

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА / STRUCTURAL MECHANICS

DOI: <https://www.doi.org/10.18454/mca.2023.3.34.001>

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ СИЛОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ВЫНОСНОЙ ГРУЗОПРИЕМНОЙ ПЛОЩАДКИ

Научная статья

Кузнецов Д.Н.*

ORCID: 0000-0001-6648-1511,

Воронежский государственный технический университет, Воронеж, Россия

* Корреспондирующий автор (kuznecov82[at]bk.ru)

Аннотация

В статье представлен расчетный анализ силового сопротивления несущих конструкций выносной грузоприемной площадки консольного типа. Площадки указанного типа используются для приемки грузов при строительстве многоэтажных зданий с монолитным железобетонным каркасом. Для безопасной эксплуатации выносной грузоприемной площадки необходимо точно определить напряженно-деформированное состояние ее конструкций, а также правильно ее закрепить и эксплуатировать.

Выполнены статический геометрически нелинейный расчет и проверка прочности несущих конструкций металлической грузоприемной площадки, установлены особенности ее деформирования. При анализе результатов расчетов выявлена неравномерность запаса прочности отдельных несущих элементов конструкций грузоприемной площадки и определена значительная разница усилий в телескопических стойках, закрепляющих площадку в межэтажных перекрытиях. Материалы данной статьи могут быть полезны при проектировании, монтаже и эксплуатации грузоприемных площадок консольного типа.

Ключевые слова: грузоприемная площадка, площадка консольного типа, силовое сопротивление, проверка прочности, неравномерность усилий, статический расчет.

SOME ISSUES OF POWER RESISTANCE OF LOAD-CARRYING CONSTRUCTIONS OF A REMOTE CARGO RECEIVING PLATFORM

Research article

Kuznetsov D.N.*

ORCID: 0000-0001-6648-1511,

Voronezh State Technical University, Voronezh, Russia

* Corresponding author (kuznecov82[at]bk.ru)

Abstract

The article presents a computational analysis of the power resistance of load-carrying constructions of a remote cargo receiving platform of a cantilever type. Platforms of this type are used for cargo receiving during the construction of multi-storey buildings with a monolithic reinforced concrete frame. For the safe usage of the remote cargo receiving platform, it is necessary to accurately determine the stress-strain state of its structures, as well as to fix and operate it correctly.

Static geometrically nonlinear calculation and testing of the strength of the load-carrying constructions of the metal loading platform were made, the specifics of its deformation were established. When analysing the calculation results, the unevenness of the safety margin of individual load-carrying construction elements of the loading platform was revealed and a significant difference in the efforts of the telescopic props securing the platform in the interstorey floors was determined. The materials of this article can be useful in the design, installation and operation of cargo receiving platforms of the cantilever-type.

Keywords: cargo receiving platform, cantilever-type platform, force resistance, strength testing, uneven forces, static calculation.

Введение

Объектом исследования является выносная грузоприемная площадка, которая предназначена для приемки грузов с максимальным весом до двух тонн·сил включительно. Конструктивное решение, геометрические размеры и поперечные сечения конструкций приняты по результатам измерений площадки, эксплуатируемой при реальном строительстве многоэтажных зданий с монолитным железобетонным каркасом (см. рис. 1). Конструкция площадки имеет две несущие консольные балки, передающие расчётную нагрузку на монолитную железобетонную плиту межэтажного перекрытия (см. рис. 1). Каждая несущая балка площадки «Б1» изготовлена из двух стальных швеллеров «12П» сваренных в сечение коробчатого вида. Несущая балка «Б1» имеет консольный свес вылетом 1,5 метра для приемки грузов.

