

СОХТМОН ВА МЕЪМОРӢ - СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА - CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE

УДК: 624.012.45:004.942

DOI: 10.65599/ENG7842

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ УЗЛА СОПРЯЖЕНИЯ ПЛИТЫ С КОЛОННОЙ В БЕЗРИГЕЛЬНОМ КАРКАСЕ

И.С. Муминов

Таджикский технический университет имени академика М.С. Осими, г. Душанбе, Республика Таджикистан

В статье рассмотрено напряжённо-деформированное состояние узла сопряжения плиты с колонной в безригельном железобетонном каркасе при возрастающей нагрузке. Расчётная 3D-модель узла выполнена в масштабе 1:1 с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР. Расчёт проведён с учётом физической нелинейности бетона и арматуры. В качестве материала принят тяжёлый бетон класса В25, а продольная арматура класса А500, поперечная арматура А240 задана с учётом физической и геометрической нелинейности. Нагрузка равномерно распределялась по площади плиты и поэтапно увеличивалась с шагом 1 кН/м² до максимального значения 30 кН/м². В процессе расчёта проанализированы нормальные и касательные напряжения, характер развития локального трещинообразования в бетоне, а также нормальные усилия в арматуре. Установлено, что наиболее напряжённой является приопорная зона у грани колонны, где наблюдается концентрация напряжений. При дальнейшем увеличении нагрузки зона повреждений постепенно расширяется вдоль направлений скрытых балок. Полученные результаты показывают, что скрытые балки участвуют в перераспределении усилий и влияют на характер работы узла, что позволяет оценить особенности его напряжённо-деформированного состояния при возрастающей нагрузке.

Ключевые слова: безригельный каркас, узел сопряжения плиты с колонной, напряженно-деформированное состояние, ЛИРА-САПР, физическая нелинейность, скрытая балка, трещинообразования, нормальные напряжения.

ТАҲҚИҚОТИ АДАДИИ ҲОЛАТИ ШИДДАТНОКИЮ-ШАКЛТАҒИРИИ ГИРЕҲИ ПАЙВАСТШАВИИ ПЛИТА БО СУТУН ДАР СИНЧИ БЕБОЛОР

И.С. Муминов

Донишгоҳи техникии Тоҷикистон ба номи академик М.С. Осимӣ, ш. Душанбе, Ҷумҳурии Тоҷикистон

Дар мақола ҳолати шиддатнокӣю шаклтағирии гиреҳи пайвастишавии плита бо сутун дар синчи беболори оханубетонӣ хангоми афзоиши боргузорӣ баррасӣ шудааст. Модели ҳисобии ҳаҷмии 3D-и гиреҳ бо миқёси 1:1 бо истифода аз маҷмааи барномавии ЛИРА-САПР таҳия гардидааст. Ҳисоб бо дарназардошти ғайрихаттии физикии бетон ва арматура иҷро карда шудааст. Ба сифати мавод бетони вазини синфи В25, арматураи тӯлӣ аз синфи А500 ва арматураи арзӣ аз синфи А240 қабул гардида, ғайрихаттии физикӣ ва геометрӣ ба назар гирифта шудааст. Боргузорӣ ба таври баробар дар тамоми масоҳати плита тақсим гардида, марҳила ба марҳила бо қадами 1 кН/м² то қимати максималии 30 кН/м² зиёд карда шудааст. Дар раванди ҳисоб шиддатҳои нормалӣ ва расанда, хусусияти инкишофи тарқишҳои маҳаллӣ дар бетон, инчунин қувваҳои нормалӣ N дар арматура таҳлил карда шуданд. Муайян гардид, ки минтақаи аз ҳама бештар шиддатнок қисми таъягоҳӣ дар наздикии канори сутун буда, дар он ҷо концентратсияи шиддатҳо мушоҳида мешавад. Ҳангоми минбаъд зиёд намудани боргузорӣ минтақаи осебдида тадриҷан дар самти болорҳои пинҳонӣ васеъ мегардад. Натиҷаҳои бадастомада нишон медиҳанд, ки болорҳои пинҳонӣ дар тақсим намудани қувваҳои дохилӣ иштирок намуда, ба хусусияти кори гиреҳ таъсир мерасонанд. Ин имкон медиҳад, ки хусусиятҳои ҳолати шиддатнокӣю шаклтағирии гиреҳ ҳангоми афзоиши боргузорӣ арзёбӣ карда шаванд.

Калидвожаҳо: синчи беболор, гиреҳи пайвастишавии плита бо сутун, ҳолати шиддатнокӣю-шаклтағирии, ЛИРА-САПР, ғайрихаттии физикӣ, болори пинҳонӣ, тарқишпайдошавӣ, шиддатҳои нормалӣ, шиддатҳои расанда.

