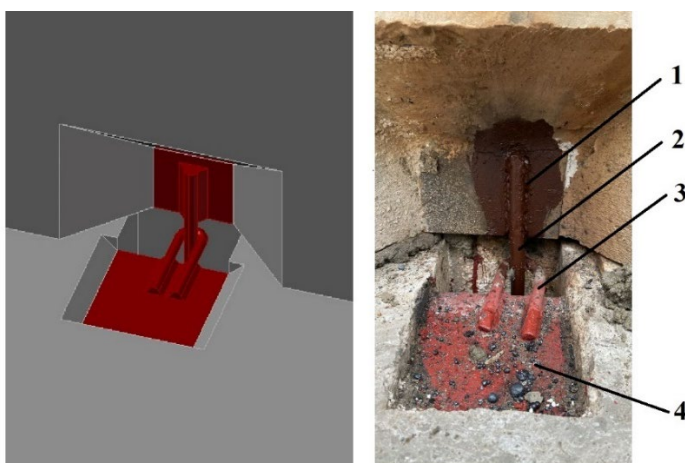


Рис. 2. - Сварной горизонтальный упругоподатливый стык панелей (Каталог 5.2, Архитектурное бюро АБ-1): 1-сварной шов, 2-анкерный выпуск стеновой панели, 3-стержень, соединяющий плиту перекрытия и стеновые панели, 4-пластина закладной детали

От коррозии стальные связи защищаются бетонированием цементно-песчаным раствором или мелкозернистым бетоном, и покраской специальным антикоррозионным лаком. Данный способ соединения прост и надежен, однако при работе с ним требуется наличие квалифицированного

работника и сварочного аппарата. Узел такого типа нашёл широкое применение в крупнопанельном домостроении и продолжает совершенствоваться.

Ныне применяемые методики созданы на базе методе предельных состояний, а точнее, на одном из его частных случаев - метода предельных усилий. В условиях повышенной нагрузки у технического объекта могут возникнуть состояния, при которых объект перестает удовлетворять к предъявленным требованиям конструкционной безопасности и пригодности к эксплуатации, другими словами, достигается предельное состояние объекта. Достижение этого состояния является не допустимым, с учетом этого факта методики и были разработаны. Из-за наличия в методе запасов (коэффициентов надёжности, имеющих, как правило, постоянное значение, не зависимо от конкретных условий) на практике получают существенный перерасход материалов. Более точное определение напряженно деформированного состояния (далее НДС) таких стыков с учётом физической нелинейности бетона и арматуры, податливости монтажных соединений и других факторов позволит вскрыть резервы несущей способности и жёсткости стыков.

Конструкции крупнопанельных железобетонных жилых домов проверяют расчетным путем по предельным состояниям двух групп, согласно ГОСТ 27751. Первая группа связана с потерей несущей способности и аварийной ситуацией, вторая — с нарушением нормальной эксплуатации.

Проводимые расчеты конструкции панельного здания разделены на два этапа. В первом этапе рассчитывается напряженно-деформированное состояние всей конструкции, а во втором этапе производится конструктивный расчет отдельно взятых элементов системы, например, закладных деталей.

По полученным на первом этапе расчетов результатам проводится оценка на эксплуатационную пригодность конструкции панельного дома, которая возможна только при соблюдении требований нормативных документов. К таким требованиям относится ряд основных параметров, такие как расчетное сопротивление сжатию, деформации и воспринимаемые панелями усилия, которые в последующем сравниваются с предельно-допустимыми значениями, приведенными в СП 20.13330, СП 22.13330, СП 63.13330 [9]. К результатам проведенных расчетов на первом этапе также относятся полученные усилия и деформации на несущих элементах конструкции, т. е. в стыках.