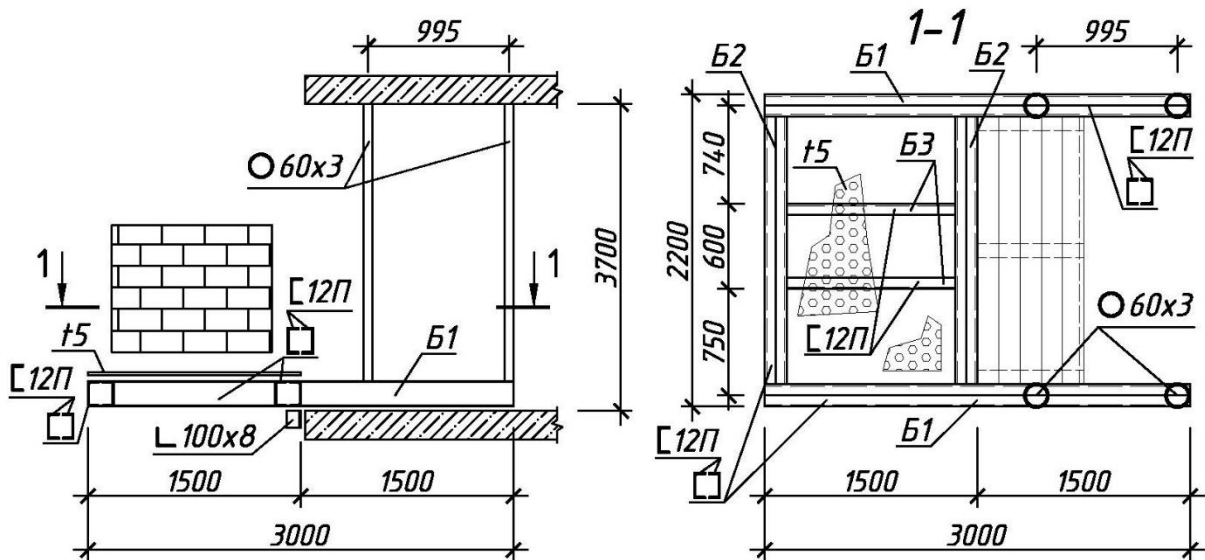


Рис. 1 – Конструктивная схема грузоприёмной площадки (ограждения площадки условно не показаны)

Между монолитными плитами перекрытий площадка закрепляется четырьмя (по две на каждую сторону) телескопическими стойками, что в сочетании с нижним горизонтальным упором обеспечивает жесткую заделку несущих балок грузоприёмной площадки.

При производстве строительных работ важно обеспечить безопасность. К сожалению, аварийные ситуации при приемке грузов на строительных площадках происходят [1]. Так как грузоприёмные площадки указанного типа широко используются, а перечень грузов, принимаемых при строительстве, меняется, существует необходимость в полном описании напряженно-деформированного состояния (НДС) несущих металлических конструкций выносной грузоприёмной площадки.

Организационно-технологические особенности возведения зданий широко представлены в материалах конференций и статьях научных журналов [2], [3], однако расчетный анализ НДС несущих конструкций грузоприёмных площадок представлен недостаточно полно. Указанные обстоятельства делают актуальным расчетный анализ силового сопротивления несущих конструкций [4], [5], [6] выносной грузоприёмной площадки [7].

Метод исследования

На начальном этапе исследования разработана плоская расчетная схема одной из двух симметрично расположенных несущих консольных балок «Б1» (см. рис. 2). На балку «Б1» передается постоянная нагрузка от собственного веса элементов площадки и кратковременная (полезная) нагрузка от веса принимаемого груза и двух рабочих. На консольную (левую) часть балки прикладывается сочетание постоянной и кратковременных нагрузок: $q_d = 0,23 \text{ кН/м}$ (от собственного веса балки «Б1»); $P_d = 0,72 \text{ кН}$ (от собственного веса балок «Б2», «Б3», настила и ограждения); $P_t = 8,97 \text{ кН}$ (от груза и двух рабочих).

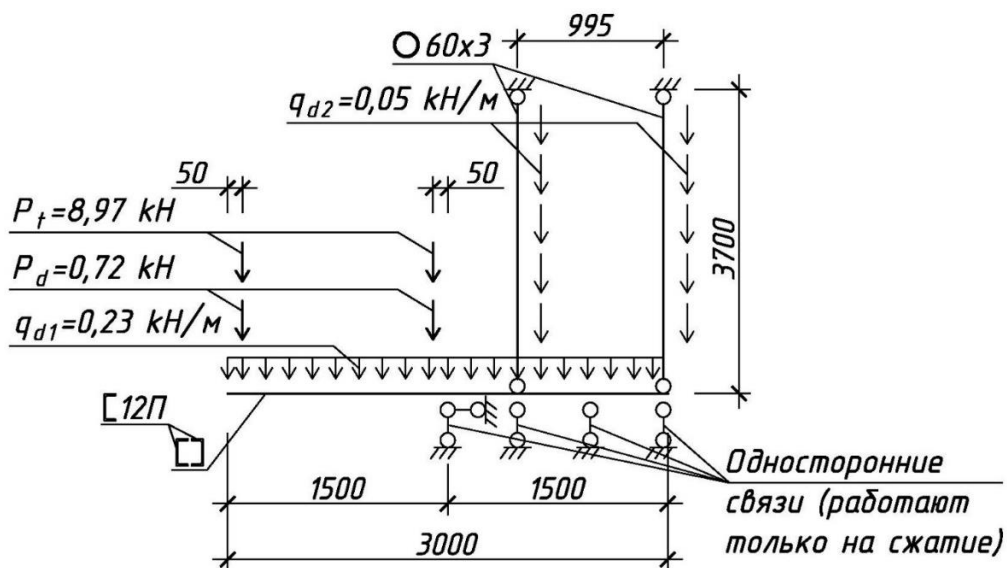


Рис. 2 – Расчетная схема несущей балки «Б1» грузоприёмной площадки

Площадка может принимать груз с максимальным весом две тонны-силы включительно. Расчетное значение кратковременной нагрузки от принимаемого груза определено с учётом коэффициентов надежности: по нагрузке $\gamma_f = 1,2$; динамичности $n_d = 1,2$ (при скорости опускания груза не более $0,33 \text{ м/с}$) [8, С. 14]; учёта сил перекоса груза из-за

его возможного смещения $n_p = 1,1$. Определено расчетное значение силы от принимаемого груза: $G_t = G_n \gamma_f n_p = 19,62 \text{ kH} \times 1,2 \times 1,2 \times 1,1 = 31,08 \text{ kH}$. Нагрузка от рабочих, принимающих груз, является сопутствующей, поэтому понижающий коэффициент сочетаний для данной кратковременной нагрузки не вводится, а ее величина определена следующим образом: $G_L = 2G_{Ln} \gamma_f = 2 \times 2 \text{ kH} \times 1,2 = 4,8 \text{ kH}$.