NUMERICAL STUDY OF THE STRESS-STRAIN STATE OF THE SLAB-COLUMN JOINT IN A BEAMLESS FRAME

I.S. Muminov

Tajik Technical University named after academician M.S. Osimi, Dushanbe, Tajikistan

The article considers the stress-strain state of the slab-column connection in a flat-slab reinforced concrete frame under increasing load. A 3D computational model of the connection was developed at a 1:1 scale using the LIRA-SAPR software package. The analysis was performed taking into account the physical nonlinearity of concrete and reinforcement. Heavy concrete of class B25, longitudinal reinforcement of class A500, and transverse reinforcement of class A240 were adopted as materials, with physical and geometric nonlinearities taken into account. The load was uniformly distributed over the entire slab area and increased stepwise by 1 kN/m² up to a maximum value of 30 kN/m². During the analysis, normal and shear stresses in concrete, the development of local cracking, as well as normal forces N in the reinforcement were analyzed. It was established that the most highly stressed zone is the support region near the column face, where stress concentration is observed. With a further increase in load, the damaged zone gradually expands along the directions of the hidden beams. The obtained results show that

the hidden beams participate in the redistribution of internal forces and affect the behavior of the connection. This makes it possible to assess the specific features of the stress-strain state of the connection under increasing load.

Keywords: beamless frame, slab-column joint, stress-strain state, LIRA-SAPR, physical nonlinearity, hidden beam, crack formation, normal stresses.

Введение (Introduction)

Одним из эффективных методов оценки достоверности результатов экспериментальных исследований является численное моделирование, выполняемое с применением современных программных комплексов. При расчёте строительных конструкций и решении инженерных задач данный подход получил широкое распространение благодаря развитию и внедрению специализированных расчётных программных комплексов, в числе которых ANSYS, ABAQUS, SCAD Office, SAP2000, ETABS, ЛИРА–САПР и др. [2–3, 5–7]. Численное моделирование позволяет получить более полную информацию о характере работы конструктивных элементов, распределении напряжений и деформаций, перемещениях, внутренних усилиях и последовательности развития повреждений при увеличении внешней нагрузки.

Особый интерес представляет исследование узлов сопряжения плиты с колонной в безригельных железобетонных каркасах. В таких конструктивных системах отсутствуют традиционные ригели, вследствие чего значительная часть усилий передаётся непосредственно от плиты к колонне через ограниченную по площади опирательную зону. Это приводит к концентрации напряжений в области сопряжения и требует детального изучения напряжённо-деформированного состояния узла. Одним из наиболее существенных факторов, определяющих надёжность такого соединения, является характер распределения нормальных и касательных напряжений, а также развитие деформаций и повреждений при возрастающей нагрузке.

В настоящем исследовании рассматривается напряжённо-деформированное состояние узла сопряжения плиты с колонной с использованием программного комплекса ЛИРА–САПР. Расчётная модель узла выполнена в масштабе 1:1, что позволяет более детально исследовать характер распределения напряжений, деформаций и внутренних усилий в элементах конструкции. Применение объёмных конечных элементов обеспечивает возможность более точного моделирования взаимодействия плиты, колонны и скрытых балок в зоне их сопряжения.

Размеры расчётного фрагмента плиты приняты 3000х3000 мм, толщина плиты составляет 160 мм, сечение колонны – 400х400 мм. Для дискретизации конструкции использованы объёмные конечные элементы: для колонны размером 40х40х40 мм, для плиты – 40х40х20 мм. Такая дискретизация позволяет получить достаточно подробную картину изменения напряжённо-деформированного состояния в опирательной зоне и выявить участки концентрации усилий.

Расчёт выполняется с учётом нелинейной работы железобетонной конструкции. При моделировании учитываются физические свойства бетона и арматуры, а также изменение жёсткости элементов конструкции по мере увеличения нагрузки. Полученные результаты позволяют оценить особенности работы узла сопряжения, определить наиболее напряжённые зоны и проследить последовательность развития повреждений при постепенном увеличении внешней нагрузки.

Материалы и методы (Materials and methods)

В качестве материала для бетона был выбран тяжелый бетон класса В25, смоделированный физическими нелинейными пространственными 8-узловыми изопараметрическими конечными элементами типа КЭ 236, для арматуры классов А500С и А240, заданными физически и геометрически нелинейными универсальными стержневыми элементами типа КЭ 410 [11].

В бетоне использован экспоненциальный закон деформирования, позволяющий учитывать различную работу бетона при сжатии и растяжении [1, 4, 11]. Для арматуры принят кусочно-линейный закон деформирования с учетом перехода материала в пластическую стадию [10]. Нагрузка прикладывалась равномерно по всей площади плиты с поэтапным увеличением на 1 кН/м² до максимального значения 30 кН/м². Общий вид расчетной модели представлен на рис. 1.

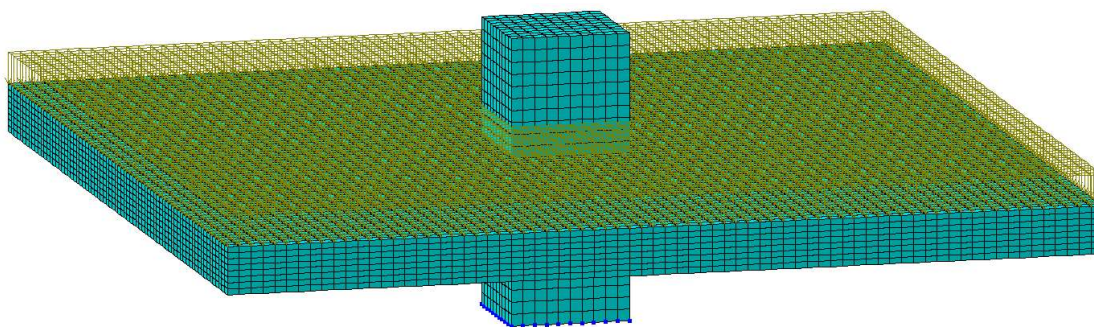


Рисунок 1 – Расчетная модель узла сопряжения плиты с колонной
Figure 1 – Computational model of the slab-to-column connection