Горизонтальные стыки, а именно: контактные, платформенные и комбинированные стыки панелей рассчитываются по Пособию по проектированию жилых зданий. Вып.3. Конструкции жилых зданий. Условие прочности разных видов стыков одинаковое: предельное состояние наступает при воздействии на объект максимально возможной нагрузки, превышение которой ведет к ее разрушению. Соответственно, напряжения, возникающие в сечении элемента, будут равны нагрузке, разделенной на площадь сечения:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq R \quad (1)$$

где σ - напряжение, возникающее в сечении элемента ($\text{кг} / \text{см}^2$); N – усилия от внешней нагрузки (кг); A - площадь сечения элемента (см^2); R - расчетное сопротивление материала ($\text{кг} / \text{см}^2$).

Условие прочности для стыков разных видов согласно пособию:

$$N \leq N_c, \quad (2)$$

где N_c – несущая способность, зависящая от формулы расчета,

$$N_c = R_c t d_i; \quad (3)$$

R_c – приведенное сопротивление бетона сжатию в стыке:

$$R_c = R_{bw} \eta_m \eta_i, \quad (4)$$

где R_{bw} – прочность бетона, в зависимости от класса, принимается равной призменной прочности: $R_{bw} = R_b$; η_m – коэффициент учитывающий податливость растворного шва; η_i – коэффициент, который учитывает тип стыка; t – толщина стены; d_i – расчетная длина простенка;

Рассматриваемый в работе стык относится к платформенным типам стыков, а значит коэффициент η_i , зависящий от типа горизонтального стыка, должен быть рассчитан по формуле № 2 таблицы № 1.

Таблица № 1

Формулы для расчета коэффициента η_i в зависимости от типа
горизонтального стыка

№ формулы	Тип стыка по передаче нагрузок	Формула расчета η_i
1	Контактный стык	$\eta_i = \frac{(b_{con} - \delta_{con}) d_{con} \eta_{con}}{t d_i}$
2	Платформенный стык	$\eta_i = \frac{(b_{pl} - \delta_{pl}) \gamma_{pl} \eta_{pl}}{t}$
3	Контактно-платформенный стык	По контактному участку: $\eta_j^{sup} = \frac{(b_{con} - \delta_1) \eta_{con} + 0.8 \gamma_{pl} (b_{pl}^{sup} - \delta_2^{sup}) \eta_{pl}}{t}$ По платформенному участку: $\eta_j^{inf} = \frac{(b_{con} - \delta_1) \eta_{con} + 0.8 \gamma_{pl} b_{pl,red}^{inf}}{t}$
b_{con} — размер по толщине стены контактной площадки, через которую в стыке передается сжимающая нагрузка; δ_{con} — расчетное изменение номинального размера контактной площадки, принимаемое равным: для стыков с односторонним опиранием плит перекрытий, в которых хотя бы один край контактной площадки совпадает с гранью стены, а также для контактных стыков вне зоны опирания перекрытий $\delta_{con} = \delta_w$; в остальных		

Продолжение таблицы №1

случаях $\delta_{con} = 0$; δ_w - возможное смещение стеновой панели относительно проектного положения; d_{con} — размер по длине стены контактного участка стыка (за минусом гнезд для опирания плит перекрытий); η_{con} — коэффициент, принимаемый равным меньшему из значений коэффициентов η_{lok} и η_{for} ;

b_{pl} — суммарный размер по толщине стены платформенных площадок, через которые в стыке передается сжимающая нагрузка; при скошенных торцах плит перекрытий прочность стыка проверяется отдельно в уровне верхней и нижней опорных зон сборных элементов стены, принимая соответствующие размеры платформенных площадок; при монолитных стенах прочность проверяется только для сечения в уровне верха плит перекрытия; δ_{pl} — возможное суммарное смещение в платформенном стыке плит перекрытий относительно их проектного положения, принимаемое при типовом проектировании зданий для платформенных стыков с двухсторонним опиранием плит перекрытий равным $1,45\delta_p$; γ_{pl} — коэффициент, учитывающий неравномерность нагружения платформенных площадок и принимаемый в зависимости от опирания плит перекрытий на стены равным 0,9 — при двухстороннем опирании; η_{pl} — коэффициент, зависящий от соотношения расчетных прочностей при сжатии бетона стены R_{bw} и бетона опорных участков плит перекрытий R_{bp} .

