

Выбор и анализ оптимальной математической модели для оценки несущей способности железобетонной консольной конструкции

М.В. Семенов, В.Н. Аксенов

Донской государственной технической университет (ДГТУ), г. Ростов-на-Дону

Аннотация: Работа посвящена сравнительному анализу различных расчётно-математических моделей между собой. Выполнен расчёт рамного узла сопряжения железобетонных конструкций: пилона и консольной балки. Предложено три способа выполнения расчёта данного узла: аналитический метод, МКЭ стержневая модель и МКЭ объёмная модель. Выполнен анализ результатов расчёта: сопоставление внутренних усилий и расчётного армирования. Показаны последствия поверхностного анализа конструкции и упрощения расчётных моделей на примере повреждений реальной конструкции под действием эксплуатационных нагрузок.

Ключевые слова: железобетонная консоль, расчёт сооружения, расчёт узла, Лира 10, Российское ПО, оптимальное проектирование железобетонных конструкций, анализ армирования.

Введение

В проектировании зачастую встречаются сложные для анализа узлы сопряжения железобетонных конструкций, которые, в свою очередь, необходимо правильно рассчитать на восприятие предполагаемых нагрузок для обеспечения прочности и геометрической неизменяемости проектируемого сооружения. В данной статье представлен анализ различных математических моделей (расчётных схем) [1, 2], в котором уделено внимание случаям некорректного формирования, что в свою очередь может привести к переоценке или недооценке несущей способности проектируемого сооружения, а также нежелательным последствиям для всех участников процесса, как самого заказчика, так и участников проектирования и строительства.

Данная проблема всегда остаётся актуальной и важной [3-5]. До сих пор нет единого подхода как создавать эквивалентную модель расчётной схемы вместе с нагруженными и проблемными узлами сопряжения железобетонных конструкций [6, 7]. В каждом конкретном случае только

инженер может принять грамотное и обоснованное решение, касающееся расчёта и анализа напряженно-деформированного состояния узла.

Материалы и методы

В качестве объекта исследования в данной статье рассмотрено существующее сооружение навеса, выполненное в виде трёх рам с вылетом консольных частей по бм связанных между собой балкой-распоркой, которая выполняет роль СВПН (системы, воспринимающей поперечные нагрузки) из плоскости рамы (рис. 1, 2). Армирование железобетонного ригеля и узел его примыкания к пилону приведены на рис. 3, 4.

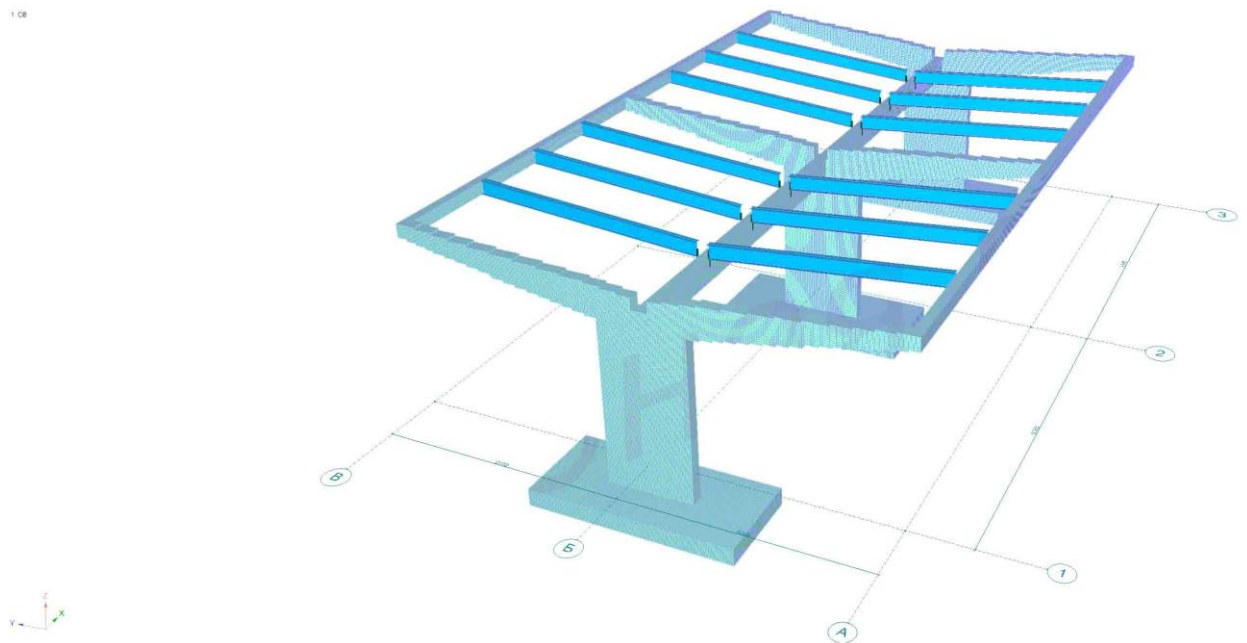


Рис. 1. Общий вид расчётной модели

Для поиска оптимальных решений был применён подход, основанный на проведении вычислительного эксперимента [8, 9]. Расчёт несущих конструкций анализируемого объекта выполнен с использованием метода конечных элементов в российском программном комплексе "Ли́ра 10" (№2236 в Едином реестре российских программ для ЭВМ и БД) [10]. С помощью этой программы проведён анализ изгибающих моментов,

продольных сил, поперечных нагрузок и параметров армирования конструкции.

Статья поделена на две части. В первой части будут сравниваться усилия, каждого из способов моделирования, во второй – армирование.