Арматурный каркас узла, включающий продольную и поперечную арматуру скрытых балок, арматурные сетки плиты и армирование колонны, показан на рис. 2. Скрытые балки имеют продольную арматуру $4\varnothing 22$ в верхней зоне и $2\varnothing 22$ в нижней зоне, поперечное армирование выполнено хомутами $\varnothing 6$ с шагом 100мм. Плита армировалась верхней и нижней сеткой из стержней $\varnothing 10$ с шагом 200мм. Колонна армирована продольными стержнями $\varnothing 25$ и хомутами $\varnothing 6$ с шагом 100мм. Принятая конструктивная схема узла представлена в работах [8–9].

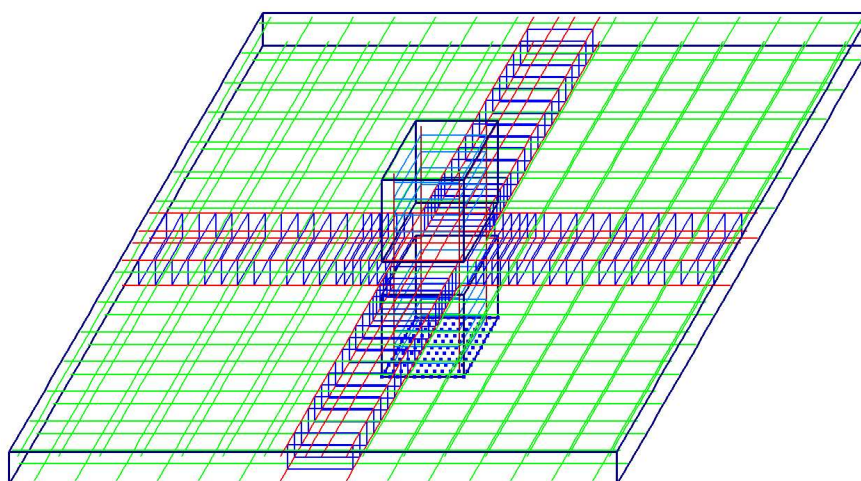


Рисунок 2 – Арматурный каркас узла
Figure 2 – Reinforcement cage of the joint

Для анализа напряжённо-деформированного состояния было выбрано 6 характерных точек в плите. Точки 1 и 4 расположены у грани колонны и отражают работу приопорной зоны, точка 2 и 5 находятся в средней части плиты, а точка 3 и 6 в угловых зонах. Такое расположение позволяет анализировать изменения напряжений и перемещений от грани колонны до края плиты.

Результаты (Results)

Анализ нормальных напряжений в узле сопряжения плиты с колонной.

Для изучения напряжённого состояния узла сопряжения плиты с колонной в безригельном каркасе рассмотрены нормальные напряжения N_x , N_y и N_z в характерных точках при шаговом нагружении. Из графика (рис. 3) видно, что наиболее интенсивный рост нормальных напряжений N_x наблюдается в точке 4. На четвертый ступени нагружения 4 кН/м^2 напряжения в точке 4 составляет $954,02 \text{ кН/м}^2$. При нагрузке 10 кН/м^2 оно заметно увеличивается и достигает $1717,06 \text{ кН/м}^2$ далее при 11 кН/м^2 напряжение возрастает до $1761,64 \text{ кН/м}^2$ после этой отметки кривая почти не меняется до окончания нагружения. В точках 2 и 3 рост значения также увеличивается постепенно и при

нагружении 10 кН/м^2 выходит на уровень $1182,05 \text{ кН/м}^2$, что указывает на перераспределение усилий в плите после развития напряжённого состояния в наиболее напряжённой зоне. В точке 5 напряжение возрастает почти линейно и при максимальной нагрузке составляет $1047,95 \text{ кН/м}^2$, тогда как точка 6 практически не включается в работу по направлению N_x , так как значения в ней остаются близкими к нулю.

