

Список литературы

1. Нгуен Ван Лонг. Разработка технологии повышения деформативной устойчивости асфальтобетонных покрытий автомобильных дорог в условиях Южного Вьетнама : дис. ... канд. техн. наук. Воронеж, 2013. 146 с.
2. Nguyễn Quang Chiêu. Mặt đường bê tông xi măng. NXB Giao thông vận tải, 2004. 206 trang.
3. Михайлов И. Н., Свиридов Н. В., Чуппин А. В. Дороги: цементобетонные или асфальтобетонные? // Инженерные сооружения. 2014. № 3 [5]. С. 72–73.
4. Phạm Huy Khang. Thiết kế mặt đường bê tông xi măng đường ô tô và mặt đường sân bay. NXB Giao thông vận tải. Hà Nội, 2008.
5. Nguyễn Quang Chiêu. Bê tông cốt sợi và bê tông sợi thép. NXB Giao thông vận tải, 2008. 108 trang.
6. Nguyễn Văn Chánh. Bê tông cốt sợi phân tán. 2004. 108 trang.
7. Nguyễn Việt Trung, Nguyễn Ngọc Long, Phạm Duy Anh. Bê tông cốt sợi thép. NXB Xây dựng, 2010. 102 trang.
8. Lương Minh Chính. Tận dụng phế thải từ lớp xe ô tô trong việc gia cố và nâng cấp mặt đường nhựa bị nứt gãy, chịu nhiệt cao // Tạp chí Khoa học kỹ thuật thủy lợi và môi trường. 2013. Số 43. Trang 89–92.
9. Nhà máy tái chế lốp ô tô phế thải đầu tiên tại Việt Nam [Tài liệu điện tử]. URL: <http://infonyet.vn/nha-may-tai-che-lop-o-to-phe-thai-dau-tien-tai-viet-nam-post194758.info> (10.07.2017).
10. Sản xuất gạch cao su từ lốp ô tô phế thải [Tài liệu điện tử]. URL: <http://www.baomoi.com/san-xuat-gach-cao-su-tu-lop-o-to-phe-thai/c/19007671.epi>. (10.07.2017).
11. Phùng Văn Lự. Giáo trình Vật liệu xây dựng. NXB Giáo dục, 2006.
12. TCVN 3118:1993. Bê tông nặng – Phương pháp xác định cường độ chịu nén.
13. TCVN 3119:1993. Bê tông nặng – Phương pháp xác định cường độ chịu kéo khi uốn.

© Нгуен Ван Лонг, Нгуен Дык Ши

Ссылка для цитирования:

Нгуен Ван Лонг, Нгуен Дык Ши. Обоснование возможности применения сталефибробетона для устройства покрытия сельских дорог // Инженерно-строительный вестник Прикаспия : научно-технический журнал / Астраханский государственный архитектурно-строительный университет. Астрахань : ГАОУ АО ВО «АГАСУ», 2017. № 3 (21). С. 35–39.

УДК 624.042.3:621.87

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА ЗДАНИЯ ХЛЕБОЗАВОДА ПО ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЕ НА ДЕЙСТВИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ КРАНОВЫХ НАГРУЗОК

*Т. В. Золина, Т. Ш. Сагитов**Астраханский государственный архитектурно-строительный университет*

В статье обосновывается необходимость учета боковых сил, возникающих при движении мостового крана с перекосом, в расчете несущих конструкций каркаса промышленного здания. При данных силах в расчетных сечениях колонн возникают большие значения расчетных усилий, чем при торможении крановой тележки. Боковые силы предлагается учитывать в вероятностной постановке, в отличие от тормозных нагрузок, определяемых в соответствии с нормативными документами. Приводятся результаты расчета здания цеха на крановые нагрузки. Методика позволяет оценить все возможные риски возникновения аварийных ситуаций и тем самым обеспечить надежную безопасную эксплуатацию промышленного объекта.

Ключевые слова: промышленные здания, мостовые краны, вероятностный расчет, торможение тележки, боковые силы.

CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE FRAME OF A BAKERY BUILDING ACCORDING TO A SPATIAL CALCULATION SCHEME FOR THE ACTION OF DYNAMIC CRANE LOADS

*T. V. Zolina, T. Sh. Sagitov**Astrakhan State University of Architecture and Civil Engineering*

The article justifies the need to consider the action of lateral forces appearing in the process of the movement of the bridge crane with a warp in the calculation of bearing structures of industrial buildings. Larger values of calculated effort appear under these forces in the calculated cross sections of columns, than they are during a crane trolley braking. Lateral forces are suggested to consider in a probabilistic formulation, in contrast to the brake load, determined in accordance with normative documents. There are the results of calculation of shop building on the crane load. The technique allows estimating all possible risks of accidents and ensuring a reliable secure operation of industrial facilities.

Key words: industrial buildings, bridge cranes, probabilistic calculation, trolley braking, the lateral forces.

Одноэтажные промышленные здания (ОПЗ), оборудованные мостовыми кранами, являются наиболее распространенными зданиями, используемыми в промышленном строительстве, при проектировании которых приходится решать достаточно сложные задачи: нагрузка от мостовых кранов носит ярко выраженный динамический характер, который при расчете каркаса здания необходимо учитывать; в расче-

тах используются некоторые допущения, обуславливающие особенности работы несущих конструкций, влияние факторов окружающей среды и характера нагрузок, но не всегда они отражают действительную работу каркаса под нагрузками.

В процессе исследования колебаний, возникающих от работающих мостовых кранов, были выявлены неучтенные факторы, вызывающие

повышенную деформативность каркасов зданий в поперечном направлении от торможения крановой тележки и от воздействия боковых сил, возникающих при перекоском движении крана и направленных поперек рельсовых путей, что свидетельствует о вовлечении под воздействием этих сил в колебательный процесс всего каркаса.

В качестве объекта исследования взят одноэтажный блок проектируемого здания хлебозавода мощностью 70 т продукции в сутки в г. Астрахани: здание отапливаемое, пятипролетное; пролеты равной величины по 12 м каждый; шаг рам 6 м; длина здания 90 м. Мостовой кран грузоподъемностью 5 т расположен во втором пролете; тип подвеса груза – жесткий; высота уровня головки рельса – 4,8 м; в качестве основной несущей конструкции покрытия используется железобетонная двускатная балка; устройство фонарей не предусмотрено; плиты покрытия – железобетонные ребристые размером 3х6 м, предварительно напряженные; подкрановые балки – железобетонные, предварительно напряженные высотой 1,0 м; наружные стены – панельные навесные; крайние и средние колонны – железобетонные, сплошного сечения.

Пространственный расчет каркаса на крановые нагрузки произведен для блока размерами

60х66 м. Конструкции здания имеют следующие жесткостные характеристики: крайние колонны: $EJ_{вк} = 69\,000 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$; $EJ_{нк} = 270\,000 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$; средние колонны: $EJ_{вср} = 156\,000 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$; $EJ_{нср} = 270\,000 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$; модуль упругости для бетона класса В25 $E = 30 \cdot 10^6 \text{ кПа}$.

При пространственном расчете использовалась следующая расчетная схема (рис. 1) [1], которая позволяет учесть практически все факторы, играющие существенную роль при расчете каркасов на горизонтальные нагрузки:

- тип диска покрытия (в нашем случае – жесткий);
- влияние работающего мостового крана на каркас здания;
- влияние на крутильную жесткость здания продольных вертикальных связей по рядам колонн.

В расчетной схеме целесообразно выбирать оптимальное число степеней свободы и учитывать смещения только тех расчетных узлов, которые существенно влияют на расчет каркасов на горизонтальные крановые нагрузки.

При продольной раскладке железобетонных плит на покрытие и качественном замоноличивании швов между ними покрытие малоподатливо, и его можно представить в виде балки-стенки бесконечной жесткости, опорами для которой служат поперечные рамы.