Рис. 2. Вид конструкции

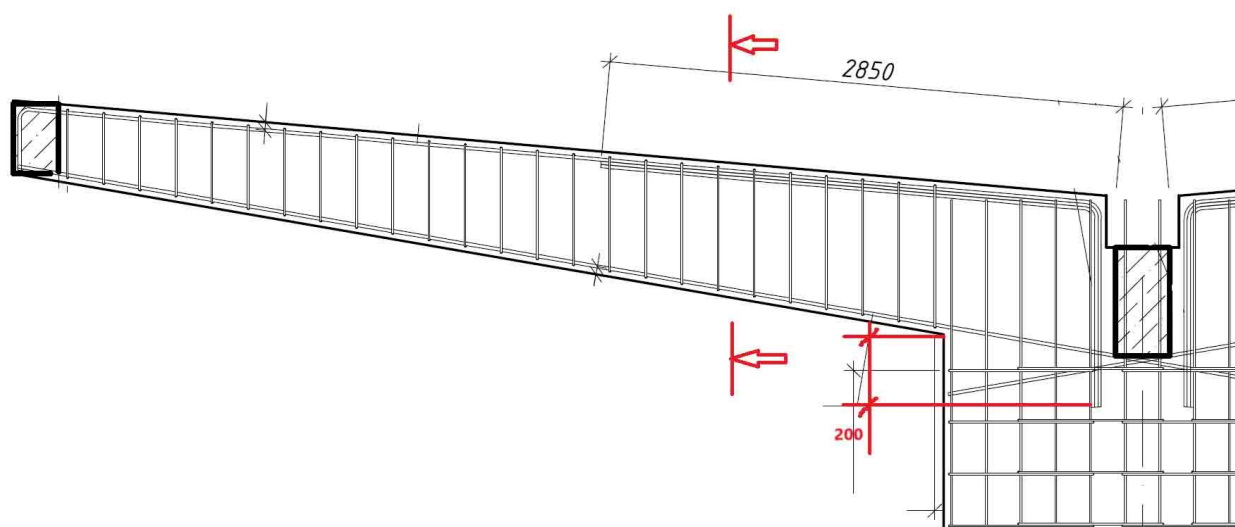


Рис. 3. Армирование конструкции

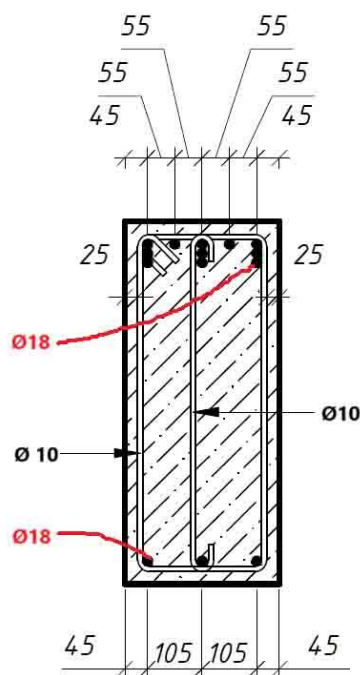


Рис. 4. Армирование приопорной части ригеля

Часть 1. Сравнение усилий

Способ 1.1 Кубиковая модель

За эталон в данной статье принята модель, выполненная из объемных конечных элементов (далее по тексту принято сокращение КЭ). Общий вид расчётной модели представлен выше на рис. 1. Для того, чтобы узнать усилия и армирование в элементах, достаточно создать эквивалентный стержень, в который будут собираться усилия с объемных конечных элементов. Эпюры внутренних усилий, построенные на основе данной модели, приведены на рис. 5-7.

Способ 1.2 Пластинчато-стержневая модель

Консоли моделируются стержневыми КЭ, пилоны пластинчатыми КЭ. Данный метод предполагает задвоение жесткостей в том месте, где стержень, моделирующий ригель, пересекается со стержнем, моделирующим пилон. С

целью избежать этого, жесткая вставка принимается таким образом, чтобы нижняя грань стержня совпадала с верхней гранью пластины пилона. Эпюры M , N , Q , полученные в стержневых элементах, приведены на рис. 8-10.