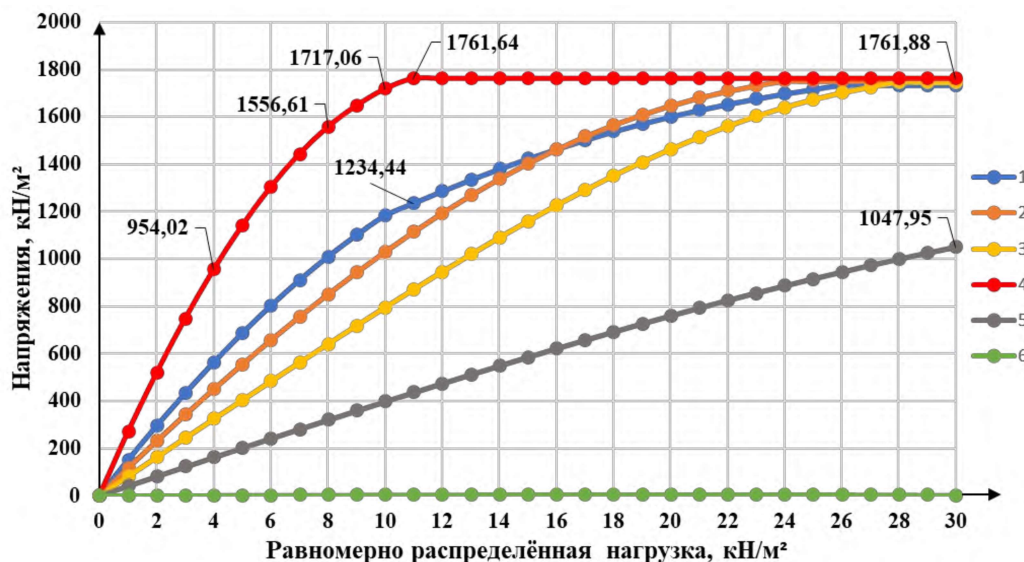


Рисунок 3 – Нормальные напряжения N_x в характерных точках
Figure 3 – Normal stresses N_x at characteristic points

По направлению N_y наибольшие значения напряжений наблюдаются в точках 1 и 4. В точке 1 максимальное значение напряжения достигает $1743,92 \text{ кН/м}^2$ при нагрузке 10 кН/м^2 , тогда как в точке 4 максимум достигает $1761,62 \text{ кН/м}^2$ при нагрузке 11 кН/м^2 . После этого значения практически не изменяются и до конца напряжения остаются в этом уровне. В точках 5 и 2 наблюдается постепенное увеличение напряжений, максимальное значение которых при полном нагружении составляет соответственно $1047,72 \text{ кН/м}^2$ для точки 5 и $866,58 \text{ кН/м}^2$ для точки 2.

Анализ напряжения N_z показывает иной характер распределения напряжений по сравнению с направлениями N_x и N_y , основное увеличение напряжений наблюдается тоже в точке 1 при нагрузке 11 кН/м^2 : значение составляет $480,68 \text{ кН/м}^2$, а к концу расчета при 30 кН/м^2 достигает $1101,24 \text{ кН/м}^2$. Такая зависимость указывает на постоянное развитие напряжённого состояния по направлению N_z . В точке 4 после начального роста напряжения до при 11 кН/м^2 напряжении $480,68 \text{ кН/м}^2$ идёт снижение и при максимальном нагружении составляет $391,3 \text{ кН/м}^2$. В остальных точках значения остаются небольшими и к концу нагружения в этих точках фиксируется отрицательное значение равное $-32,19 \text{ кН/м}^2$, что говорит о слабом участии этой зоны в работе по направлению N_z .

Сравнение значений нормальных напряжений в характерных точках приведено в таблице 1.

Таблица 1 – Сравнительная таблица нормальных напряжений в характерных точках при нагрузках 11 и 30 кН/м^2

Table 1 – Comparison table of normal stresses at characteristic points under loads of 11 and 30 кН/м^2

Характерные точки	При $q = 11 \text{ кН/м}^2$			При $q = 30 \text{ кН/м}^2$		
	N_x	N_y	N_z	N_x	N_y	N_z
1	1234,44	1744	480,68	1732,89	1745,66	1101,24
2	1113,22	421,51	-11,08	1750,92	866,58	-28,14
3	869,92	41,23	-8,57	1744,2	69,78	-27,35
4	1761,64	1761,62	494,82	1761,88	1761,86	391,3
5	434,24	434,21	-11,09	1047,95	1047,72	-31,12
6	1,72	1,72	-11,58	0,85	0,86	-32,19

Анализ касательных напряжений

Характер работы узла на сдвиг рассмотрен по распределению касательных напряжений τ_{xy} , τ_{xz} и τ_{yz} в характерных точках плиты.

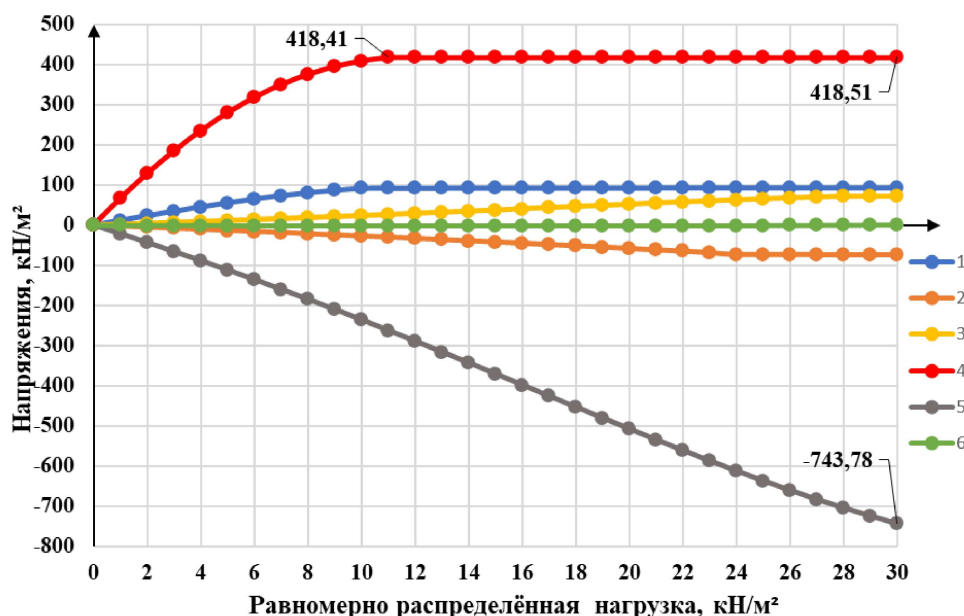


Рисунок 4 – Касательные напряжения τ_{xy} в характерных точках
Figure 4 – Shear stresses τ_{xy} at characteristic points

