

Инженерно-строительный журнал

научно-прикладное издание

ISSN
2071-4726

№4(14) май-июнь 2010

СОБЫТИЯ

РАСЧЕТЫ

ТЕХНОЛОГИИ

КОНСТРУКЦИИ

ОРГАНИЗАЦИЯ





Заведующий кафедрой,
д.т.н., профессор
Ватин Николай Иванович

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования

«Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»

Инженерно-строительный факультет

Кафедра «Технология, организация и экономика строительства» (ТОЭС)

Международные магистерские программы по направлению «Строительство»

Что такое магистратура?

- получение квалификации, признанной во всем мире;
- фундаментальное профессиональное образование;
- ускоренный путь к получению степени кандидата технических наук;
- получение знаний и умений, востребованных работодателями на производстве и в науке;
- реальное участие в научно-исследовательской и педагогической деятельности.

Обучение в магистратуре проходит в течение 2 лет, на бюджетной или контрактной основе, по очной или заочной форме. Иногородним предоставляется общежитие.



Выберите одну из наших магистерских программ:

1. Автоматизированное проектирование зданий и сооружений
2. Инженерные системы зданий и сооружений
3. Организация и управление инвестиционно-строительными проектами
4. Теория и практика организационно-технологических решений
5. Энергосбережение и энергоэффективность (при финансовой поддержке ЕС)
6. Международные инвестиционно-строительные проекты (при финансовой поддержке ЕС)

Обучение в ведущих европейских вузах

Каждому магистру предоставляется возможность бесплатной стажировки (от 1 семестра до года) в одном из европейских строительных вузов-партнеров ГОУ СПбГПУ.



Особенности обучения на кафедре:

- индивидуальная работа с каждым магистром, включающая активную научно-исследовательскую работу и опыт педагогической деятельности;
- регулярные выступления на семинарах, конференциях, научных форумах;
- активное взаимодействие преподавателей и студентов в ходе совместной проектной и научно-исследовательской деятельности;
- оперативное обновление учебных дисциплин;
- учебный процесс, построенный на современных компьютерных технологиях в строительстве;
- постоянное общение с представителями ведущих строительных и проектных организаций.

Заочная магистратура как второе высшее образование

Программа ориентирована, прежде всего, на обучение практикующих специалистов, в том числе с техническим «нестроительным» образованием:

- возможность обучения без отрыва от работы;
- использование новейших технологий дистанционного обучения;
- самостоятельный выбор приоритетных направлений обучения.

Контакты

195251, Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2, ауд. 204, 301, 201
297-59-49, 535-79-92, 552-94-60, www.stroikafedra.spb.ru

[Http://www.engstroy.spb.ru](http://www.engstroy.spb.ru) – полнотекстовая версия журнала в сети Интернет. Бесплатный доступ, обновление с каждым новым выпуском.

Инженерно-строительный журнал

научно-прикладное издание

ISSN 2071-4726

Свидетельство о
государственной регистрации:
ПИ №ФС77-38070, выдано
Роскомнадзором

Специализированный научный
журнал

Периодичность: 8 раз в год

Учредитель и издатель:

ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский
государственный
политехнический университет»

Адрес редакции:

195251, СПб, ул.
Политехническая, д. 29,
Гидрокорпус-2, ауд. 204

Главный редактор:

Вера Михайловна Якубсон

Редакционный совет:

Д.э.н., проф. ГОУ СПбГПУ, вице-
губернатор Санкт-Петербурга
А.И. Вахмистров;
Академик РАН, д.т.н., проф.,
президент ГОУ СПбГПУ
Ю.С. Васильев;
Член-корр. РАН, д.т.н., проф.,
проректор ГОУ СПбГПУ по
научной и инновационной
деятельности А.И. Рудской;
Д.э.н., проф., директор Санкт-
Петербургского союза
строительных компаний
«Союзпетрострой» Л.М. Каплан;
Д.т.н., проф., декан ИСФ
ГОУ СПбГПУ А.И. Альхименко;
Д.т.н., проф., зав. каф. ТОЭС
ГОУ СПбГПУ Н.И. Ватин
и другие. Полный список
редсовета и редколлегии – на
веб-сайте журнала.

Установочный тираж 1000 экз.