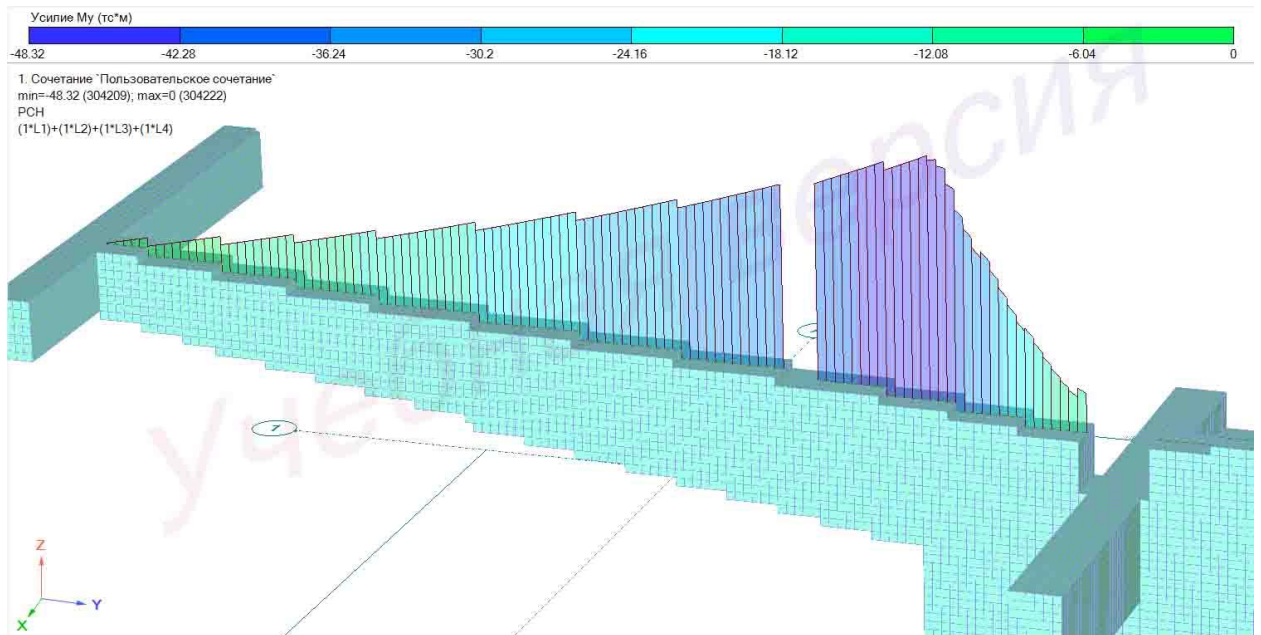


Рис. 5. Кубиковая модель. Изгибающий момент M_u

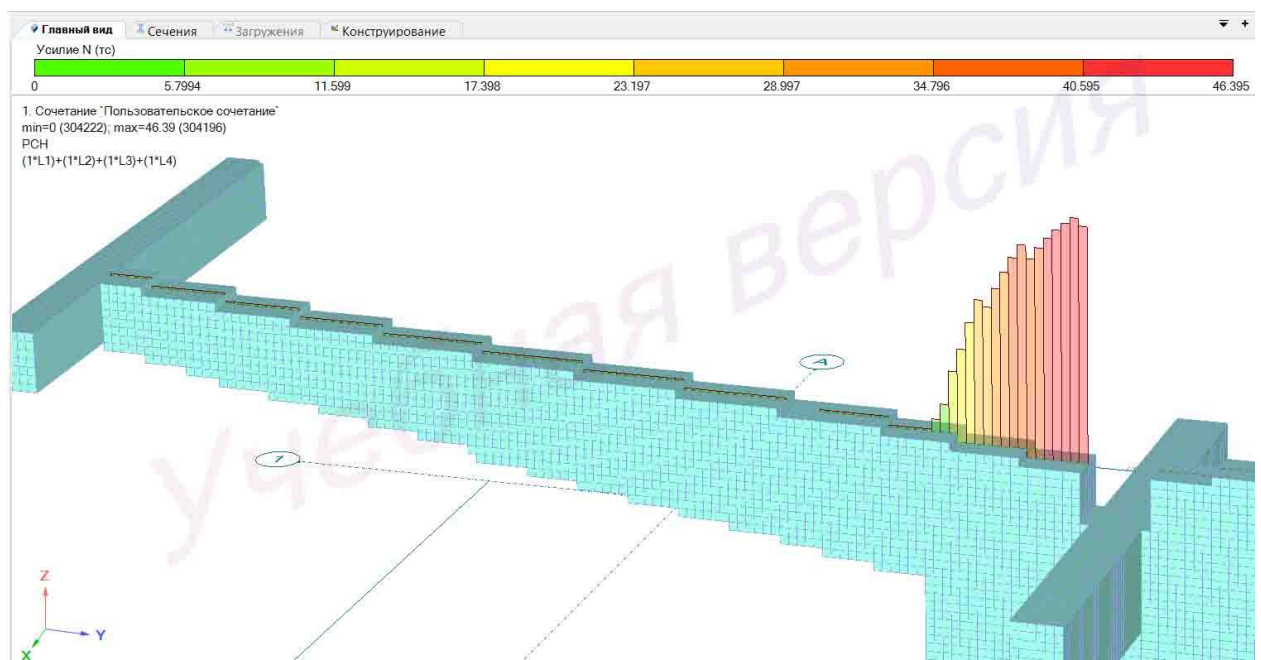


Рис. 6. Кубиковая модель. Усилие N

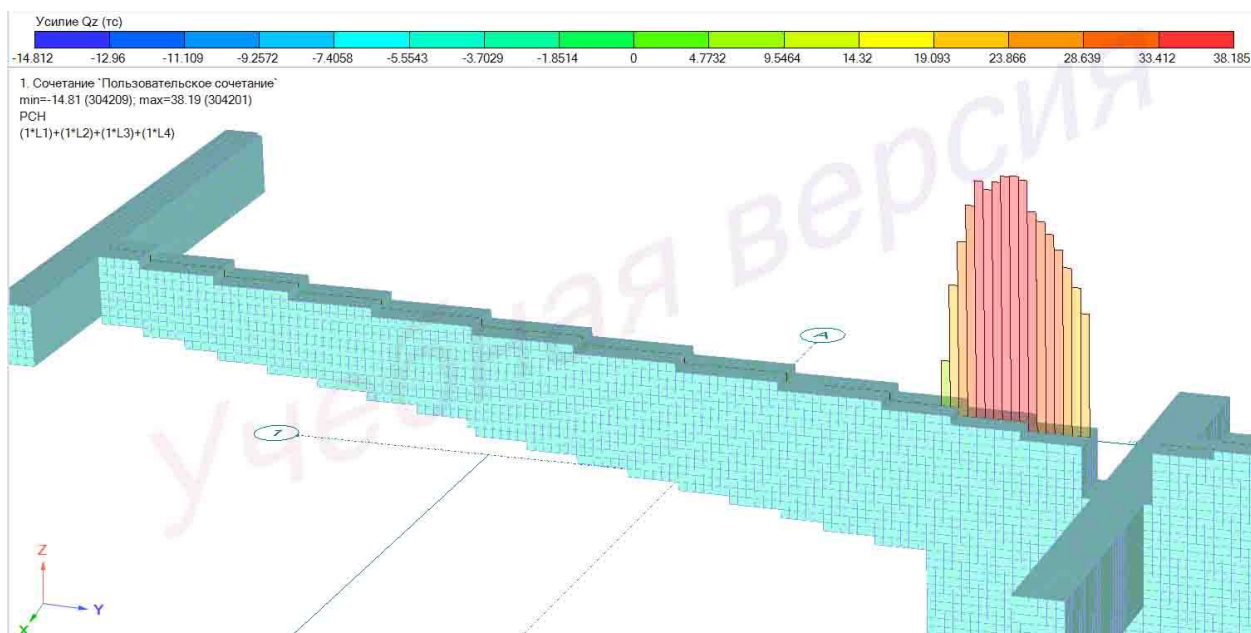


Рис. 7. Кубиковая модель. Поперечная сила Qz

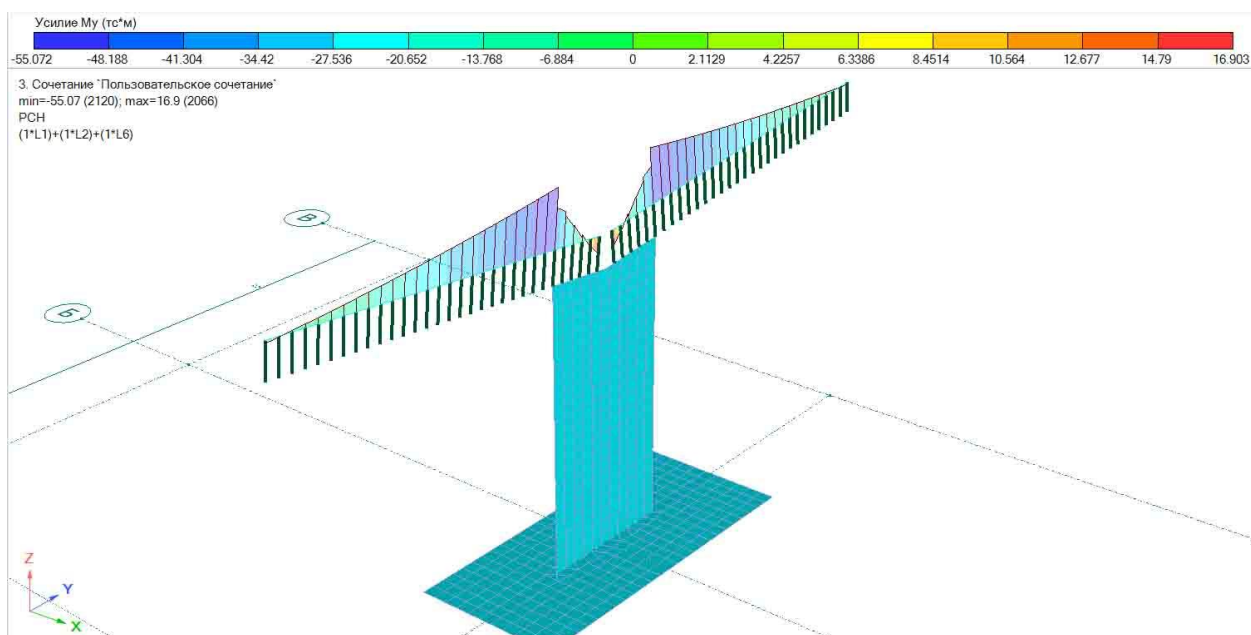


Рис. 8. Пластинчато-стержневая модель. Изгибающий момент My

Способ 1.3 Упрощённая геометрическая схема

Поскольку каркас навеса выполнен по рамно-связевой схеме, то можно оценивать несущую способность каждого элемента, в отдельности заменив соседние эквивалентными нагрузками, или граничными условиями.