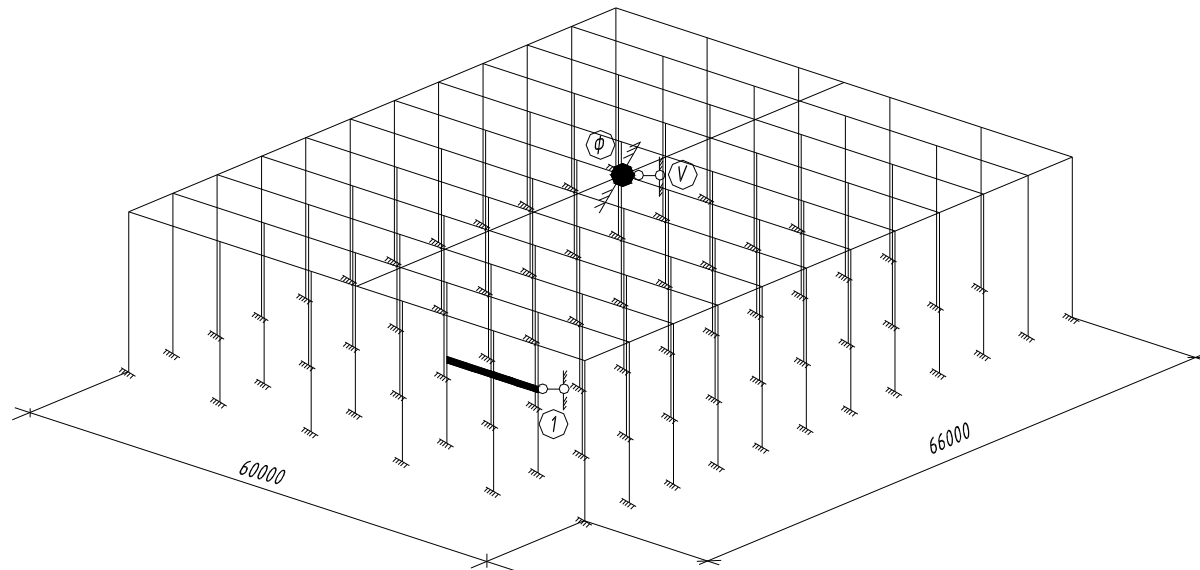


Рис. 1. Расчетная схема каркаса хлебозавода

Жесткостью тормозных конструкций из-за небольшой величины отпора в их уровне по сравнению с отпорностью в уровне покрытия можно пренебречь.

При расчете ОПЗ с такими жесткостными характеристиками на горизонтальные крановые нагрузки в качестве расчетной схемы можно принять трехмерную систему, в которой расчет-

ные точки расположены в узлах пересечения колонн и тормозных конструкций и в центре масс покрытия, кран при этом рассматривается как шарнирная вставка, соединяющая соответствующие узлы колонн поперечных рам в уровне подкрановых балок. В принятой расчетной схеме в уровне подкрановой балки берется одна расчетная точка с одной степенью свободы –

горизонтальным смещением в плоскости поперечной рамы с мостовым краном; расчетная точка, расположенная на покрытии, имеет две степени свободы: горизонтальное смещение в этой же плоскости и угол поворота в плоскости покрытия.

Величины масс, расположенных в узлах пересечения колонн и тормозных балок, определяются весом конструкций и временной нагрузкой, расположенными между двумя горизонтальными плоскостями, проходящими по середине высот подкрановой и надкрановой частей колонн (рис. 2).

В плоскости второй от торца поперечной рамы массы, расположенные в узлах пересечения колонн и тормозных балок, и масса крана, которая определяется по государственным стандартам на краны, суммируются. Величины масс, расположенных в узлах пересечения поперечных рам и осевой линии покрытия, определяются весом конструкций и временной нагрузкой,

расположенными выше горизонтальной плоскости, приходящей по середине высоты надкрановой части колонны.

Горизонтальные крановые нагрузки рассматриваются в двух вариантах: 1 – нагрузка, возникающая при торможении крановой тележки; 2 – нагрузка, возникающая при движении мостового крана с перекосом [2]. Крановая нагрузка при торможении тележки рассматривается изменяющейся по графику, представленному на рис. 3.

Тормозная нагрузка возрастает в течение 0,02 с, потом ее значение сохраняется постоянным в течение 1,97 с, а затем она снижается до нуля. Таким образом, нагрузка от торможения крановой тележки носит почти ударный характер, вследствие чего возникают колебания каркаса.

Крановая нагрузка при возникновении боковых сил рассматривается изменяющейся по графику, представленному на рис. 4.