Из графика τ_{xy} , показанного на рис. 4, следует, что наиболее заметные изменения наблюдаются в точках 4 и 5, а в точке 4 значения быстро возрастают и при нагрузке 11 кН/м² достигают 418,41 кН/м² после чего не меняются, а в 5-й точке, наоборот, кривая уходит в отрицательную область и достигает -743,87 кН/м².

Для τ_{xz} определяющей остаётся 4-я точка до одиннадцатого шага нагружения, значения увеличиваются и достигают 341,34 кН/м², дальше график проходит в горизонтальную плоскость. В остальных характерных точках величины малы, в которых максимальное значение равно 49,48 кН/м², поэтому их влияние по данному направлению можно считать незначительным.

Характер распределения напряжения по направлению τ_{yz} показывает, что максимальными остаются точки 1 и 4, в которых значения напряжений в разы превышают показатели в остальных точках. Так, в точке 1 максимальное значение при 30 кН/м² составляет 365,09 кН/м², а в точке 4 – 343,56 кН/м². Другие точки малы, едва достигают 50 кН/м².

Максимальные значения касательных напряжений в рассматриваемых точках представлены в табл. 2.

Таблица 2 – Максимальные значения касательных напряжений в рассматриваемых точках
Table 2 – Maximum shear stress values at the points under consideration.

Характерные точки	При $q = 11$ кН/м ²			При $q = 30$ кН/м ²		
	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
1	92,36	92,36	357,26	93,72	49,48	365,09
2	-29,75	-29,75	22,00	-73,13	1,05	49,46
3	26,50	26,50	12,20	72,31	0,14	20,79
4	418,41	418,41	341,35	418,51	343,56	343,56
5	-262,10	-262,10	9,77	-743,78	18,37	18,38
6	-0,78	-0,78	-0,13	1,29	-1,54	-1,54

Анализ продольных усилий в арматуре скрытой балки

С целью оценки участия скрытой балки в работе узла рассмотрены продольные усилия N в её арматурных стержнях при поэтапном увеличении нагрузки.

На рис.5 показаны продольные усилия N в стержнях арматуры скрытой балки узла сопряжения плиты с колонной, в котором наибольшие значения наблюдаются также в точках 1 и 4, расположенных у грани колонны.

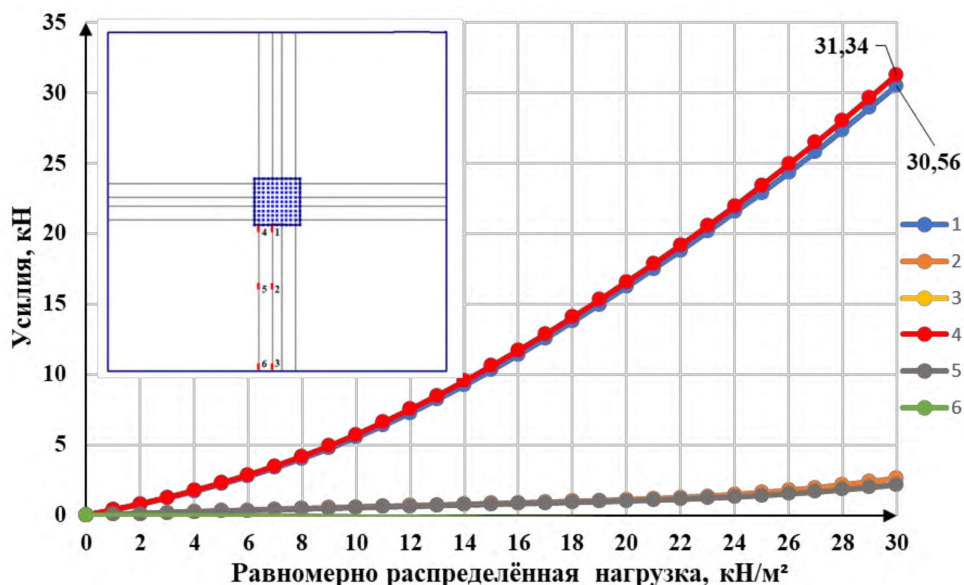


Рисунок 5 – Продольные усилия N в арматуре скрытой балки
Figure 5 – Longitudinal forces N in the reinforcement of the hidden beam

При максимальном нагружении 30 кН/м^2 усилие в точке 1 составляет $30,56 \text{ кН}$, а в точке 4 достигает $31,34 \text{ кН}$. Это показывает, что основная работа арматуры скрытой балки сосредоточена в приопорной зоне узла. Для арматуры скрытой балки это небольшие значения, поэтому можно отметить, что стержни включаются в работу, но с большим запасом.

Оценка узла по вторым предельным состояниям.