Далее кратковременная нагрузка суммируется и передается в виде опорных реакций двух балок «Б2» на балки «Б1». На правом участке расчетной схемы действуют нагрузки от собственного веса балки «Б1» и от телескопических стоек, закрепленных шарнирно между балками и монолитной плитой межэтажного перекрытия.

Геометрия расчетной схемы строится в виде стержневой конечноэлементной (КЭ) системы в вычислительном комплексе SCAD Office. Контакт между плитой и консольной балкой моделируется при помощи односторонних двухузловых связей, которые ограничивают вертикальные перемещения вниз (работают на сжатие) и не ограничивают вертикальные перемещения вверх (не работают на растяжение). В одном узле, где есть горизонтальный упор, дополнительно установлена односторонняя связь, работающая на сжатие при перемещении КЭ системы вправо, в горизонтальном направлении. Телескопические стойки шарнирно примыкают к консольной балке и монолитной плите перекрытия. Жесткости стержневых КЭ назначены в соответствии с расчетной схемой рисунка 2. Выполнен геометрически нелинейный расчет простым шаговым методом: число шагов пять, с пошаговым коэффициентом загрузки 0,2.

Элементы «Б2» и «Б3» рассчитаны в линейной постановке задачи, как шарнирно-опертые статически определимые балки. Расчетные схемы указанных балок не показаны ввиду их простоты.

По результатам статического расчета выполнены проверка прочности и общий анализ НДС несущих элементов грузоприемной площадки. Проверка прочности стальных несущих конструкций производилась по выражениям СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции» (далее по тексту СП 16.13330.2017).

Основные результаты статистического расчета и проверка прочности

В результате статического расчета методом конечных элементов (МКЭ) получены внутренние усилия и перемещения в плоской КЭ расчетной схеме несущей балки «Б1» (см. рис. 3 и 4).