Коэффициент η_i является одним из основных коэффициентов, точность определения которых ключевым образом влияет на результаты расчетов несущей способности и податливости стыка.

Рассматриваемый в работе платформенный тип стыка панелей имеет соединения стальными связями, которые в значительной степени влияют на несущую способность стыка. Для получения точного значения коэффициента η_i необходимо учитывать влияние стальных связей конструкции.

Расчет прочности вертикальных стыков на сжатие выполняется аналогично расчету горизонтальных.

Прочность плоских, бесшпоночных горизонтальных стыков при сдвиге проверяется по формуле:

$$V \leq (R_t + \sigma) A_c, \quad (5)$$

где R_t - сопротивление растворного шва срезу, принимаемое для растворов марки 50 и выше, в случае, когда во всех расчетных комбинациях нагрузок стык сжат, принимают равным 0,16 МПа (1,6 кгс/см²), а в случае, когда равнодействующая сила проходит вне ядра сечения, $R_t = 0$; σ - среднее напряжение сжатия в сжатой зоне горизонтального стыка; η - коэффициент трения, принимаемый для горизонтальных стыков равным: для плоских стыков сборных элементов - 0,6; для горизонтальных технологических швов бетонирования монолитных стен, выполняемых без специальной обработки - 1; A_c - площадь сжатой зоны стыка.

Ввиду большого количества вводимых коэффициентов полученная картина работы стыка на сжатие и на сдвиговые усилия далека от реальной. Эти коэффициенты призваны скомпенсировать неучтенную нелинейность поведения бетона и арматуры под нагрузкой, из-за чего имеют большие запасы.

Также, к недостаткам метода предельных усилий можно отнести ее преимущественное применение к железобетонным элементам прямоугольного сечения, так как расчетные формулы необходимых коэффициентов приведены только для элементов простых сечений. Это усложняет расчетные работы, применительно к элементам с изменяющимся сечением, для чего может потребоваться ввод дополнительных коэффициентов.

Применения этих расчетных формул ведет к повышению коэффициентов запасов прочности железобетонных стыков, что в свою очередь приводит к повышению материальных затрат. Для решения

поставленной задачи по снижению себестоимости жилых площадей необходимо учесть влияние связующих элементов стыка, таких как закладные детали и свариваемые элементы конструкции.

В каждой стране есть свои законы и нормы гражданского строительства. Например, качество строительства в Финляндии гарантируется, прежде всего, соблюдением общих требований финского законодательства по строительству (SFN-EN ISO 9000; 9001). Европейские нормы расчетов железобетонных конструкций во многом схожи с отечественными, но есть и ряд различий [10].

При проектировании и конструировании жилых многоквартирных зданий в странах Европейского союза принято руководствоваться нормативными документами, именуемыми Еврокодами (европейские кодексы).

Основой Еврокодов также служит усовершенствованный метод расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям, разработанный в СССР. Они представляют собой систему европейских нормативных документов (аналоги Сводов правил в Российской Федерации), обеспечивающих единые стандарты безопасности и надежности зданий и сооружений при их строительстве и эксплуатации [11]. В таблице № 2 приведены расчетные формулы норм зарубежных стран по оценке прочности бетона при действии местных нагрузок [12].

Условием прочности для всех вышеперечисленных формул является то, что усилие от внешних нагрузок не должно превысить несущую способность стыка:

$$N \leq N_{сеч} = R_{b,loc} A_{loc}; \quad (6)$$

где N - усилие от внешней нагрузки; $N_{сеч}$ - несущая способность стыка; $A_{loc,1}$ - площадь передачи усилия N ; $A_{loc,2}$ - расчетная площадь сечения, принимаемая по формулам, приведенным в нормах [13].