Анализ перемещения

Рассмотрим перемещения характерных узлов сопряжения плиты с колонной по осям X , Y , и Z , представленные в табл. 3. Для анализа приняты узлы 1-6, расположенные последовательно от приопорной зоны у края колонны до края плиты. Такой подход позволит проследить изменения деформативности плиты по мере удаления от колонны.

По оси X перемещения имеют небольшое значение и направлены в отрицательную сторону, наибольшие значения наблюдаются в узлах 5 и 6, где при нагружении 30 кН/м^2 они достигают $0,108 \text{ мм}$. В остальных точках перемещения незначительны и это показывает, что горизонтальная деформация узла по направлению X выражена слабо и не является определяющей для общей работы плиты.

Перемещения по оси Y возрастают плавно по мере увеличения нагрузки, где наибольшее значение наблюдается в точке 2, в которой перемещение составляет $0,138 \text{ мм}$. Близкие значения фиксируются в узлах 3, 5 и 6, тогда как в узлах 1 и 4 имеют наименьшее смещение. Это показывает, что по направлению Y деформация развивается более равномерно, однако её значение, как и по оси X , остается небольшой.

Из анализа перемещений видно, что основные перемещения развиваются по оси Z , т.е. в вертикальном направлении. Максимальный прогиб наблюдается в узле 6 и при нагрузке 30 кН/м^2 составляет $4,335 \text{ мм}$, а в узлах 3 и 5 перемещения достигают соответственно $2,509 \text{ мм}$ и $2,106 \text{ мм}$ и в узле 2 составляет $1,162 \text{ мм}$. Это говорит о том, что вертикальная деформация наиболее

выражена в участках, отдалённых от колонны, тогда как приопорная зона сохраняет большую жёсткость.

Как видно из табл. 3, перемещения по осям X и Y остаются незначительными, а определяющим является перемещение по направлению оси Z.

Таблица 3 – Максимальные перемещения в характерных точках осей X, Y и Z
Table 3 – Maximum displacements at characteristic points along the X, Y, and Z axes

Характерные точки	Перемещения, мм при $q = 30 \text{ кН/м}^2$		
	по оси X	по оси Y	по оси Z
1	0,000	0,049	-0,051
2	0,000	0,138	-1,162
3	0,000	0,128	-2,509
4	-0,060	0,060	-0,152
5	-0,108	0,108	-2,106
6	-0,108	0,108	-4,335

Анализ развития трещинообразования

На рис. 6 представлен характер развития трещинообразования в узле сопряжения плиты с колонной на 30-ом шаге. До 9-го шага нагружения разрушение элементов, а значит образование трещин в расчетной модели не наблюдается, первые поврежденные элементы появляются только на 10-ом шаге, что соответствует нагрузке 10 кН/м^2 . На этом этапе трещинообразование имеет локальный характер и сосредоточено в приопорной зоне вокруг колонны, где происходит концентрация растягивающих и касательных напряжений.

При дальнейшем увеличении нагрузки зона повреждений постепенно расширяется от грани колонны, а трещины развиваются преимущественно вдоль основных направлений армирования скрытой балки.

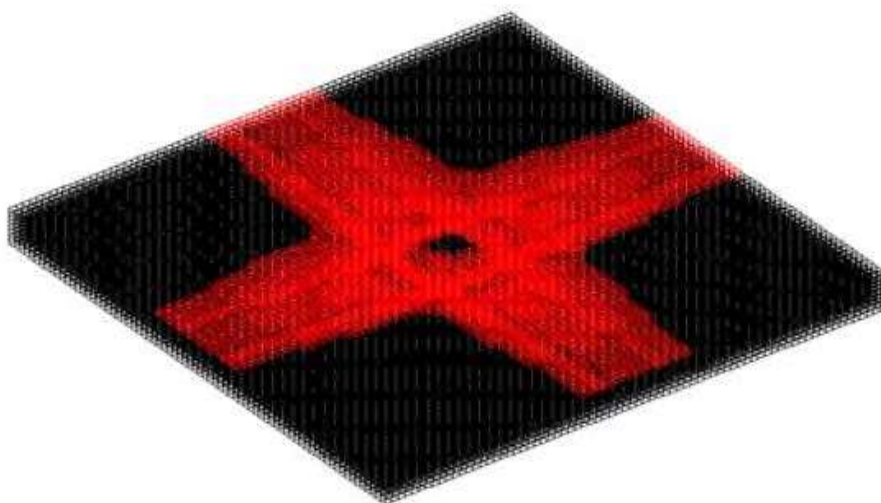


Рисунок 6 – Развитие трещинообразования в узле на 30-ом шаге
Figure 6 – Crack formation in the joint at the 30th step

К 30-му шагу нагружения при полной нагрузке трещинообразование становится развитым, что видно на рис. 6. Поврежденная область приобретает выраженный крестообразный характер и распространена вдоль скрытых балок такая картина соответствует работе узла на продавливание.

Обсуждение (Discussions)

Результаты расчёта показывают, что наиболее напряжёнными зонами узла сопряжения плиты с колонной являются точки 1 и 4. По направлениям N_x и N_y максимальные значения напряжений достигают около 1762 кН/м^2 и при дальнейшем увеличении нагрузки практически

стабилизируются, что свидетельствует о перераспределении внутренних усилий. По направлению N_z наиболее интенсивный рост наблюдается в точке 1 – до 1101,24 кН/м² при нагрузке 30 кН/м². В остальных точках напряжения значительно ниже.