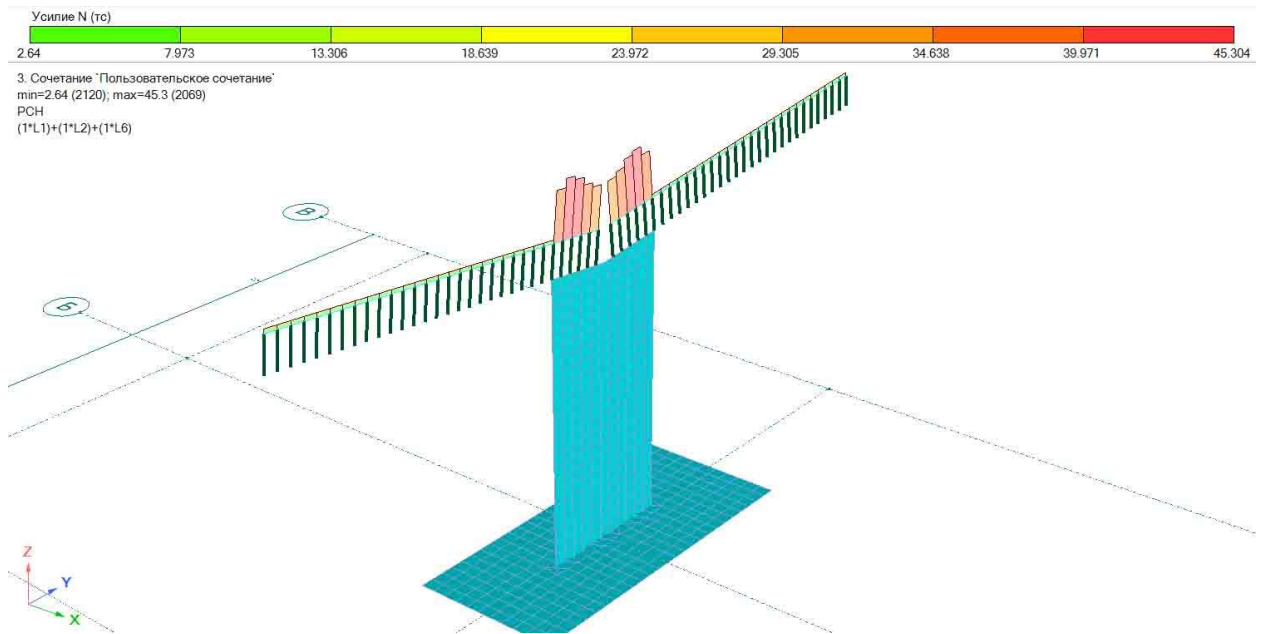


Рис. 9. Пластинчато-стержневая модель. Усилие N

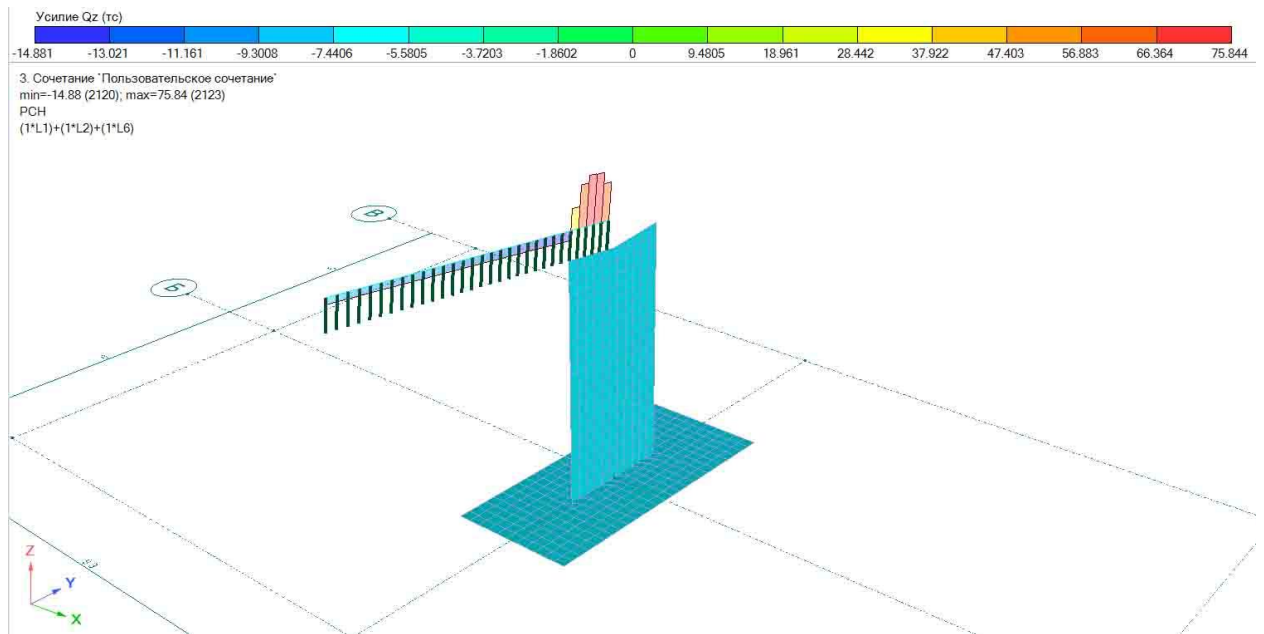


Рис. 10. Пластинчато-стержневая модель. Поперечная сила Qz

Мы рассматриваем железобетон как конструкцию, и можем анализировать численное значение изгибной прочности и жесткости стены и перекрытия, выделив характерный участок конечной ширины. Такое выделение не противоречит классической модели изгиба балки, построенной

на гипотезах Бернулли: где предполагается отсутствие поперечной линейной деформации, сдвиговой деформации в плоскости xu , где x – продольная, а y – поперечная координаты балки, и отсутствие поперечного нормального напряжения. При этом, и поперечное нормальное, и касательное напряжения сохраняются в уравнениях равновесия, поскольку без них задача изгиба балки не имеет решения.

Инженерный способ поэлементной оценки усилий в конструкции абсолютно не противоречит СП 52-103-2007 где в п 6.1.5. говорится: «Сложные пространственные геометрические схемы упрощают путем замены реальной конструкции условной схемой». А это значит, что инженерная методика оценки наравне и «машинными» расчетами имеет право на жизнь и применение в практике конструирования. В СП 63.13330.2018 п 4.6 указано, что «при проектировании бетонных и железобетонных конструкций надежность конструкций устанавливают, согласно ГОСТ 27751, полувероятностным методом расчета...». Согласно п. 8.1.1, если конструкция работает в условиях плоского напряженно-деформированного состояния, то вместо нелинейной деформационной модели можно использовать аналитический метод на основе предельных усилий.

Расчёты были выполнены в программном комплексе «Арбат», входящем в пакет программ SCAD Office. Ниже приведены выкопировки из протоколов расчёта, содержащие наиболее важную для анализа информацию. На рис.11 приведены исходные данные для расчёта, на рис.12 – результаты расчёта.

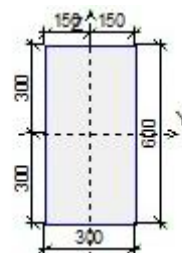
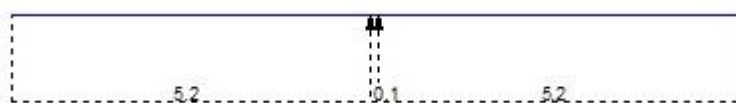


Рис. 11. Расчётная схема конструкции и поперечное сечение ригеля
в ПК «Арбат»

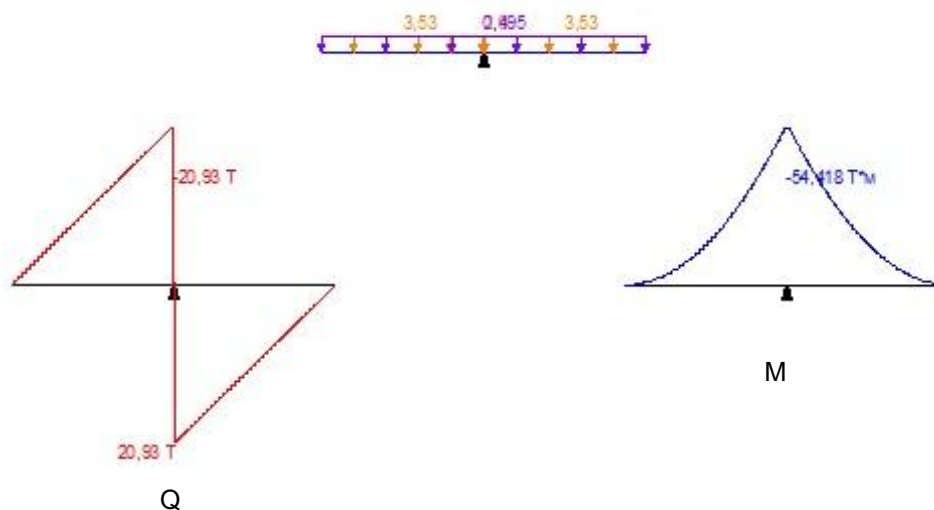


Рис. 12. Загрузка схемы и эпюры усилий в аналитической модели

Часть 2. Армирование балок

Способ 2.1 Кубиковая модель

На рис.13 показана принятая схема армирования ригеля с условным обозначением арматуры, а на рис.14-16 – результаты подбора арматуры в ригеле по кубиковой модели.