Таблица № 2

Расчетные выражения по оценке прочности бетона в контактных стыках при действии местных нагрузок, используемые в разных странах.

№№ П.п.	Страна	Расчетное выражение
1.	СНиП (РФ)	$R_{b,loc} = \alpha^3 \sqrt{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}} R_b = \varphi_b R_b \leq 2.5 R_b$
	СП (РФ)	$R_{b,loc} = 0.8 R_b \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}} \leq 2.5 R_b$
2.	DIN1045 (Германия)	$R_{b,loc} = \left(\frac{R}{2.1} \right) \sqrt{\frac{A_{loc,2}}{A_{loc,1}}} \leq 1.4 R$
3.	СС ВА 68 (Англия)	$R_{b,loc} = \left(\frac{R}{1.6} \right) \left[4 - 5 \sqrt{\frac{A_{loc,2}}{A_{loc,1}}} + 2 \left(\frac{A_{loc,1}}{A_{loc,2}} \right) \right]$
4.	ACI-318-77 (США)	$R_{b,loc} = 0.6 R \sqrt{\frac{A_{loc,2}}{A_{loc,1}}} \leq 1.19 R$
5.	СЕВ-FIP (код ФИП, Франция)	$R_{b,loc} = \left(\frac{R_c}{1.5} \right) \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}} \leq 2.2 R_c; R_c = 0.8 R$

Сравнивая предельные значения расчетных усилий, видно, что отечественные нормы дают более высокие значения. Это говорит о ряде различий в значениях используемых в них коэффициентов.

В отличие от отечественных норм, в Еврокоде принята единая методика расчета пролета конструкций. Еврокод обеспечивает трещиностойкость за счет гибкой системы требований, учитывающей свойства материалов, геометрию элемента и условия эксплуатации. Это

позволяет оптимизировать армирование, сохраняя контроль над трещинообразованием.

В отечественных нормах расчетное сопротивление арматуры является определяющим параметром при расчете воздействия изгибающего момента на железобетонную конструкцию. В Еврокоде расчеты прочности бетонной части и арматуры проводятся независимо и дифференцированно, достижение предельных напряжений в арматуре и бетоне рассматривается отдельно [14, 15]. В таком случае Еврокод имеет иной подход к обеспечению безопасности сооружений, исключая возможность переармирования конструкций.

Принятые предпосылки позволяют обойтись без относительной высоты сжатой зоны бетона и использовать вместо этого дополнительный коэффициент, что позволяет значительно упростить расчет, но вместе с этим и НДС таких элементов становится неточной.

Исходя из всего вышеперечисленного, можно сделать вывод, что зарубежные формулы расчетов стыков не имеют существенных преимуществ в вопросах снижения себестоимости панельных зданий. Применяемые в отечественной практике проектирования методики расчета, описанные в актуальных нормативных документах, не уступают Еврокодам в вопросах экономичности конструирования.

В современной практике расчетов крупнопанельных домов принято руководствоваться СП 63.13330, в котором расчеты железобетонных элементов ведутся по нелинейной деформационной модели (далее НДМ). НДМ преимущественно разрабатывалась для расчетов стержневых элементов (балки, колонны и т. п.) [16]. В отличие от стержневых элементов, рассматриваемые в работе стыки железобетонных панелей представляют собой сложную конструкцию, находящуюся в трехмерном НДС, что делает применение НДМ для их расчетов невозможным.

Исходя из описания вышеизложенных методик, конструкция стыка представляет собой сложную многокомпонентную систему, расчет которой стержневыми аналогами и усредненными коэффициентами ведет к потере точности полученных результатов. Также, при расчетах данными методиками необходимо вводить дополнительно коэффициенты надежности, значения которых могут варьироваться в диапазоне от 1,1 до 1,4, чтобы свести неточности расчета к минимуму.

Устранить эти недостатки возможно на основе компьютерного моделирования в трехмерной постановке задачи с учетом детальной проработки геометрии модели и нелинейных физико-механических свойств материалов. Решить поставленную задачу позволяют специализированные программные комплексы, используемые в современных электронно-вычислительных машинах (далее ЭВМ).