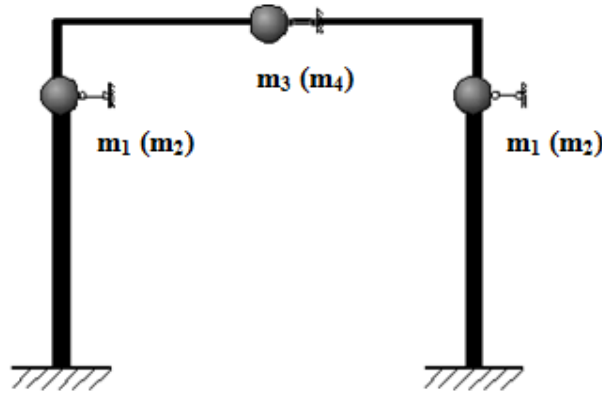


Рис. 2. Схема расположения масс в поперечной раме

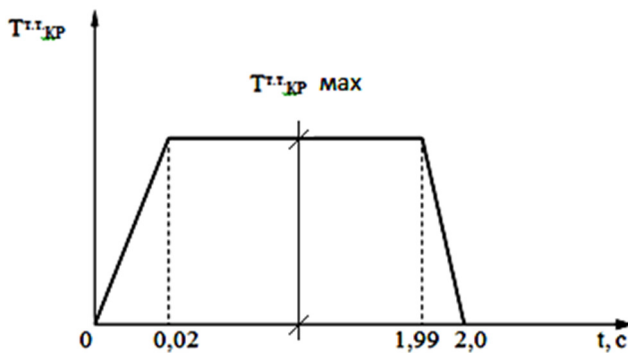


Рис. 3. График изменения тормозной нагрузки во времени

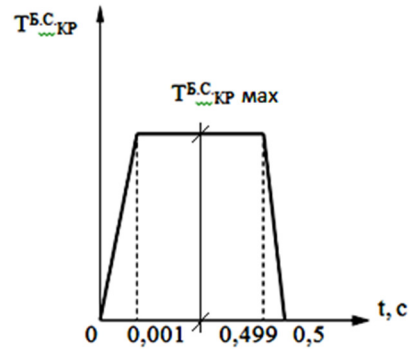


Рис. 4. График изменения боковой силы во времени

Как следует из графиков изменения крановых нагрузок (см. рис. 3 и 4), они носят ярко выраженный динамический характер, так как прикладываются практически мгновенно и действуют очень короткий промежуток времени. В связи с этим при воздействии данных нагрузок на каркас здания возникают колебания каркаса, амплитуду которых можно найти из реше-

ния дифференциального уравнения, описывающего колебания ОПЗ под действием динамических крановых нагрузок:

$$\|M\| \{\ddot{q}(t)\} + \|X\| \{\dot{q}(t)\} + \|C\| \{q(t)\} = \{P(t)\},$$

где $\|M\|$ – матрица инерционных параметров каркаса здания;

$\|X\|$ – матрица коэффициентов сопротивления,

равная $2\xi\|M\|$, где $\xi_v = \frac{\delta w_v}{2\pi\sqrt{1+\left(\frac{\delta}{2\pi}\right)^2}}$ – коэф-

фициент демпфирования, δ – логарифмический декремент колебаний, w_v – собственная частота колебаний;

$\|C\|$ – матрица жесткости здания;

$\{q(t)\}$ – вектор смещений расчетных точек здания;

$\{P(t)\}$ – вектор динамических нагрузок.

Решение данного дифференциального уравнения определяется с помощью интеграла Дюамеля

$$I_D = \frac{1}{w_v} \int_0^t P_\mu(t) e^{-\xi_v(t-\tau)} \sin[w_v(t-\tau)] d\tau,$$

как сумма амплитудных значений по всем формам колебаний:

$$V_f(t) = \sum_{v=1}^m \frac{V_{\mu v} V_{fv}}{\sum_{f=1}^m M_f V_{fv}^2} I_D,$$

где f – номер расчетной точки, v – номер формы колебания;

$w_v = \sqrt{w_v^2 - \xi_v^2}$ – собственная частота колебаний с учетом затухания;

μ – расчетная точка, где приложена крановая нагрузка;

$V_{\mu v}, V_{fv}$ – амплитудные значения смещений расчетных точек μ и f .

Частоты и амплитудные значения смещений в свою очередь определяются из уравнения $(\|C\| - \|M\|w^2)N = 0$, что является обобщенной симметричной задачей нахождения собственных значений и собственных векторов.