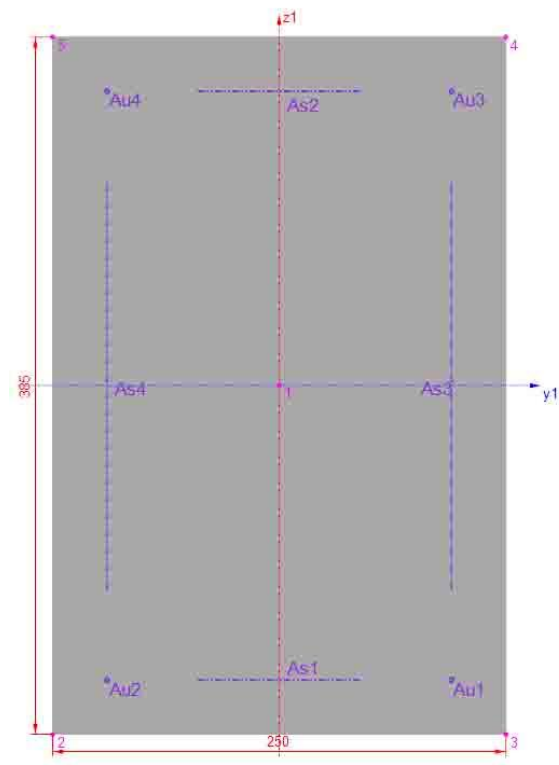


Рис. 13. Расположение армирования

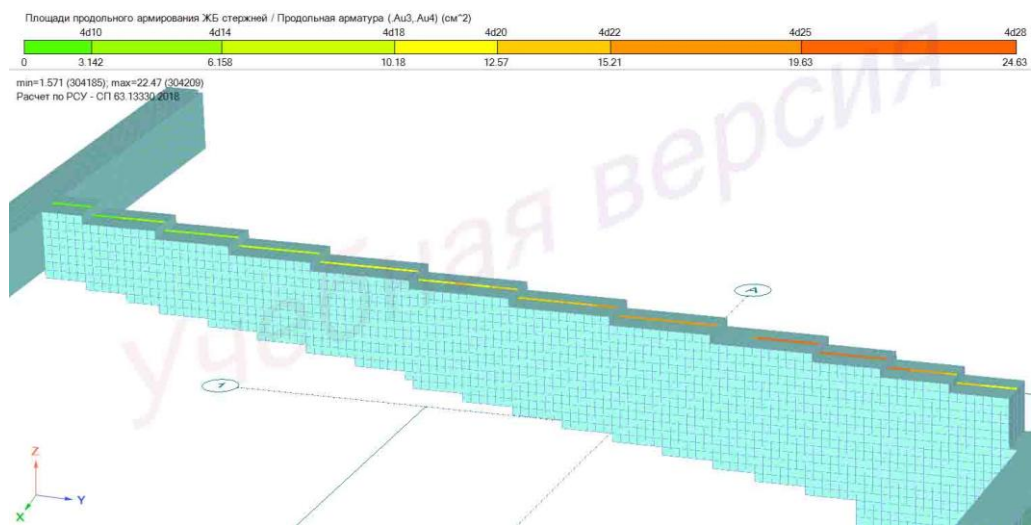


Рис. 14. Верхнее продольное армирование балки

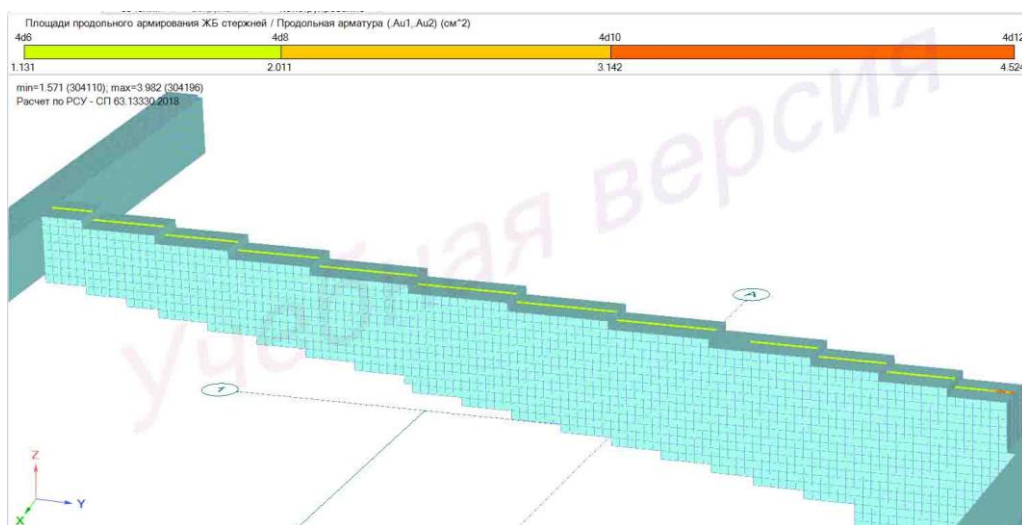


Рис. 15. Нижнее продольное армирование

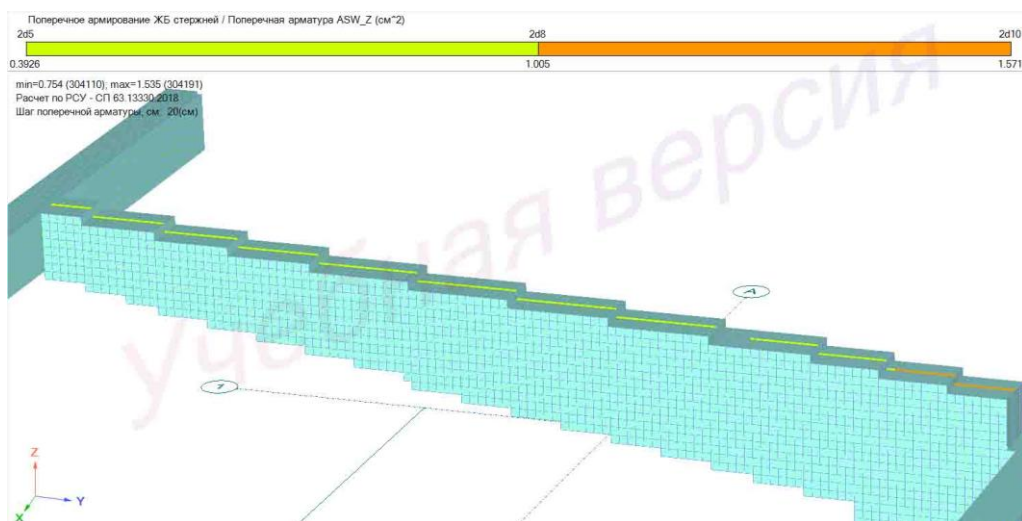


Рис. 16. Поперечное армирование консоли

Изополя нормальных напряжений в железобетонной раме приведены на рис.17-19. Распространение эквивалентных напряжений σ_E в монолитной конструкции принято по теории Губера-Хенки-Мизеса (рис.20).