Современные средства автоматизированного проектирования и расчета (далее САПР), такие как ANSYS, NASTRAN и т.д., позволяют выполнять расчеты практически любых конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности (в том числе и одновременно), учитывать образование трещин, различные диаграммы деформирования материалов и т.д. Все эти программные комплексы основываются на расчетах методом конечных элементов, т.е. на дискретизации имеющейся модели на подобласти и работе с матричными функциями. Существуют и более простые альтернативные программы, направленные именно на расчет строительных конструкций, например, Лира, MicroFE и др. Наиболее подходящим инструментом для расчета принятого стыка железобетонных панелей является ANSYS.

Создаваемая при этом компьютерная модель является идеализированным представлением реальной конструкции, которая отражает фактическую работу конструкций панелей только с определенной долей

приближения. «Проблема выбора адекватной расчетной схемы сооружения является одной из самых основных и сложных задач, возникающих при расчете конструкций» [17].

Для одной железобетонной конструкции может существовать несколько расчетных моделей, в зависимости от требований к выходным данным расчета. Эти модели могут описывать различные ситуации, и поведение конструкции в них, в том числе обрушения из-за потери элемента конструкции [18]. Переход от расчетной схемы к расчетной модели также использует ряд упрощающих гипотез, позволяющих представить работу конструкции через небольшое число расчетных параметров: гипотеза плоских сечений, гипотеза сплошности (неразрывности) материала, гипотеза однородности и т. п.

Основной сложностью при проведении расчетов панельных зданий является учет соединений панелей друг с другом. Соединение и взаимодействие ж/б изделий между собой происходит в стыках или швах. Исходя из вышесказанного, существует великое множество разновидностей стыков, но все они делятся на два основных вида: вертикальные и горизонтальные стыки. Узлы соединения панелей увеличивают пространственную жесткость здания, и для каждого вида следует учесть конструктивные особенности работы стыка.

В общем виде конструктивная схема работы вертикального стыка основана на следующих положениях [19, 20]:

- стыки и швы делят собой армирование между стеновыми панелями;
 - вертикальный стык не работает вдоль плоскости панели;
 - в работе стыка на сжатие и срез участвует заполнитель;
 - в работе стыка на горизонтальные нагрузки участвуют закладные детали;
 - не учитываются сжимающие усилия в закладных деталях.
-

Моделирования стыка горизонтального типа производят с учетом следующих условий:

- стыки и швы делят армирование всех панелей в узле;
- в работе стыка на сжатие и срез участвует заполнитель (раствор или бетон);
- в работе стыка на горизонтальные нагрузки участвует сечение плиты перекрытия;
- в закладных деталях, обычно, не учитываются усилия на сжатие;
- растягивающие усилия могут появляться в основном при аварийных воздействиях и действии горизонтальных нагрузок от ветровых и сейсмических воздействий.

Для упрощения расчета и снижения нагрузки на ЭВМ, в процессе моделирования конструкции стыка допускается применять некоторые упрощения, например, заменить, при расчетах горизонтальных стыков, узел соединения стеновых панелей между собой через закладные детали, чтобы не учитывать сварные соединения, на эквивалентный по прочностным характеристикам арматурный стержень, замоноличенный в конструкцию панелей.

Полученные при этом результаты расчетов дискретной модели более точно описывают работу системы под различными нагрузками. При этом не обязательно дискретизировать модель на слишком малые подобласти, влияние на точность расчетов будет незначительной, поэтому основной проблемой остается подбор оптимально количества конечных элементов системы. Явным преимуществом такого подхода является возможность учесть физическую нелинейность и составить фактическую схему деформирования конструкции на всех этапах нагружения.

Материалы и методы

Основная цель исследования состояла в проведении анализа нормативной документации в сфере строительства крупнопанельных железобетонных зданий, а также в сборе, структурировании описанных в них методик расчета стыков железобетонных стеновых панелей.