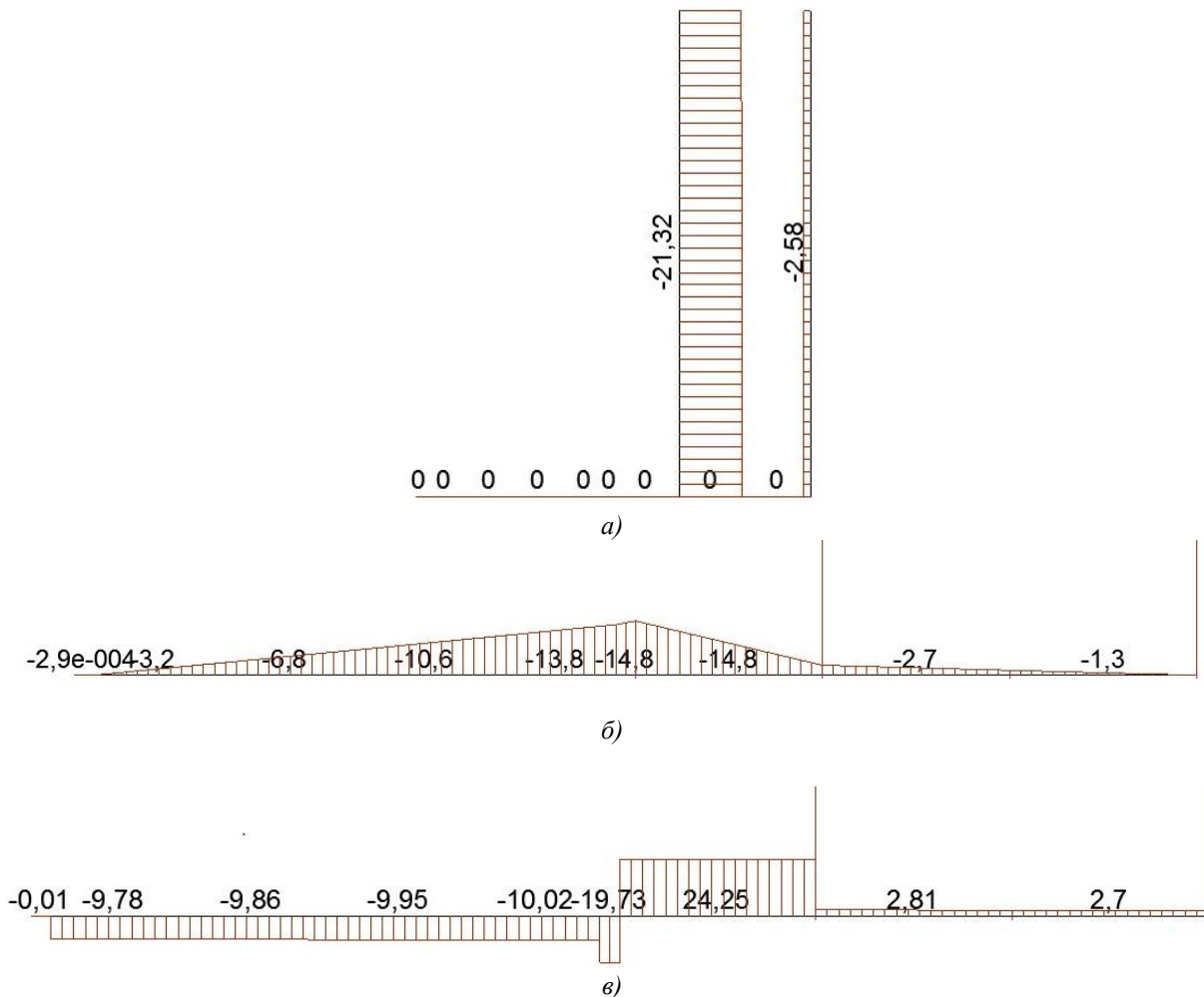


Рис. 3 – Внутренние усилия от действия расчетного сочетания нагрузок:
а) – продольная сила N , кН; б) – изгибающий момент M_y , кНм; в) – поперечная сила Q_z , кН

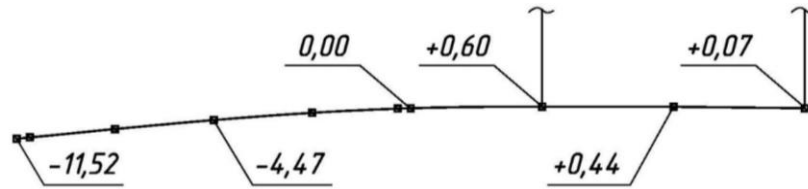


Рис. 4 – Схема вертикальных перемещений от действия нормативных нагрузок, мм

По сочетанию наибольших усилий, полученных в поперечном сечении несущей балки «Б1», на краю консольной части монолитной железобетонной плиты, построены эпюры нормальных и касательных напряжений (см. рис. 5). Так как сталь, из которой изготовлены элементы площадки, нам неизвестна приняты прочностные характеристики стали С235.

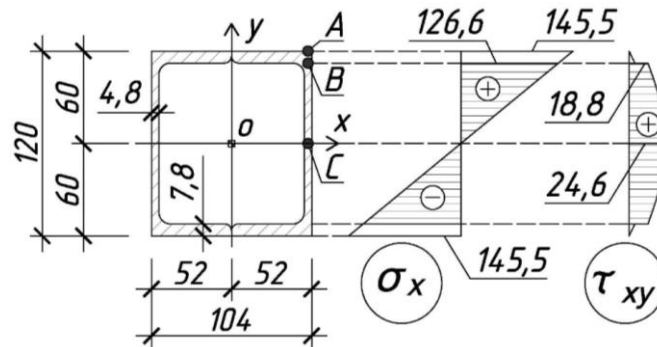


Рис. 5 – Эпюры нормальных и касательных напряжений в балке «Б1», МПа

По выражению (41) норм СП 16.13330.2017 выполним проверку условия прочности несущей балки «Б1» от действия нормальных напряжений в крайнем волокне сечения, в точке «А»:

$$\frac{M}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (1)$$

где M , $W_{n,\min}$, R_y , γ_c – по выражению (41) норм СП 16.13330.2017.

$$\frac{M}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} = \frac{1479 \text{ кНсм}}{2 \times 50,8 \text{ см}^3 \times 22,5 \text{ кН / см}^2 \times 1} = 0,65 < 1, \quad (2)$$

$$\sigma_x = \frac{M}{I_x} y = \frac{1479 \text{ кНсм}}{2 \times 305 \text{ см}^4} \times 6 \text{ см} = 14,55 \text{ кН / см}^2 = 145,5 \text{ МПа}, \quad (3)$$

По выражению (44) норм СП 16.13330.2017 выполним проверку условия прочности в точке «В»:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad (4)$$

где σ_x , R_y , γ_c – по выражению (44) норм СП 16.13330.2017, $\sigma_y = 0$.

$$\sigma_x = \frac{M}{I_x} y = \frac{1479 \text{ кНсм}}{2 \times 305 \text{ см}^4} \times 5,22 \text{ см} = 12,66 \text{ кН / см}^2 = 126,6 \text{ МПа}, \quad (5)$$

$$S_x = \iint_F y dF = F y_c = (10,4 \text{ см} \times 0,78 \text{ см}) \times (6 \text{ см} - 0,78 \text{ см} / 2) = 45,5 \text{ см}^3, \quad (6)$$

$$\tau_{xy} = \frac{QS_x}{I_x t_w} = \frac{24,25kH \times 45,5cm^3}{(2 \times 305cm^4) \times (2 \times 0,48cm)} = 1,88kH / cm^2 = 18,8МПа, \quad (7)$$

$$\begin{aligned} & \frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \\ & = \frac{0,87}{22,5kH / cm^2 \times 1} \times \sqrt{(12,66kH / cm^2)^2 + 3 \times (1,88kH / cm^2)^2} = 0,51 < 1. \end{aligned} \quad (8)$$

$$\frac{\tau_{xy}}{R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (9)$$

где τ_{xy} , R_s , γ_c – по выражению (44) норм СП 16.13330.2017.