Контакты:

Тел. 297-59-49

E-mail engstroy@inbox.ru

[Http://www.engstroy.spb.ru](http://www.engstroy.spb.ru)

Содержание**СОБЫТИЯ**

- | | |
|--|---|
| Тендеры и государственные закупки в строительной отрасли | 2 |
| Инновационные технологии Франции и России | 3 |

КОНСТРУКЦИИ

- | | |
|---|---|
| О. Mariko. Experimental analysis and flexural behavior of reinforced-concrete beams reinforced with Glass-fiber-reinforced-polymers | 5 |
|---|---|

ТЕХНОЛОГИИ

- | | |
|--|----|
| К.А. Чернова, Н.В. Параничева. Несъёмная строительная опалубка на основе текстильных материалов | 13 |
| С.В. Никоноров, О.А. Тарасова. Технология раннего нагружения монолитных перекрытий при использовании балочно-стоечной опалубки | 17 |

РАСЧЕТЫ

- | | |
|--|----|
| А.Г. Сотников. Математический и стереографический анализ интенсивности солнечной радиации и затенения светопроёмов для расчета СКВ зданий | 21 |
| С.О. Оспанов, А.А. Сахариева. Использование принципа Сен-Венана в геотехнике | 31 |
| И.И. Боголепов, Чэнь Сятин. Магнитная подвеска в звукоизолирующих кабинах для конфиденциальных переговоров | 33 |
| В.М. Жгутов. Математическое и компьютерное моделирование нелинейных свободных колебаний упругих пологих оболочек ступенчато-переменной толщины | 38 |

МЕТОДЫ

- | | |
|--|----|
| В.А. Соколов. Вероятностный метод оценки технического состояния конструкций железобетонного монолитного перекрытия зданий старой городской застройки | 49 |
|--|----|

ОРГАНИЗАЦИЯ

- | | |
|--|----|
| Г.И. Абдуллаев. Основные направления повышения надежности строительных процессов | 59 |
|--|----|

При перепечатке ссылка на издание обязательна

На обложке: реставрационные работы в соборе Saint-Jean, г. Лион, Франция

Тендеры и государственные закупки в строительной отрасли

25-26 мая Ассоциация профессиональных управляющих инвестиционно-строительными проектами (АПУИСП) проводила III практическую конференцию «Управление инвестиционно-строительными проектами». В этом году конференция проходила в новом формате, включающем краш-тесты реальных инвестиционно-строительных проектов (материал, посвященный предыдущей подобной конференции, см. в рубрике «События», №4, 2009 нашего журнала).

26 мая в рамках конференции состоялся круглый стол «Эффективность коммерческих тендеров и государственных закупок. Процедуры закупок. Критерии выбора поставщика товаров (услуг) для государственных нужд».



Вопросы проведения конкурсов и аукционов являются сейчас одной из наиболее актуальных тем для инвестиционно-строительного комплекса. Илья Ильич Константинов, президент СРО НП «Центр объединения строителей СФЕРА-А», выразил мнение большинства строителей, что процедура аукционов в строительной сфере лишь способствует коррупции и снижению качества строительства. По его мнению, при выборе поставщика в такой ответственной сфере необходимо учитывать не только цену, но и квалификацию сотрудников, опыт организации и т.п. В противном случае поощряются случаи, когда недобросовестные организации выигрывают аукцион с демпинговой ценой, а затем либо строят некачественно, либо не строят вообще, а заказчик (в данном случае государство) теряет деньги и время.

Вадим Валерьевич Владимиров, руководитель Федеральной антимонопольной службы по Санкт-Петербургу, со своей стороны, отметил, что качество строительства должен контролировать заказчик. Процедура контроля заказчика прописывается в каждом контракте, и если использованы некачественные материалы, отличные от заявленных технологии и т.п., а заказчик работы принял, то это зона его ответственности. Если же подрядчик не может построить объект за заявленную сумму, то виноват уже он, и несет соответствующую ответственность, в том числе вносится в реестр недобросовестных поставщиков (т.е. не сможет больше участвовать в системе госзакупок).

В.В. Владимиров отметил, что среди 200 жалоб, подаваемых ежегодно на размещение государственного заказа, большинство подается на завышенные требования к участникам, а не наоборот.

Другим камнем преткновения в этой области является введение электронных торгов. Дата полного перехода на электронные торги уже несколько раз переносилась, в последний раз она была назначена на 01.01.2011. Тем не менее, основная подготовка уже закончена, в том числе, отобрано по конкурсу пять электронных операторов по всей России. Сейчас электронные торги идут в тестовом режиме, и уже вызывают нарекания у участников. Очевидной проблемой является недостаточная техническая оснащенность организаций в регионах, которая просто не позволит им в массе участвовать в электронных торгах. По словам В.В. Владимирова, эта проблема, конечно, существует, но при принятии решения о переходе на электронные торги все возражения перевесил тот факт, что они являются панацеей от сговора на торгах.