Данная цель достигнута путем сравнительного и логического анализа отечественных и зарубежных норм гражданского строительства. С философской и аналитической точки зрения рассматривается перспективность применения нелинейной деформационной модели железобетона и метода конечных элементов в расчетах конструкции панельных домов. Логическое сопоставление преимуществ и недостатков этих методов, которые выявлены путем многочисленных теоретических исследований, дает трезво судить о возможности и целесообразности применения этих методик при расчетах стыков железобетонных панелей.

Результаты и обсуждение

Метод предельных усилий является основным методом расчета железобетонных конструкций. Принятые при этом большие коэффициенты запаса надежности и допущения призваны упростить процесс расчета, вызванное ограниченности вычислительных мощностей и времени. Европейские нормы также основаны на методе предельных усилий с использованием усредненных коэффициентов.

Создать методику расчета таких сложных конструкций, как стыки ж/б панелей, с применением НДМ (работающей с нормальным сечением железобетонного элемента) на сегодняшний день невозможно.

Полученные в ходе подобных теоретических исследований результаты показывают, что стыки железобетонных панелей работают нелинейно, что дает основание для совершенствования методик и описанных в них формул расчета прочности стыков железобетонных стеновых панелей.

Метод конечных элементов, применяемый в современных САПР для расчетов ж/б конструкций, объединяет в себе преимущества обоих методов. Применение программного комплекса ANSYS позволяет избежать усредненных коэффициентов при расчете прочности стыков панелей, а также учесть переменчивый характер сечения, прочности и нагружения рассматриваемого стыка.

Заключение

1. Анализ литературы показал, что для расчётов стыков по двум группам предельных состояний разными авторами предложены свои методики, представленные как в нормативной, так и научно-технической литературе. Практически все они базируются на методе предельных усилий, который в силу допущений, упрощающих инженерный расчёт, имеет определённые ограничения и погрешности обычно в запас, что ведёт к перерасходу материалов в среднем на 20–30%.

2. Современные вычисленные комплексы типа ANSYS позволяют проводить расчёты строительных конструкций в трехмерной постановке, с учётом физической нелинейности материалов, а также позволяют учитывать контактные взаимодействия различных компонентов узловых стыков, то есть в целом учитывать их действительную работу под нагрузкой.

3. Тем не менее, за период начиная с 1950г. по настоящее время был накоплен обширный практико-экспериментальный объём знаний о работе стыков в различных условиях, который успешно может быть применён при создании компьютерных моделей. Например, данный опыт позволяет учесть податливость стальных узловых деталей, а также нелинейную работу железобетона под нагрузкой.

Литература

1. Москаленко, А. Татарстан в плюсе // Строительная газета, 2017. URL: stroygaz.ru/publication/dwelling/tatarstan-v-plyuse/.
 2. Ахметгалиев И.Ф., Радайкин О.В. Современные методы расчета стыков железобетонных стеновых панелей // Тинчуринские чтения - 2023 “Энергетика и цифровая трансформация”: Материалы Международной молодежной научной конференции. В 3-х томах. Том 2. Под общей редакцией Э.Ю. Абдуллазянова. Казань, 2023. С. 553-556.
 3. Pal P., Chahar A.S. Study on various properties of reinforced concrete – A review // Materialstoday: Proceeding, 2022, №65 (2). Pp. 597-602.
 4. Tang Jian, Zheng Zhaofeng, Chen Minsi, Hu Huihui, Sun Yaru. Analysis of connection structure of prefabricated reinforced concrete exterior wall panels // Journal of Physics: Conference Series, 2021, №1904 (2021) 012020. 5p.
 5. Колокова Е.С., Репекто В.В. Конструктивное решение вертикальных стыков бетонных панелей (бетонные и железобетонные шпоночные стыки и бесшпоночные стыки) // Вектор развития современной науки: XXX Международная научно-практическая конференция. Москва, 2018. С. 102-104.
 6. Todut C., Dan D., Stoian V. Theoretical and experimental study on precast reinforced concrete wall panels subjected to shear force // Engineering Structures, 2014, Vol. 80. Pp. 323–338.
 7. Люблинский В.А. Податливость вертикальных связей сдвига панельных зданий // Строительство и реконструкция, 2022, №3. С. 32-39.
 8. Плешивцев А.А. Проектирование и строительство зданий и сооружений // Учебное пособие для СПО: Саратов, 2020. 364с.
 9. Трофимов Д. П. Анкеровка рабочей арматуры подошвы столбчатого фундамента согласно СП 63.13330.2012 и СП 63.13330.2018 // Молодой ученый, 2022, № 35 (430). С. 20-25. URL: moluch.ru/archive/430/94681/.
-