$$R_s = \frac{0,58R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{0,58 \times 23,5kH / cm^2}{1,05} = 12,98kH / cm^2, \quad (10)$$

$$\frac{\tau_{xy}}{R_s \gamma_c} = \frac{1,88kH / cm^2}{12,98kH / cm^2 \times 1} = 0,15 < 1. \quad (11)$$

Проверка условия прочности по выражению (3) в точке «С»:

$$\tau_{xy} = \frac{QS_x^{1/2}}{I_x t_w} = \frac{24,25kH \times (2 \times 29,7cm^3)}{(2 \times 305cm^4) \times (2 \times 0,48cm)} = 2,46kH / cm^2 = 24,6МПа, \quad (12)$$

$$\frac{\tau_{xy}}{R_s \gamma_c} = \frac{2,46kH / cm^2}{12,98kH / cm^2 \times 1} = 0,19 < 1. \quad (13)$$

Условия прочности выполнены для всех точек поперечного сечения балки «Б1». Минимальный запас прочности установлен в точке «А», а именно:

$$\frac{R_y \gamma_c - \sigma}{R_y \gamma_c} 100\% = \frac{22,5kH / cm^2 \times 1 - 14,55kH / cm^2}{22,5kH / cm^2 \times 1} \times 100\% = 35\%. \quad (14)$$

Выполним проверку несущей балки «Б1» по второй группе предельных состояний (по вертикальным относительным перемещениям):

$$f \leq f_u = \left[\frac{l}{150} \right], \quad (15)$$

где f – наибольший вертикальный относительный прогиб от действия основного сочетания нормативных нагрузок расчетной ситуации; f_u – предельный вертикальный прогиб по табл. Д.1. норм СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия»; l – удвоенный вылет консоли.

$$f = 11,52mm < f_u = \frac{2 \times 1500mm}{150} = 20mm. \quad (16)$$

Вертикальный относительный прогиб несущей балки «Б1» от действия значений нормативных нагрузок не превышает предельной величины.

Элементы грузоприемной площадки «Б2» и «Б3» рассчитаны линейно, как шарнирно-опертые статически определимые балки. Балки «Б2» изготовлены из двух стальных швеллеров «12П» сваренных в сечение коробчатого вида,

а балки «Б3» изготовлены из одиночного стального швеллера «12П». Так как сталь, из которой изготовлены элементы «Б2» и «Б3» неизвестна прочностные характеристики приняты по стали С235. Нормативные условия прочности и жесткости балок «Б2» и «Б3» выполнены. Запас прочности для балки «Б2» составил 71%, а для балки «Б3» 74%.

Выполним проверку прочности стального настила грузоприемной площадки. Стальной настил площадки имеет толщину 5 мм и состоит из трёх участков, каждый из которых опёрт на четыре стороны (см. рис. 6). Требуемая толщина настила определяется расчетом пластинки на изгиб.

Определим среднее значение интенсивности нагрузки на каждом из участков. При условии, что деревянный поддон с грузом передаёт нагрузку через бруски-коротыши по трём осям (одна средняя и две крайних). На среднюю ось поддона приходится половина от всей нагрузки и по одной четверти нагрузки передается на его крайние участки.

Интенсивность нагрузки, действующей на единичную ширину расчетных участков стального настила, определена по выражению:

$$q_i = N_i \times 1 / A_i \quad (17)$$

где N_i – величина постоянной и кратковременной (полезной) нагрузок, приходящихся на i – ый участок; A_i – площадь i – го участка.

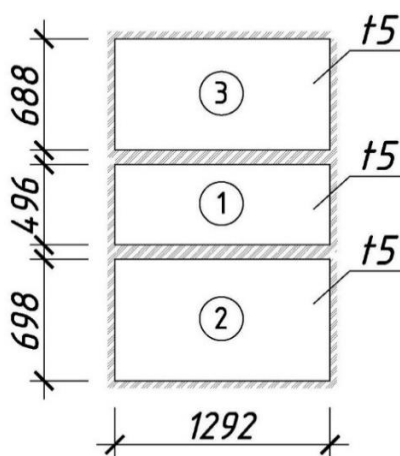


Рис. 6 – Геометрическая схема расчетных участков стального настила грузоприемной площадки, мм

$$q_1 = N_1 \times 1 \text{ см} / A_1 = 18,18 \text{ кН} \times 1 \text{ см} / (49,6 \text{ см} \times 129,2 \text{ см}) = 2,84 \times 10^{-3} \text{ кН/см};$$

$$q_2 = N_2 \times 1 \text{ см} / A_2 = 9,31 \text{ кН} \times 1 \text{ см} / (69,8 \text{ см} \times 129,2 \text{ см}) = 1,04 \times 10^{-3} \text{ кН/см};$$

$$q_3 = N_3 \times 1 \text{ см} / A_3 = 9,31 \text{ кН} \times 1 \text{ см} / (68,8 \text{ см} \times 129,2 \text{ см}) = 1,05 \times 10^{-3} \text{ кН/см}.$$