Касательные напряжения концентрируются преимущественно в точках 4 и 5. По направлению t_{xy} наибольшее значение в точке 5 достигает –743,78 кН/м², а в точке 4 – 418,51 кН/м². По t_{xz} максимальные напряжения наблюдаются в точке 4 и составляют 343,56 кН/м² при нагрузке 30 кН/м². По t_{yz} наиболее напряжёнными являются точки 1 и 4, где значения достигают соответственно 365,09 и 343,56 кН/м². В остальных точках касательные напряжения значительно ниже.

Продольные усилия в арматуре скрытой балки сосредоточены преимущественно в приопорной зоне в точках 1 и 4. При нагрузке 30 кН/м² их значения составляют соответственно 30,56 и 31,34 кН, что свидетельствует о включении скрытой балки в совместную работу с плитой и наличии значительного запаса по усилиям.

По результатам перемещений видно, что определяющими являются вертикальные перемещения по оси Z . Максимальный прогиб наблюдается в точке 6 и составляет 4,335 мм, тогда как в приопорной зоне перемещения значительно меньше. Это подтверждает более высокую жёсткость плиты в зоне сопряжения с колонной и увеличение деформативности по мере удаления от неё.

Развитие трещинообразования показывает, что до 9-го шага нагружения повреждений в расчётной модели не наблюдается. Первые повреждённые элементы появляются при нагрузке 10 кН/м² с дальнейшим увеличением нагрузки зона повреждений постепенно расширяется от грани колонны, а трещины развиваются преимущественно вдоль скрытых балок. При максимальной нагрузке на 30-м шаге формируется развитая крестообразная зона трещинообразования, характерная для работы узла на продавливание.

Заключение (Conclusions)

1. Выполненный шагово-нелинейный расчет по программе ЛИРА-САПР показал, что сопряжение плиты с колонной работает в сложном пространственном напряженно-деформированном состоянии. Наиболее ответственная зона формируется у грани колонны, где происходит концентрация нормальных и касательных напряжений.

2. По результатам анализа нормальных напряжений установлено, что максимальное значение N_x , N_y и N_z проявляется в характерных точках 1 и 4, расположенных в приопорной зоне колонны.

3. Касательные напряжения показывают, что в узле развиваются сдвигающие силы, наиболее существенные в точках 4 и 5, что указывает на возможное формирование наклонных трещин и необходимости учета продавливания при дальнейшем анализе несущей способности узла.

4. Перемещения в горизонтальных направлениях X и Y остаются небольшими и не являются главными, тогда как основная деформация развивается по оси Z , при этом максимальный прогиб фиксируется в узле 6.

5. Видимое трещинообразование начинается на 10-ом шаге нагружения, а к 30-му шагу зона повреждений расширяется вдоль скрытых балок и приобретает крестообразный характер, что соответствует работе узла на продавливание.

Рецензент: Низомов Дж. Н. — доктор технических наук, профессор, член-корреспондент НАНТ. Заведующий лабораторией «Сейсмостойкость зданий и сооружений» Института геологии, сейсмостойкого строительства и сейсмологии НАНТ

Литература

1. Блохина, Н.С. Проблема учета физической нелинейности при расчете строительных конструкций / Н.С. Блохина // Вестник МГСУ. – 2011. – № 6. – С. 384–387.
2. Варвак, П.М. Метод конечных элементов / П.М. Варвак, И.М. Бузун, А.С. Городецкий, В.Г. Пискунов, Ю.Н. Толокнов; под ред. П.М. Варвака. – Киев: Вища школа, 1981. – 176 с.
3. Городецкий А. С. Вопросы расчета конструкций в упругопластической стадии на ЭЦВМ // ЭЦВМ в строительной механике. – М.: Издательство литературы по строительству, 1966. – С. 169–174.
4. Диаграммы для физической нелинейности [Электронный ресурс] // RFLIRA: база знаний ЛИРА-САПР. – URL: <https://rflira.ru/kb/106/657/> (дата обращения: 25.05.2026)
5. Карпунин, В.Г. Компьютерное моделирование строительных конструкций в программном комплексе ЛИРА-САПР: учебное пособие / В.Г. Карпунин. – Екатеринбург: Архитектон, 2018. – 323 с.