Рис. 17. Напряжение N_x

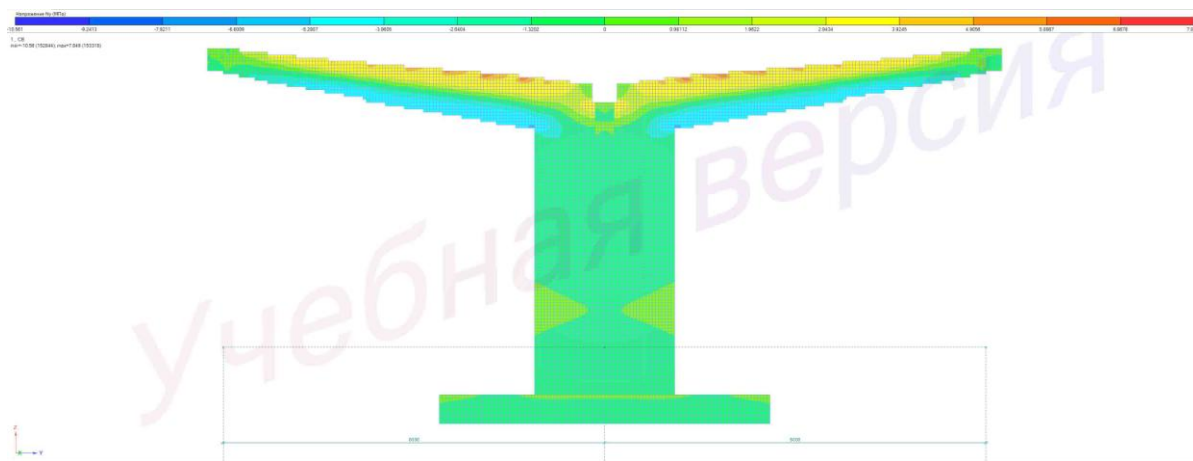


Рис. 18. Напряжение N_y

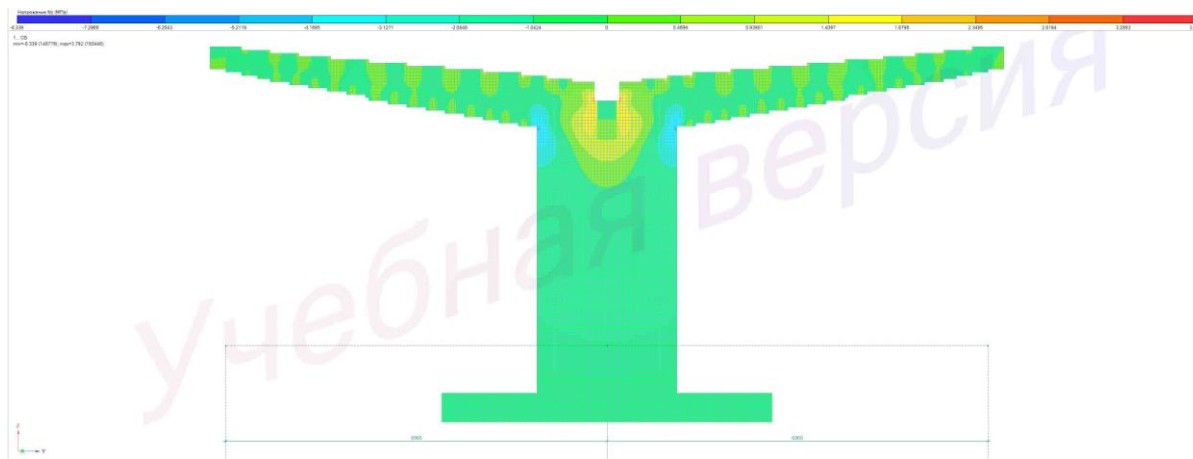


Рис. 19. Напряжение N_z



Рис. 20. Эквивалентные напряжения кубиковых КЭ

Способ 2.2 Пластинчато-стержневая модель

Армирование, подобранное в стержневых КЭ по пластинчато-стержневой модели приведено на рис.21-24.

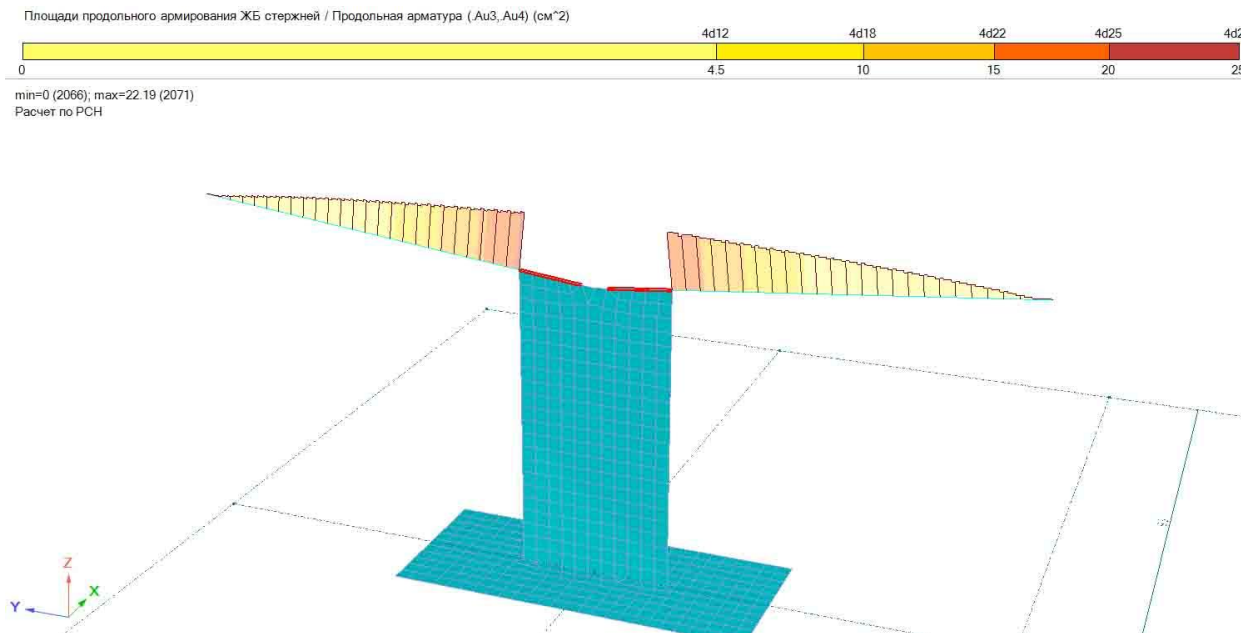


Рис. 21. Верхнее продольное армирование балки

На участках ригелей, лежащих в теле пилона и отмеченных красным цветом, подбор арматуры не был выполнен из-за того, что сечения стержневого КЭ недостаточно для обеспечения прочности по наклонным сечениям. Это одно из ограничений данного метода моделирования: в схеме не учитывается, что на данных участках ригель уже является составной частью пилона и фактическая высота сечения конструкции составляет несколько метров.