По выражениям (103) норм СП 16.13330.2017 определен изгибающий момент для каждого участка стального настила, опертого на четыре стороны, в направлении короткой и длинной сторон:

Участок №1:

$$M_{a1} = \alpha_{11} \times q_1 \times a_1^2 = 0,125 \times 2,84 \times 10^{-3} \text{ кН/см} \times (49,6 \text{ см})^2 = 0,8734 \text{ кНсм};$$

$$M_{b1} = \alpha_{21} \times q_1 \times a_1^2 = 0,037 \times 2,84 \times 10^{-3} \text{ кН/см} \times (49,6 \text{ см})^2 = 0,2585 \text{ кНсм}.$$

Участок №2:

$$M_{a2} = \alpha_{12} \times q_2 \times a_2^2 = 0,096 \times 1,04 \times 10^{-3} \text{ кН/см} \times (69,8 \text{ см})^2 = 0,4865 \text{ кНсм};$$

$$M_{b2} = \alpha_{22} \times q_2 \times a_2^2 = 0,0475 \times 1,04 \times 10^{-3} \text{ кН/см} \times (69,8 \text{ см})^2 = 0,2407 \text{ кНсм}.$$

Участок №3:

$$M_{a3} = \alpha_{13} \times q_3 \times a_3^2 = 0,097 \times 1,05 \times 10^{-3} \text{ кН/см} \times (68,8 \text{ см})^2 = 0,4821 \text{ кНсм};$$

$$M_{b3} = \alpha_{23} \times q_3 \times a_3^2 = 0,047 \times 1,05 \times 10^{-3} \text{ кН/см} \times (68,8 \text{ см})^2 = 0,2336 \text{ кНсм}.$$

Определим требуемую толщину стального настила на каждом из трех участков по выражению (101) норм СП 16.13330.2016:

$$t = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}} \quad (18)$$

где M_{max} – наибольший из изгибающих моментов M , действующих на полосе единичной ширины разных участков; R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести; γ_c – коэффициент условий работы.

Требуемая толщина стального настила единичной ширины для каждого участка:

$$t_1 = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,8734 \text{ kHcm}}{1 \text{ cm} \times 22,5 \text{ kH / cm}^2 \times 1}} = 0,48 \text{ cm} = 4,8 \text{ мм}, \quad (19)$$

$$t_2 = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,4865 \text{ kHcm}}{1 \text{ cm} \times 22,5 \text{ kH / cm}^2 \times 1}} = 0,36 \text{ cm} = 3,6 \text{ мм}, \quad (20)$$

$$t_3 = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,4821 \text{ kHcm}}{1 \text{ cm} \times 22,5 \text{ kH / cm}^2 \times 1}} = 0,36 \text{ cm} = 3,6 \text{ мм}, \quad (21)$$

По наибольшей требуемой толщине определен минимальный запас прочности, при фактической толщине стального настила $t = 5 \text{ мм}$:

$$\frac{t - t_{max}}{t} 100\% = \frac{5 \text{ мм} - 4,8 \text{ мм}}{5 \text{ мм}} \times 100\% = 4\%. \quad (22)$$

Условие прочности стального настила выполнено с запасом 4%.

Анализ результатов статического расчета и проверки прочности

По эпюрам усилий можно заметить неравномерность распределения продольных сил между телескопическими стойками, закрепляющими грузоприемную площадку. В стойке, расположенной ближе (левой) к консольной части площадки действует продольная сила сжатия $N = -21,32 \text{ kH}$, а в дальней (правой) стойке действует на порядок меньшая продольная сила $N = -2,58 \text{ kH}$. При указанном неравномерном распределении усилий требуются стойки с большей несущей способностью, чем наибольшее усилие $N = -21,32 \text{ kH}$. Некоторые типовые телескопические стойки, предназначенные для поддержания горизонтальных щитов опалубки, не обладают достаточной несущей способностью при геометрической длине 3,7 м.

Прочность несущих элементов площадки обеспечена, но необходимо отметить выявленную неравномерность распределения запаса прочности между отдельными ее элементами, а именно: балки «Б1» – 35%, балки «Б2» – 71%, балки «Б3» – 74%, стальной настил – 4%. Большая разница в запасе прочности отдельных элементов площадки объясняется унификацией профилей, ведь для изготовления несущих балок «Б1», «Б2», «Б3» используется одинаковый профиль, а именно: швеллер «12П». Если балки «Б2» и «Б3» изготовить из меньшего профиля и равнопрочными, тогда возможно получить экономию металла без уменьшения общей несущей способности площадки [9], [10]. Прочность и жесткость стального настила необходимо увеличить постановкой ребер жесткости, особенно на среднем участке, а толщину настила возможно уменьшить с 5 до 4 мм при одновременном увеличении общей несущей способности настила.