10. Полетаев К.Н., Юферева А.Д. Сравнение отечественной и зарубежной систем управления качеством строительства // StudArctic forum, 2017, № 1(5). С. 65–76.

11. Ба А., Сако Б. Основы расчета изгибаемых железобетонных элементов по EN 1992 и национальным стандартам РФ // Молодой исследователь Дона – ДГТУ, 2018, №2. С. 9-15.

12. Franco Carpio, Sergio Márquez-Domínguez, Andres Carmona, Rolando Salgado, Alejandro Vargas, José Barradas, Dariniel Barrera. Flexo-compressive strength of reinforced concrete frame elements considering corrosion process // Buildings, 2022, №12 (12) 2203. 15p. URL: doi.org/10.3390/buildings12122203/.

13. Филиппов В.А., Тошин Д.С. Основы расчета железобетона: электронное учебное пособие // Тольятти: Изд-во ТГУ, 2017. 216с.

14. Антонова М.В., Глушко Д.В., Беляева С.В., Пакрастинш Л. Сравнительный анализ Европейской и Российской технической документации строительных материалов // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2014, № 4(19). С. 34-50.

15. Igli Kondi, Julian Kasharaj. The calculation of a concrete reinforcement under the action of torsion moment, according to Eurocode and Albanian technical rules // UBT International Conference: University for Business and Technology, 2012. 11pp.

16. Пермин М. А. Расчет сборно-монолитных железобетонных элементов по прочности на основе нелинейной деформационной модели // Молодой ученый, 2021, № 11 (353). С.38-42. URL: moluch.ru/archive/353/79174/.

17. Водопьянов Р. Ю. Моделирование и расчет крупнопанельных зданий в ПК ЛИРА-САПР 2017 // Жилищное строительство, 2017, №3. С.42-48.

18. Завьялова О.Б., Куликов В.В. Особенности создания расчетных схем, расчета и конструирования многоэтажного каркасного здания с соблюдением мер защиты от прогрессирующего обрушения // Инженерно-строительный

вестник Прикаспия (научно-технический журнал): Астраханский государственный архитектурно-строительный университет. Астрахань, 2022, № 1 (39). С. 58–65.

19. Szczecina M. Winnicki A. Selected Aspects of Computer Modeling of Reinforced Concrete Structures // Archives of Civil Engineering, 2016, №62. Pp. 51-62.

20. Блажко В.П. Об определении податливости связей при формировании расчетных моделей панельных зданий // Жилищное строительство, 2017, №3. С. 17–21.

References

1. Moskalenko, A. Tatarstan v plyuse [Tatarstan in the black]. Stroitel'naya gazeta, 2017. 7 p. URL: stroygaz.ru/publication/dwelling/tatarstan-v-plyuse/.

2. Axmetgaliev I.F., Radajkin O.V. Sovremennyy'e metody` rascheta sty`kov zhelezobetonny`x stenovy`x panelej [Modern methods for calculating joints of reinforced concrete wall panels]. Tinchurinskie chteniya - 2023 "E`nergetika i cifrovaya transformaciya": Materialy` Mezhdunarodnoj molodezhnoj nauchnoj konferencii. V 3-x tomax. Tom 2. Pod obshhej redakciej E`.Yu. Abdullazyanova. Kazan`, 2023. pp. 553-556.