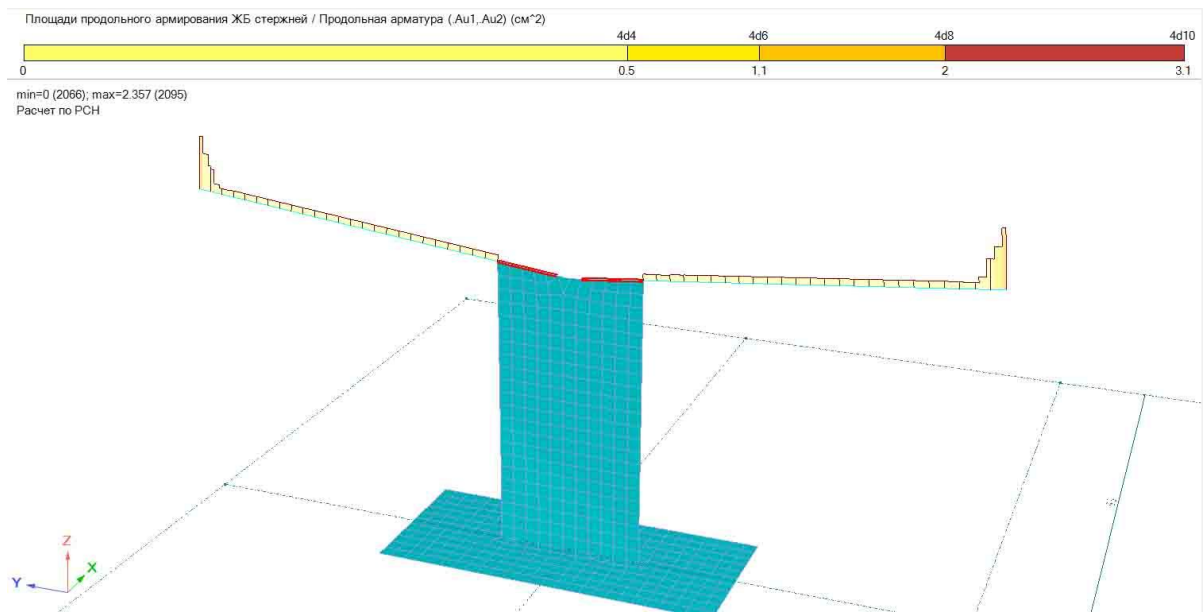


Рис. 22. Нижнее продольное армирование

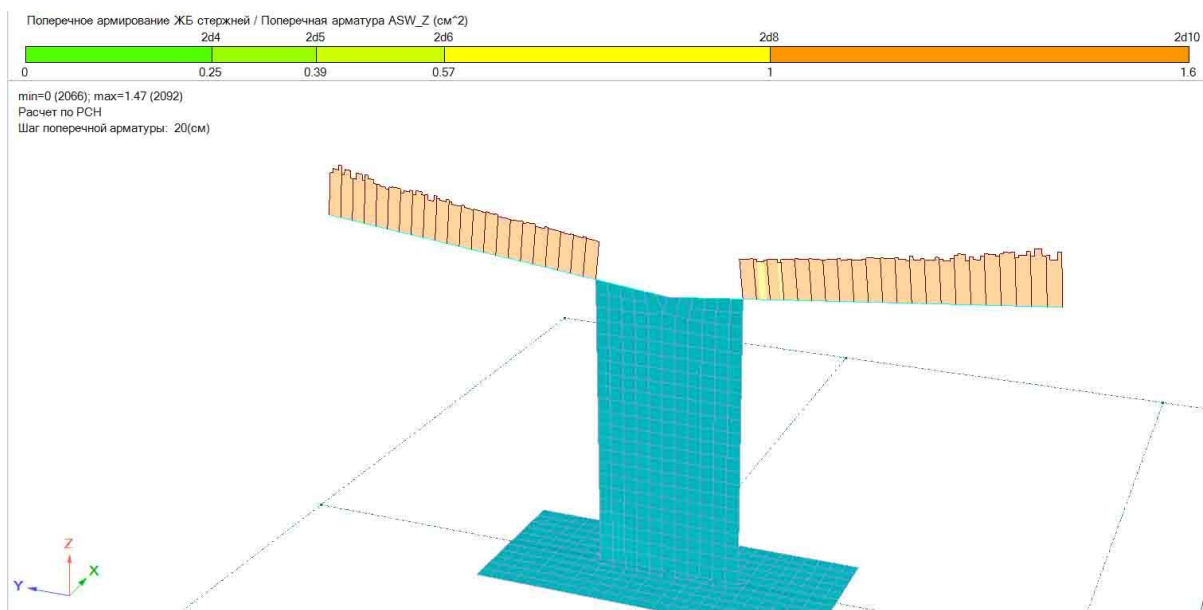


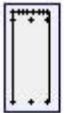

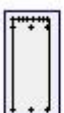
Рис. 23. Требуемое поперечное армирование

Способ 2.3 Упрощённая геометрическая схема

Для расчёта армирования аналитическим способом, в ПК «Арбат» приняты следующие материалы: класс продольной арматуры А500, поперечной – А240, класс бетона В25. Заданное армирование для балок приводится в таблице №1.

Таблица № 1

Заданной армирование консоли

Пролет	Участок	Длина (м)	Арматура	Сечение
левая консоль	1	5,2	$S_1 - 3\phi 18$ $S_2 - 6\phi 18 + 2\phi 18$, второй ряд $3\phi 18$ Поперечная арматура вдоль оси $Z 3\phi 10$, шаг поперечной арматуры 200 мм	
пролет 1	1	0,1	$S_1 - 3\phi 18 + 5\phi 28$ $S_2 - 6\phi 18 + 2\phi 18$, второй ряд $3\phi 18$ Поперечная арматура вдоль оси $Z 3\phi 10$, шаг поперечной арматуры 200 мм	
правая консоль	1	5,2	$S_1 - 3\phi 18$ $S_2 - 6\phi 18 + 2\phi 18$, второй ряд $3\phi 18$ Поперечная арматура вдоль оси $Z 3\phi 10$, шаг поперечной арматуры 200 мм	

Результаты проверки армирования по критическим факторам СП 63.13330 приедены в таблице №2. Расчет выполнен с учетом перераспределения усилий. Результаты расчёта подтвердили, что несущая способность сечения при заданном армировании конструкций обеспечена при всех сочетаниях нагрузок.

Таблица № 2

Результаты проверки армирования по СП 63.13330

Пролет	Участок	Коэффициент использования	Проверка	Проверено по СНиП
левая консоль	1	0,976	Прочность по предельному моменту сечения	п. 7.1.12
		0,71	Деформации в сжатом бетоне	пп. 8.1.20-8.1.30
		0,095	Деформации в растянутой арматуре	пп. 8.1.20-8.1.30
		0,276	Прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями	п. 8.1.32, 8.1.34
		0,834	Прочность по наклонному сечению	п. 8.1.33, 8.1.34
пролет 1	1	0,906	Прочность по предельному моменту сечения	п. 7.1.12
		0,376	Деформации в сжатом бетоне	пп. 8.1.20-8.1.30
		0,084	Деформации в растянутой арматуре	пп. 8.1.20-8.1.30
		0,002	Прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями	п. 8.1.32, 8.1.34
		0,006	Прочность по наклонному сечению	п. 8.1.33, 8.1.34
правая консоль	1	0,976	Прочность по предельному моменту сечения	п. 7.1.12
		0,71	Деформации в сжатом бетоне	пп. 8.1.20-8.1.30
		0,095	Деформации в растянутой арматуре	пп. 8.1.20-8.1.30
		0,276	Прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями	п. 8.1.32, 8.1.34
		0,834	Прочность по наклонному сечению	п. 8.1.33, 8.1.34

Результаты исследования

Результаты расчёта трёх моделей для удобства выполнения сравнения, приведены в табличном виде. Таблица № 3 содержит усилия в консольных балках, а таблица № 4 – теоретическое армирование по участкам.