В заключение В.В. Владимиров отметил, что пока в нормативно-правовой базе о государственных закупках и о проведении торгов достаточно недоработок и несоответствий, но законы в этой области постоянно совершенствуются. Также он отметил, что переход на электронные торги, вызывающий много вопросов, является практически беспрецедентным шагом: чтобы вся система госзакупок работала на базе электронных торгов – такого нет пока ни в одной европейской стране. И это, безусловно, шаг вперед.

Вера Якубсон

Инновационные технологии Франции и России

8 июня в рамках года Франции в России прошла конференция «Инновационные технологии в строительстве и реставрации», организованная совместно Генеральным консульством Франции в Санкт-Петербурге и ГОУ «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет» (ГОУ СПбГПУ). В приветственном слове Генеральный Консул Франции в Санкт-Петербурге отметил, что помимо традиционно тесного сотрудничества в сфере культуры для Франции также важно развивать отношения с Россией в области инновационных технологий.

Заинтересованность в таком сотрудничестве подтвердили и участвовавшие в конференции представители французских компаний САТЕКО и ПАРЕКСЛАНКО. Так, Ксавье Перше, директор по экспорту компании ПАРЕКСЛАНКО, в своем докладе отметил, что, выходя на российский рынок, компания предварительно адаптирует свои продукты (строительные смеси, клеи и т.п.) к особенностям страны, в первую очередь, климатическим. Например, одним из основных направлений деятельности является производство фасадных продуктов для новых и реконструируемых зданий. Их состав необходимо варьировать в зависимости от предельных температур, влажности и солености воздуха и т.п. Для продуктов, используемых в гидротехнических сооружениях, важен состав воды.



Вопросам восстановления и реставрации гидротехнических сооружений было посвящено выступление Владимира Николаевича Бухарцева, д.т.н., профессора ГОУ СПбГПУ. Он выделил основные виды разрушений, характерные для этих сооружений:

- коррозионное разрушение бетона;
- кавитационная эрозия (разрушения металлических конструкций при быстром движении жидкости);
- образование микротрещин;
- деградация под действием бактерий и т.п.

Другой представитель ГОУ СПбГПУ, старший преподаватель Сергей Александрович Старцев, полностью посвятил свой доклад последнему виду разрушений, а точнее, биоразрушению в целом. По его словам, биологические воздействия – одна из основных причин разрушения зданий, в том числе, исторической застройки в центре Санкт-Петербурга. При этом на первом месте по степени опасности для строительных конструкций находятся бактерии, грибы и высшие растения. Статью С.А. Старцева с соавторами «Гуминовые вещества как фактор риска для подземных сооружений» см. в №5, 2009 нашего журнала.

Все же основной темой конференции стала реставрация зданий исторической застройки Санкт-Петербурга. Главный специалист отдела технологий ремонтно-реставрационных работ Комитета по государственному контролю, использованию и охране памятников истории и культуры Санкт-Петербурга (КГИОП) Сергей Георгиевич Тучинский отметил, что по-настоящему проблема реставрации и консервации объектов культурного наследия начала решаться в Петербурге только в последние годы. Предыдущий период был отмечен в основном большим объемом работ по восстановлению разрушенных после войны и блокады зданий. Сегодня для реставрации исторических зданий применяются различные инновационные технологии и материалы, например, нанотехнологические краски, метод плазменного напыления и т.п.



Об одном из таких инновационных материалов, используемых в реставрации, рассказывал в своем докладе Исса Того, к.т.н., доцент ГОУ СПбГПУ. Это новый вид фасадных штукатурок, названный создателями «три в одном». Вместо традиционного способа ведения работ «штукатурка – шпатлевка – окончательная отделка» предлагается использовать только один слой штукатурки специального состава. Использование гидравлического вяжущего в сочетании с натуральными минеральными пигментами позволяет паропроницаемость и гидрофобность штукатурки. По расчетам докладчика, сроки работ по внешней отделке с применением данного материала сокращаются в 5-10 раз по сравнению с традиционным методом.