3. Pal P., Chahar A.S. Study on various properties of reinforced concrete – A review. Materialstoday: Proceeding, 2022, №65 (2). pp. 597-602.

4. Tang Jian, Zheng Zhaofeng, Chen Minsi, Hu Huihui, Sun Yaru. Analysis of connection structure of prefabricated reinforced concrete exterior wall panels. Journal of Physics: Conference Series, 2021, №1904 (2021) 012020. 5 p.

5. Kolokova E.S., Repekto V.V. Vektor razvitiya sovremennoj nauki: XXX Mezhdunarodnaya nauchno-prakticheskaya konferenciya. Moskva, 2018. pp. 102-104.

6. Todut C., Dan D., Stoian V. Engineering Structures, 2014, Vol. 80. pp. 323–338.

7. Lyublinskij V.A. Stroitel'stvo i rekonstrukciya, 2022, №3. pp. 32-39.
 8. Pleshivcev A.A. Proektirovanie i stroitel'stvo zdaniy i sooruzhenij [Design and construction of buildings and structures]. Uchebnoe posobie dlya SPO: Saratov, 2020. 364 p.
 9. Trofimov D. P. Molodoj ucheny'j, 2022, № 35 (430). pp. 20-25. URL: moluch.ru/archive/430/94681/.
 10. Poletaev K.N., Yufereva A.D. Sravnenie otechestvennoj i zarubezhnoj sistem upravleniya kachestvom stroitel'stva [Comparison of domestic and foreign construction quality management systems]. StudArctic forum, 2017, № 1(5). pp. 65–76.
 11. Ba A., Sako B. Molodoj issledovatel' Dona: DGTU, 2018, №2. pp. 9-15.
 12. Franco Carpio, Sergio Márquez-Domínguez, Andres Carmona, Rolando Salgado, Alejandro Vargas, José Barradas, Dariniel Barrera. Flexo-compressive strength of reinforced concrete frame elements considering corrosion process. Buildings, 2022, №12(12) 2203. 15 p. URL: doi.org/10.3390/buildings12122203/.
 13. Filippov V.A., Toshin D.S. Osnovy' rascheta zhelezobetona: e'lektronnoe uchebnoe posobie [Fundamentals of calculation of reinforced concrete: an electronic textbook]. Tol'yatti: Izd-vo TGU, 2017. 216 p.
 14. Antonova M.V., Glushko D.V., Belyaeva S.V., Pakrastinsh L. Stroitel'stvo unikal'ny'x zdaniy i sooruzhenij, 2014, № 4(19). pp. 34-50.
 15. Igli Kondi, Julian Kasharaj. The calculation of a concrete reinforcement under the action of torsion moment, according to Eurocode and Albanian technical rules. UBT International Conference: University for Business and Technology, 2012. 11 p.
 16. Permin M. A. Molodoj ucheny'j, 2021, № 11 (353). pp. 38-42. URL: moluch.ru/archive/353/79174/.
 17. Vodop'yanov R. Yu. Zhilishhnoe stroitel'stvo, 2017, №3. pp. 42-48.
-



18. Zav`yalova O.B., Kulikov V.V. Inzhenerno-stroitel'ny`j vestnik Prikaspiya (nauchno-texnicheskij zhurnal): Astraxanskij gosudarstvenny`j arxitekturno-stroitel'ny`j universitet. Astraxan`, 2022, № 1 (39). pp. 58–65.

19. Szczecina M. Winnicki A. Selected Aspects of Computer Modeling of Reinforced Concrete Structures. Archives of Civil Engineering, 2016, №62. pp. 51-62.

20. Blazhko V.P. Zhilishhnoe stroitel'stvo, 2017, №3. pp. 17–21.

Дата поступления: 1.07.2025

Дата публикации: 25.08.2025