Таблица № 3

Усилия в консоли

Усилия	Способ 1.1	Способ 1.2	Способ 1.3
M_u , тс·м	48,32	55,072	54,418
N , тс	46,395	45,304	-
Q , тс	38,185	75,844	20

Способ моделирования 1.2 является довольно близким по значениям усилий M_u и N к объемной модели (способ 1.1), однако даёт завышенные

значения поперечной силы на опорном участке консоль/пилон. Способ 1.3 также схож по величине момента, но показывает заниженные значения поперечной силы.

Таблица № 4

Армирование консоли

Армирование	Способ 1.1	Способ 1.2	Способ 1.3
Верхнее армирование (Au4+Au3), см ²	24,63	25	27,99
Поперечное армирование, см ²	1,571	1,6	2,36
Нижнее армирование (Au1+Au2), см ²	7,63	3,1	7,63

Способ 1.2 даёт приближенные результаты к кубковой модели, но недооценивает нижнее армирование, которое может сказаться при действии отрывающей комбинации расчётного сочетания нагрузки ветрового воздействия. Способ 1.3 демонстрирует завышенные значения требуемого армирования.

Все способы моделирования имеют право на существование. Однозначно рекомендовать какой-либо способ построения сложно, рекомендации в нормативных документах по данной теме отсутствуют, поэтому инженер должен сам для своей конкретной ситуации подобрать оптимальный вариант моделирования.

Заключение

При проектировании конструкции навеса был использован способ 1.3, что, в свою очередь, привело к аварийным последствиям.

На приопорном участке сопряжения пилона и консоли возникла наклонная трещина, вследствие недостаточной длины анкеровки продольного армирования и неудачного расположения выреза под дождевой

лоток. Консольную часть начало отрывать от тела пилона при приложении эксплуатационной нагрузки. Выходом для сохранения эксплуатационной пригодности сооружения в данном случае может быть усиление конструкций, в том числе, системой внешнего композитного армирования [11-13].



Рис. 24. Наклонная трещина

Упрощённая геометрическая схема не может показать детальную картину распространения и концентрирование напряжений в конструкции. Позиция “больше не меньше” - это тоже плохо. Любые расходы, а тем более перерасходы должны быть обоснованы пунктом норм, справочника или пособия. Кубиковая (объёмная) расчётная модель, в свою очередь, позволяет

детально проанализировать распространение напряжений в конструкции и избежать подобных последствий.

Литература

1. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. Киев: Факт, 2007. 393 с.
2. Ciarlet P.G. Mathematical elasticity. Theory of plates. Amsterdam: Elsevier, 1997. 497 p.
3. Bauer S.M., Filippov S.V., Smirnov A.L., Tovstich P.E. Asymptotic methods in mechanics with application to thin plates and shells // Asymptotic Methods in Mechanics & Lecture Notes. 1993. Vol. 3. Pp. 3-141.
4. Miara B. Justification of the asymptotic analysis of elastic plates // Applicable Analysis. 1989. Vol. 31. Pp. 291-307.
5. He J.-H. Recent development of the homotopy perturbation method // Topological Methods in Nonlinear Analysis. 2008. Vol. 31. No. 2. Pp. 205-209.
6. Atey M.T. Determination of critical buckling loads for variable stiffness Euler columns using homotopy perturbation method // International Journal of Nonlinear Sciences and Numerical Simulation. 2009. Vol. 10. No. 2. Pp. 199-206.
7. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Устойчивость равновесия конструкций и родственные проблемы. М.: СКАД СОФТ, 2009. 704 с.
8. Васидзу К. Вариационные методы в теории упругости и пластичности. М.: Мир, 1987. 542 с.
9. Сливкер В.И. Строительная механика. Вариационные основы. М.: АСВ, 2005. 708 с.
10. Акопян В.Ф., Акопян А.Ф., Онуфриев М.О., Бергер И.А., Янке В.А., Гапонов В.Н., Паламарчук И.Н. Теоретико-эмпирические исследования особенностей работы железобетонных стержней на кручение // Инженерный вестник Дона, 2019, №5. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/N5y2019/5967/.

11. Соловьёва А.И., Георгиев С.В., Меретуков З.А. Углеродное волокно - как хороший материал для усиления железобетонных конструкций // Инженерный вестник Дона, 2021, №9. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n10y2021/7232/.
12. Георгиев С.В., Меретуков З.А., Соловьёва А. И. Сравнение методик усиления внешним армированием композитных материалов // Инженерный вестник Дона, 2021, №10. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n10y2021/7221/.
13. Георгиев С.В., Соловьёва А.И., Меретуков З.А. Сравнение методов усиления железобетонных стоек с точки зрения экономической эффективности // Инженерный вестник Дона, 2022, №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2022/7485/.

References

1. Gorodetskii A.S., Evzerov I.D. Komp`yuterny`e modeli konstrukcij [Computer models of structures]. Kiev: Fakt, 2007. 393 p.
 2. Ciarlet P.G. Mathematical elasticity. Theory of plates. Amsterdam: Elsevier, 1997. 497 p.
 3. Bauer S.M., Filippov S.V., Smirnov A.L., Tovstich P.E. Asymptotic Methods in Mechanics & Lecture Notes. 1993. Vol. 3. pp. 3-141.
 4. Miara B. Applicable Analysis. 1989. Vol. 31. pp. 291-307.
 5. He J.-H. Topological Methods in Nonlinear Analysis. 2008. Vol. 31.No. 2. pp. 205-209.
 6. Atey M.T. International Journal of Nonlinear Sciences and Numerical Simulation. 2009. Vol. 10. No. 2. pp. 199-206.
 - 7 . Perelmuter A.V., Slivker V.I. Ustojchivost` ravnovesiya konstrukcij i rodstvenny`e problemy` [Stability of equilibrium of structures and related problems]. M.: SKAD SOFT, 2009. 704 p.
-



8. Vasidzu K. Variacionny`e metody` v teorii uprugosti i plastichnosti [Variational methods in the theory of elasticity and plasticity]. М.: Mir, 1987. 542p.

9. Slivker V.I. Stroitel`naya mexanika. Variacionny`e osnovy` [Variational Foundations]. М.: ASV, 2005. 708 p.

10. Akopian V.F., Akopian A.F., Onufriev M.O., Berger I.A., Ianke V.A., Gaponov V.N., Palamarchuk I.N. Inzhenernyj vestnik Dona, 2018, №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/N5y2019/5967/.

11. Soloveva A.I., Georgiev S.V., Meretukov Z.A. Inzhenernyj vestnik Dona, 2018, №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n10y2021/7232/.

12. Georgiev S.V., Meretukov Z.A., Soloveva A. I. Inzhenernyj vestnik Dona, 2018, №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n10y2021/7221/.

13. Georgiev S.V., Soloveva A.I., Meretukov Z.A. Inzhenernyj vestnik Dona, 2018, №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2022/7485/.

Дата поступления: 20.10.2024

Дата публикации: 10.12.2024