Вера Якубсон



Государственное образовательное учреждение высшего
профессионального образования
**«Санкт-Петербургский государственный
политехнический университет»**
Инженерно-строительный факультет



Курсы повышения квалификации

Приглашаются специалисты строительных и проектных организаций, в том числе непосредственно занятые в сфере строительного производства.

Курсы проводятся в течение 2-3 недель в вечернее время на базе факультета или на территории заказчика. По окончании слушателям выдается удостоверение о повышении квалификации государственного образца.

Курсы проводятся по следующим направлениям:

Наименование курса	Продолжительность
<i>Технология и контроль качества строительства</i>	<i>3 недели</i>
<i>Выполнение функций заказчика-застройщика</i>	<i>2 недели</i>
<i>Технический надзор в строительстве</i>	<i>1 неделя</i>
<i>Управление строительной организацией</i>	<i>3 недели</i>
<i>Геодезическое обеспечение строительства</i>	<i>2 недели</i>
<i>Календарно-сетевое планирование в строительстве</i>	<i>2 недели</i>
<i>Проектирование и монтаж систем вентиляции</i>	<i>3 недели</i>
<i>Проектирование, монтаж и эксплуатация систем теплоснабжения</i>	<i>2 недели</i>
<i>Электроснабжение и электрооборудование объектов</i>	<i>2 недели</i>
<i>Обследование строительных конструкций зданий и сооружений</i>	<i>2 недели</i>
<i>Особенности подземного строительства</i>	<i>2 недели</i>
<i>Разработка ПОС и ППР</i>	<i>2 недели</i>
<i>Аудит инвестиционно-строительного проекта</i>	<i>2 недели</i>
<i>Сметное дело в строительстве</i>	<i>2 недели</i>

Возможен подбор преподавателей и организация корпоративного курса по любой интересующей заказчика тематике в сфере строительства. Курсы проводятся как на базе факультета, так и на территории заказчика.

Университет также проводит корпоративный курс «Основы строительного дела», предназначенный для сотрудников строительных организаций, не занятых непосредственно в производстве (менеджеров, юристов, экономистов и т.п.).



Курсы профессиональной подготовки

Курсы предназначены для специалистов строительных и проектных организаций, желающих овладеть работой в программных продуктах для проектирования и управления.

Курсы проводятся в течение 1-2 недель в вечернее время на базе факультета. Возможна организация курса на территории заказчика в удобное ему время.

Наименование курса	Продолжительность
<i>Проектирование зданий и сооружений в п.к. <u>AutoCAD</u></i>	<i>8 дней</i>
<i>Проектирование строительных конструкций в п.к. <u>SCAD Office</u></i>	<i>8 дней</i>
<i>Проектирование зданий и сооружений в п.к. <u>Allplan</u></i>	<i>2 недели</i>
<i>Планирование и управление строительными в п.к. <u>MS Project</u></i>	<i>5 дней</i>

Контакты

195251, Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2, ауд. 301
552-94-60, 535-79-92

stroikursi@mail.ru

www.stroikursi.spb.ru

Experimental analysis and flexural behavior of reinforced-concrete beams reinforced with Glass-fiber-reinforced-polymers

PnD student O. Mariko,*

Department of School of Civil Engineering, the Wuhan University of Technology

1. Introduction

Composite materials made of a cement-based matrix exhibit inherently brittle type failure under tension causes. Brittle failure of cement based composites has been partly alleviated by use of reinforcing steel bars applied in critical regions where tensile stresses arise. Steel is effective however, only after cracking has occurred and the cracked concrete is held together by the reinforcing steel. Design procedures and behavior conventional reinforced concrete are well understood and various design codes and codes of practice all over the world outline steps to achieve a desired design section for any given loading. Building codes have recently imposed stringent seismic design requirements as more knowledge on seismic behavior of structures is available.

The selection of structural materials will sometimes be dictated by variability and/or political and economical constraints. Reinforced concrete is a desirable building material because of one its availability world-wide, two it is relatively cheap and require relatively little energy to produce, and third it does not require very skilled labor to place. In the past two decades there has been rapid growth in application of high strength concrete. High strength concrete have 28-day compressive strengths of 6 000 to 14 000 psi and above (more than two times what was considered normal strength just a few years ago). The high strength permits designers to develop smaller members to carry prescribed loads.

Underdeveloped countries have special problems in selecting building materials in terms of cost, availability of technology. The trend in the developed as well as the under developed countries is to find economically useful applications for readily available raw materials. Natural fibers from plant origins are abundant in most developing countries.

These fibers can be easily and economically extracted. It is appropriate to investigate the feasibility of such fibers in composite building materials.