Необходимо отметить, что в данном исследовании железобетонные перекрытия, к которым закрепляются конструкции грузоприемной площадки, приняты как абсолютно жесткие тела. При реальной эксплуатации грузоприемной площадки происходит деформирование не только ее конструкций, но деформируются и конструкции монолитных железобетонных перекрытий [11]. Поэтому толщина железобетонных плит, их армирование, шаг колонн, расположение грузоприемной площадки относительно колонн, также влияют на характер НДС в конструкциях грузоприемной площадки. Железобетонные перекрытия должны быть отдельно рассчитаны на возможность приемки грузов с помощью площадок консольного типа, иначе аварийная ситуация может возникнуть не из-за деформирования конструкций площадки, а из-за недостаточной несущей способности железобетонных межэтажных перекрытий. Указанные вопросы требуют дальнейшего изучения.

Выводы

На основании расчетного анализа, выполненного в настоящей статье, а также в ходе изучения материалов других работ можно сделать следующие общие выводы:

1. Конструкции исследованной грузоприемной площадки отвечают требованиям по несущей способности – первая группа предельных состояний и по условиям нормальной эксплуатации – вторая группа предельных состояний.

2. Установлена значительная неравномерность запаса прочности отдельных несущих элементов площадки. Установка ребер жесткости при уменьшении толщины стального настила (с 5 до 4 мм) позволит уменьшить собственный вес и увеличит общую несущую способность площадки.

3. Выявлена неравномерность распределения продольных сил между телескопическими стойками, закрепляющими грузоприемную площадку. Для надежного закрепления площадки требуется применять телескопические стойки с несущей способностью выше, чем значение $N = -21,32 \text{ kH}$.

Conflict of Interest

None declared.

Конфликт интересов

Не указан.

Список литературы / References

1. Лapidус А. А. Применение риск-ориентированного подхода при выполнении функций строительного контроля технического заказчика / А. А. Лapidус, А. Н. Макаров // Вестник МГСУ. — 2022. — Т. 17. — № 2. — С. 232-241. — DOI 10.22227/1997-0935.2022.2.232-241
2. Олейник П. П. Организация строительства как вид работ, влияющих на безопасность объектов / П. П. Олейник, В. И. Бродский // Промышленное и гражданское строительство. — 2015. — № 7. — С. 71-75.
3. Понявина Н. А. Анализ принципов применения технологии «Бережливое строительство» с целью повышения индекса производительности труда / Н. А. Понявина, Д. И. Емельянов, Е. А. Чеснокова [и др.] // Научный журнал строительства и архитектуры. — 2021. — № 1 (61). — С. 40-52. — DOI 10.36622/VSTU.2021.61.1.004
4. Кузнецов Д. Н. Силовая работа опорного узла стальной двутавровой балки / Д. Н. Кузнецов, В. В. Григораш // Научный журнал строительства и архитектуры. — 2020. — № 1 (57). — С. 11-21. — DOI: 10.25987/VSTU.2020.57.1.001
5. Kuznetsov D. N. Numerical Study of the Influence of the Distance between Stiffeners on the Loss of Stability of the Web of an I-Section Steel Beam / D. N. Kuznetsov, N. A. Ponyavina // IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng. — 2020. — Vol. 753, No. 4. — P. 042041. — DOI: 10.1088/1757-899X/753/4/042041
6. Кузнецов Д. Н. Оценка устойчивости несущих конструкций при численном моделировании / Д. Н. Кузнецов, Н. А. Понявина, Д. И. Емельянов [и др.] // Жилищное хозяйство и коммунальная инфраструктура. — 2022. — № 1 (20). — С. 9-16. — DOI 10.36622/VSTU.2022.72.88.001
7. Горунович С. Б. Приближенные расчеты сложных конструкций энергетическим методом на примере проектирования площадки обслуживания / С. Б. Горунович // Механика XXI века. — 2022. — № 21. — С. 213-222.
8. РД 31.45.03-82. Устройства грузозахватные крановые. Типовые расчеты. Методика. — М.: В/О «Мортехинформреклама», 1984. — 152 с.
9. Василькин А. А. К построению автоматизированной системы определения оптимальных параметров стальных конструкций / А. А. Василькин // Вестник гражданских инженеров. — 2017. — № 4 (63). — С. 61-65. — DOI 10.23968/1999-5571-2017-14-4-61-65
10. Кузнецов Д. Н. Анализ развития метода предельных состояний для расчета строительных конструкций / Д. Н. Кузнецов, Л. А. Федосова // Строительная механика и конструкции. — 2020. — № 4 (27). — С. 74-81.
11. Фрюнин Н. Д. Проектирование монолитного железобетонного перекрытия при неравномерном распределении нагрузки / Н. Д. Фрюнин, С. А. Тумаков // Жилищное хозяйство и коммунальная инфраструктура. — 2020. — № 2 (13). — С. 9-15.