Нормы [3] рекомендуют при расчете поперечной рамы учитывать нагрузку, возникающую от торможения крановой тележки – поперечную тормозную силу $T_{т.т.}$, а при расчете прочности и устойчивости подкрановых балок и их креплений к колоннам в зданиях с кранами определенных режимов работы – боковые силы $T_{б.с.}$, направленные поперек кранового пути. Однако результаты теоретических и экспериментальных исследований, проведенных авторами [4], доказывают, что боковые силы вовлекают весь каркас в колебательный процесс. Как показано в работе [4], данные силы по своей природе – силы трения поперечного скольжения, которые возникают в результате несовпадения плоскости вращения колеса мостового крана с направлением его движения. Теоретиче-

ски такое движение должно рассматриваться как прямолинейное. Однако если такое движение и возможно, то оно крайне неустойчиво, так как при малейшем отклонении рельсовых путей и изменении сил нарушается равенство между тяговыми усилиями приводных колес и силами сопротивления соответствующих сторон крана. Невыполнение равенства приводит к появлению вращательного и поперечного движений крана в пределах зазоров между ребрами и головками рельсов и к дополнительному нагружению металлоконструкций крана, ходовых колес и подкранового рельсового пути. На практике перемещение мостового крана без перекоса встречается крайне редко, поскольку его движение зависит от многих факторов, и маловероятно, что фактор, способствующий движению крана с перекосом, будет отсутствовать. Корректировка сужения либо расширения колеи рельсовых путей при рихтовке позволяет лишь ограничить перекокс, но не исключает его.

В данной работе смещения расчетных точек, возникающие от действия сил $T_{т.т.}$ и $T_{б.с.}$, были определены с помощью программного комплекса DINCIB-new [5]. В результате расчета получены следующие значения нагрузок: поперечная нагрузка от торможения крановой тележки, равная $T_{т.т.} = 5,36$ кН, и боковая сила, возникающая при движении мостового крана, равная $T_{б.с.} = 7,87$ кН.

Как показывают результаты расчета, боковая сила больше тормозной нагрузки на 46 %, что приводит к увеличению смещений колонны в уровне подкрановой балки на 39 %, а в уровне покрытия – на 43 %. Такое увеличение смещений приводит в свою очередь к увеличению изгибающих моментов в уступе и в заделке колонны в фундаменте на 46 %. Объяснить это можно более коротким промежутком времени, в течение которого действует боковая сила, за счет чего динамический эффект проявляется более значительно.

Таким образом, можно сделать вывод, что при конструировании каркасов промышленных зданий необходимо учитывать не только нагрузки, возникающие от торможения крановой тележки, но и влияние боковых сил, появляющихся при движении мостового крана с перекосом.

Следует отметить, что пространственный расчет железобетонных каркасов на динамические крановые нагрузки позволяет более точно оценить напряженно-деформированное состояние несущих конструкций каркаса и запроектировать их сечения в соответствии с действительными условиями работы, что необходимо для обеспечения более надежной эксплуатации промышленного здания.

Список литературы

1. Золина Т. В. Реализация комплексного подхода к исследованию при выборе расчетной схемы промышленного здания // Строительство и реконструкция : науч.-техн. журнал. 2014. № 3 (53). С. 8–14.
2. Золина Т. В. Перекосное движение кранов как одна из причины накопления дефектов и повреждений несущих конструкций каркаса промышленного здания // Научный вестник Воронежского ГАСУ. Строительство и архитектура, 2015. № 2 (38). С. 18–25.
3. Свод правил 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* : утв. Минрегионом России 27.12.2010 г., № 787, введен в действие с 20.05.2011 г.
4. Золина Т. В., Туснин А. Р. Обоснование необходимости учета боковых сил, возникающих при крановых воздействиях на каркас здания // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 5. С. 17–23.
5. Программно-расчетный комплекс DINCIB-new : свид. о гос. рег. программ для ЭВМ № 2014613866 ; дата гос. рег. в Реестре программ для ЭВМ 9 апреля 2014 г. / Т. В. Золина, П. Н. Садчиков.

© Т. В. Золина, Т. Ш. Сагитов

Ссылка для цитирования:

Золина Т. В., Сагитов Т. Ш. Расчет железобетонного каркаса здания хлебозавода по пространственной расчетной схеме на действие динамических крановых нагрузок // Инженерно-строительный вестник Прикаспия : научно-технический журнал / Астраханский государственный архитектурно-строительный университет. Астрахань : ГАОУ АО ВО «АГАСУ», 2017. № 3 (21). С. 39–43.