The art of using fibers to reinforce brittle matrices dates back to the Pharaoh days in Egypt when straw was used in making bricks. Development of composite materials represents a milestone in the history of our civilization. Along with conventional building materials such as steel, concrete, aluminum, and wood, composite materials offer an excellent alternative for a multitude of uses. Concrete is the most widely used construction material, commonly made by mixing Portland cement with sand, crushed rock, and water. Traditionally aggregates have been readily available at economic prices and of qualities to suit all purposes. Concrete satisfies an essential basic property requirement for sustainable building materials, mainly because its production is possible using various secondary raw because its production is possible using various secondary raw materials (wastes for recovery). Besides the reduced extraction of raw materials (especially aggregates) and the conservation of disposal sites, the conservation of non-renewable energy and the emissions connected to it during the production of binding agents (cement) due to the use of secondary raw materials with binding agent properties (such as blast furnace slag, fly ash) can be mentioned. Fiber reinforced polymer (FRP) composites (the combination of two or more materials) have emerged as an evolutionary link in the development of new materials from conventional materials. Used more often in the defense and aerospace industries, advanced composites are beginning to play the role of conventional materials (commodities) used for load-bearing structural components for infrastructure applications. These unique materials are now being used worldwide for building new structures as well as for rehabilitating in-service structures. Application of composites in infrastructural systems on a high-volume basis has come about as a result of the many desirable characteristics of composites that are superior to those of conventional materials such as steel, concrete, and wood.

The fiber architecture or fiber orientation refers to the position of the fiber relative to the axes of the element. Fibers can be oriented along the longitudinal axis of the element (at 0° to the longitudinal axis), transverse to the longitudinal axis (at 90° to the longitudinal axis), or in any other direction at the designer's discretion to achieve optimum product efficiency. This customization flexibility is unique to the fabrication of composites, which gives them versatility in applications. Although fiber orientation in a composite can be so varied that the resulting product is virtually an isotropic material with equal strength in all directions, in most cases composite structural elements are designed with the greatest strength in the direction of the greatest load. For example, for composite reinforcing elements such as bars and tendons, fibers are oriented longitudinally (i.e., in the direction of the applied or anticipated tensile force)

2. Laboratory Testing Procedures

Twelve beams were designed with an adequate amount of longitudinal and shear reinforcement so as to make them fail by crushing of concrete in the central zone. Details of the specimens, materials, test setup and instrumentation are described below.

2.1. Beams Specimens

The experimental program consisted of investigating the effects of varying the reinforcing ratio and the effective depth-to height ratio of six pairs of GFRP RC (reinforced concrete) beams. The total length of each beam was 2050 mm, with a rectangular cross-section B mm wide (variable) and 190 mm deep. The specimens were tested under four-point bending, with 1800 mm total span and 600 mm shear span. The distance between loads was 600 mm (Fig. 1). The shear span was reinforced with sufficient steel stirrups to avoid shear failure ($\varnothing 8$ mm@70 mm). In the pure bending zone, no stirrups were provided so as not to influence crack development in the constant moment zone. Two 6 mm steel bars were used as top reinforcement to hold stirrups in place in the shear span zone. Three different amounts of longitudinal reinforcement ($2\varnothing 12$, $2\varnothing 16$ and $3\varnothing 16$) and two different effective depth-to-height ratios (0.75 and 0.86) were used. The width of the beam was changed to maintain reinforcement ratios of 0.99%, 1.77% and 2.66%, respectively. Two specimens were tested for each type of beam; specimen a was prepared uncracked whilst specimen b had a 3 mm high precrack in the midspan section to ensure the initiation of a crack at this specific position and to facilitate precise measurement of strain in that region.

The pre-crack was created by placing a 1 mm wide steel rectangular section in the moulds prior to casting. The beam specimens are identified as C-wyz-Dx, where wyz stands for the amount of reinforcement (i.e. two diameters of 12 mm is 212) and x stands for the cover of the main rebar (D1 for 20 mm and D2 for 40 mm). Geometric and reinforcement details of the beams are given in Fig. 1 and Table 1.