Список литературы на английском языке / References in English

1. Lapidus A. A. Primenenie risk-orientirovannogo podhoda pri vypolnenii funkciy stroitel'nogo kontrolja tehničeskogo zakazchika [A risk-based approach to construction control applied by a developer] / A. A. Lapidus, A. N. Makarov // Vestnik MGSU. — 2022. — Vol. 17. — № 2. — P. 232-241. — DOI 10.22227/1997-0935.2022.2.232-241 [in Russian]
2. Oleynik P. P. Organizacija stroitel'stva kak vid rabot, vlijajushhih na bezopasnost' ob'ektov [Construction management as a type of works affecting safety of facilities] / P. P. Oleynik, V. I. Brodsky // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo [Industrial and Civil Engineering]. — 2015. — No. 7. — P. 71-75. [in Russian]
3. Ponyavina N. A. Analiz principov primeneniya tehnologii «Berezhlivoe stroitel'stvo» s cel'ju povysheniya indeksa proizvoditel'nosti truda [Analysis of application principles of «Lean construction» technology to increase labor productivity index] / N. A. Ponyavina, D. I. Emelyanov, E. A. Chesnokova [et al.] // Nauchnyj zhurnal stroitel'stva i arhitektury [Russian Journal of Building Construction and Architecture]. — 2021. — No. 1 (61). — P. 40-52. — DOI 10.36622/VSTU.2021.61.1.004 [in Russian]
4. Kuznetsov D.N. Silovaja rabota opornogo uzla stal'noj dvutavrovoj balki [Work power of the support unit of the steel I-beam] / D. N. Kuznetsov, V. V. Grigorash // Nauchnyj zhurnal stroitel'stva i arhitektury [Russian Journal of Building Construction and Architecture]. — 2020. — No. 1 (57). — P. 11-21. — DOI: 10.25987/VSTU.2020.57.1.001 [in Russian]
5. Kuznetsov D. N. Numerical Study of the Influence of the Distance between Stiffeners on the Loss of Stability of the Web of an I-Section Steel Beam / D. N. Kuznetsov, N. A. Ponyavina // IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng. — 2020. — Vol. 753, No. 4. — P. 042041. — DOI: 10.1088/1757-899X/753/4/042041
6. Kuznetsov D. N. Ocenka ustojchivosti nesushhih konstrukcij pri chislenom modelirovanii [Assessment of stability of load-bearing structures in numerical simulations] / D. N. Kuznetsov, N. A. Ponyavina, D. I. Emelyanov [et al.] // Zhilishhnoe hozjajstvo i kommunal'naja infrastruktura [Housing and utilities infrastructure]. — 2022. — No. 1 (20). — P. 9-16. — DOI 10.36622/VSTU.2022.72.88.001 [in Russian]
7. Gorunovich S. B. Priblizhennye raschety slozhnyh konstrukcij jenergetičeskim metodom na primere proektirovanija ploshhadki obsluzhivaniya [Approximate complex structure calculations by the energy method on the example of maintenance

platform designing] / S. B. Gorunovich // *Mehaniki XXI veku* [Mechanical engineers to XXI century]. — 2022. — No. 21. — P. 213-222. [in Russian]

8. RD 31.45.03-82. *Ustrojstva gruzozahvatnye kranovye. Tipovye raschety. Metodika*. [Lifting crane devices. Typical calculations. Methodology]. — M.: V/O «Mortehinformreklama», 1984. — 152 p. [in Russian]

9. Vasilkin A. A. *K postroeniju avtomatizirovannoj sistemy opredelenija optimal'nyh parametrov stal'nyh konstrukcij* [About creating an automated system for determining optimal parameters of steel structures] / A. A. Vasilkin // *Vestnik grazhdanskih inzhenerov* [Bulletin of Civil Engineers]. — 2017. — No. 4 (63). — P. 61-65. — DOI 10.23968/1999-5571-2017-14-4-61-65 [in Russian]

10. Kuznetsov D. N. *Analiz razvitija metoda predel'nyh sostojanij dlja rascheta stroitel'nyh konstrukcij* [Development analysis of the method of limit states for calculation of construction structures] / D. N. Kuznetsov, L. A. Fedosova // *Stroitel'naja mehanika i konstrukcii* [Structural mechanics and structures]. — 2020. — No. 4 (27). — P. 74-81. [in Russian]

11. Fryunin N. D. *Proektirovanie monolitnogo zhelezobonnogo perekrytija pri neravnomernom raspredelenii nagruzki* [Design of a monolithic reinforced concrete floor with uneven load distribution] / N. D. Fryunin, S. A. Tumakov // *Zhilishhnoe hozjajstvo i kommunal'naja infrastruktura* [Housing and utilities infrastructure]. — 2020. — No. 2 (13). — P. 9-15. [in Russian]