6. Круглов, В.М. Нелинейные соотношения и критерий прочности бетона с трехосным напряженным состоянием / В.М. Круглов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 1. – С. 40–44.
7. Махмадиев, У.М. Применение нелинейного закона деформирования бетона в ПК ЛИРА-САПР 2022 на основе результатов экспериментальных исследований / У.М. Махмадиев // Политехнический вестник. Серия: Инженерные исследования. – 2026. – № 1 (73). – С. 239–246. – DOI: 10.65599/ENG7748. – EDN: CCBAVD.
8. Нахустпатент № 903 Республика Таджикистан, МПК E04B 1/00, E04B 1/04, E04B 1/16, E04B 1/20, E04B 1/30. Безригельный каркас из монолитного железобетона с обычным армированием для сейсмических районов: № 1701165: заявл. 05.12.2017: опубл. 22.06.2018 / Л. Шарипов, Дж. Дж. Ахмадзода, А. Дж. Рахмонов, И. С. Муминов, К. А. Хамидов.
9. Патент № 037678 В1 Евразийская патентная организация, МПК E04B 1/21, E04B 5/43. Безригельный каркас из монолитного железобетона для сейсмических районов с комбинированным армированием: № 201900021: заявл. 04.12.2018: опубл. 30.12.2019 / Л. Шарипов, Д. Дж. Ахмадзода, А. Дж. Рахмонов, И. С. Муминов, К. А. Хамидов.
10. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М.: Минстрой России, 2018. – 150 с.
11. Стрелец-Стрелецкий, Е.Б. ЛИРА-САПР. Книга I. Основы [Электронный ресурс] / Е.Б. Стрелец-Стрелецкий, А.В. Журавлев, Р.Ю. Водопьянов; под ред. А.С. Городецкого. – Киев: LIRALAND, 2019. – 154 с. – Режим доступа: https://rflira.ru/files/lira-sapr/Book_lirasapr_the_basics_2019.pdf (дата обращения: 25.05.2026).

Reference

1. Blokhina, N.S. The Problem of Accounting for Physical Nonlinearity in the Analysis of Structural Systems / N.S. Blokhina // Vestnik MGSU. – 2011. – No. 6. – P. 384–387.
2. Varvak, P.M. The Finite Element Method / P.M. Varvak, I.M. Buzun, A.S. Gorodetsky, V.G. Piskunov, Yu.N. Toloknov; edited by P.M. Varvak. – Kyiv: Vyshcha Shkola, 1981. – 176 p.
3. Gorodetsky, A.S. Problems of Structural Analysis in the Elastic-Plastic Stage Using Electronic Computing Machines // Electronic Computing Machines in Structural Mechanics. – Moscow: Izdatelstvo Literatury po Stroitelstvu, 1966. – P. 169–174.
4. Diagrams for Physical Nonlinearity [Electronic resource] // RFLIRA: LIRA-SAPR Knowledge Base. – URL: <https://rflira.ru/kb/106/657/> (accessed: 25.05.2026).
5. Karpunin, V.G. Computer Modeling of Building Structures in the LIRA-SAPR Software Package: Textbook / V.G. Karpunin. – Yekaterinburg: Arkhitekton, 2018. – 323 p.
6. Kруглов, В.М. Nonlinear Relationships and the Strength Criterion of Concrete under a Triaxial Stress State / V.M. Kругlov // Structural Mechanics and Analysis of Structures. – 1987. – No. 1. – P. 40–44.
7. Makhmadiev, U.M. Application of a Nonlinear Concrete Deformation Law in the LIRA-SAPR 2022 Software Package Based on the Results of Experimental Studies / U.M. Makhmadiev // Polytechnic Bulletin. Series: Engineering Research. – 2026. – No. 1 (73). – P. 239–246. – DOI: 10.65599/ENG7748. – EDN: CCBAVD.
8. Nakhustpatent No. 903, Republic of Tajikistan, IPC E04B 1/00, E04B 1/04, E04B 1/16, E04B 1/20, E04B 1/30. Beamless Frame Made of Monolithic Reinforced Concrete with Conventional Reinforcement for Seismic Regions: No. 1701165: filed 05.12.2017: published 22.06.2018 / L. Sharipov, D.J. Ahmadzoda, A.D. Rakhmonov, I.S. Muminov, K.A. Khamidov.
9. Patent No. 037678 B1, Eurasian Patent Organization, IPC E04B 1/21, E04B 5/43. Beamless Frame Made of Monolithic Reinforced Concrete for Seismic Regions with Combined Reinforcement: No. 201900021: filed 04.12.2018: published 30.12.2019 / L. Sharipov, D.J. Ahmadzoda, A.D. Rakhmonov, I.S. Muminov, K.A. Khamidov.
10. SP 63.13330.2018. Concrete and Reinforced Concrete Structures. Basic Provisions. Updated Version of SNiP 52-01-2003. – Moscow: Ministry of Construction of Russia, 2018. – 150 p.
11. Strelets-Streletskiy, E.B. LIRA-SAPR. Book I. Fundamentals [Electronic resource] / E.B. Strelets-Streletskiy, A.V. Zhuravlev, R.Yu. Vodopyanov; edited by A.S. Gorodetsky. – Kyiv: LIRALAND, 2019. – 154 p. – Available at: https://rflira.ru/files/lira-sapr/Book_lirasapr_the_basics_2019.pdf (accessed: 25.05.2026).

Сведения об авторе:

Муминов Ихтиёр Субхонкулович, старший преподаватель кафедры “Промышленное и гражданское строительство”, Таджикский технический университет имени академика М.С. Осими. ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3515-3456>. E-mail: imuminov86@gmail.com

Маълумот оид ба муаллиф:

Муминов Ихтиёр Субхонкулович, муаллими калони кафедраи сохтмони саноатӣ ва шаҳрвандӣ, Донишгоҳи техникии Тоҷикистон ба номи академик М.С. Осимӣ. ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3515-3456>. E-mail: imuminov86@gmail.com

Information about the author:

Muminov Ikhtiyor Subkhonkulovich, Senior Lecturer at the Department of Industrial and Civil Engineering, Tajik Technical University named after Academician M.S. Osimi. ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3515-3456>. E-mail: imuminov86@gmail.com