Table 1. Geometric characteristics of sections

Beam designation	Main Rebar	Width, b (mm)	Cover, c (mm)	d/h	Reinforcement Ratio, ρ (%)
C-212-D1	212	140	20	0.86	0.99
C-216-D1	216	140	20	0.85	1.78
C-316-D1	316	140	20	0.85	2.67
C-212-D2	212	160	40	0.75	0.99
C-216-D2	216	160	40	0.74	1.78
C-316-D2	316	160	40	0.74	2.67

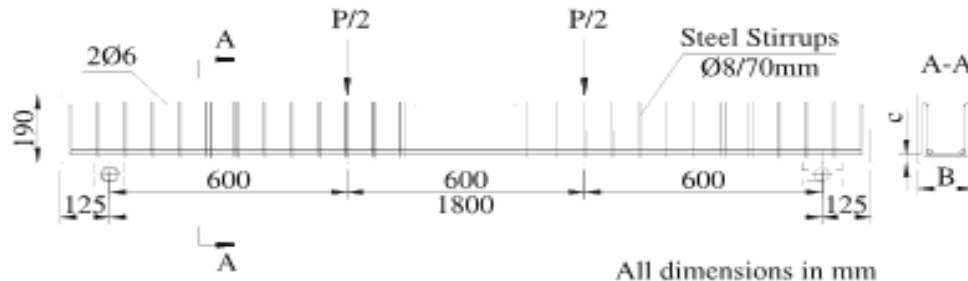


Figure 1. Geometric and reinforcement details

2.1.1. Materials

All beam specimens had a target concrete compressive strength of 50 MPa. Concrete consisted of 162 kg/m³ of water, 842 kg/m³ of sand, 940 kg/m³ of gravel, 385 kg/m³ of ordinary Portland cement (OPC), a 0.42 water/cement ratio and 0.9% (of the OPC) of superplasticizer. The beams were cast in pairs (specimens a and b) with the same target compressive strength of 50 MPa. The concrete properties were determined from cylinder control samples with a diameter to height ratio of 1:2 taken directly from the beams after the tests had been performed, due to lack of reliability detected in initial cylinders prepared at the time of the casting. The compressive strength and the modulus of elasticity were tested according to UNE 83.304/84 and ASTM (American Society for Testing and Materials) C 469/87 standards, respectively. The concrete flexural tensile strength for each pair of beams was calculated from the load-deflection results for the tested beams. The results of the mechanical properties of concrete are summarized in Table 2.

As a flexural reinforcement, ribbed GFRP rebars with 75% of glass content in volume were used. These rebars are manufactured by a pultrusion process, in which boron-free ECR glass fibers are drawn through a tool in a continual process and are impregnated with liquid synthetic vinyl ester-urethane (VEU) resin. The bar is then processed to obtain a ribbed surface (Fig. 2). The tested bars present a relatively high modulus of elasticity (60 GPa, corresponding to the nominal internal diameter) compared to other commonly used GFRP bars (35–45 GPa). Two nominal diameters were used (12 and 16 mm). In Table 3 the mean values of mechanical properties obtained from uniaxial tension tests are shown. The elastic modulus was determined using an external axial extensometer over a

length of 100 mm. This extensometer was removed prior to bar failure to avoid damage, so the strain at failure was not measured.

Table 2 Mechanical properties of concrete

Beam designation	Compressive strength f_c (MPa)	Modulus of Elasticity, E_c (MPa)	Tensile strength, f_{cr} (MPa)
C-212-D1	59.8	26.939	3.5
C-216-D1	56.3	26.524	3.3
C-316-D1	55.2	24.926	3.8
C-212-D2	39.6	23.163	3.0
C-216-D2	61.7	27.318	3.3
C-316-D2	60.1	26.910	3.6

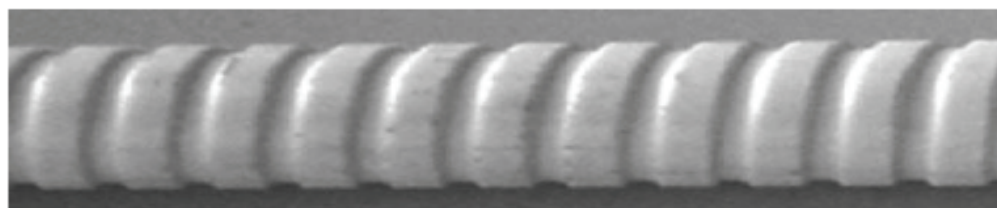


Figure 2. Surface aspect of the GFRP rebars

2.1.2. Experimental setup and instrumentation

A hydraulic jack applied the load to the GFRP RC beam through a spreader beam (Fig. 3). The load was applied in displacement control mode at a displacement rate of 0.8 mm/min and all the data were collected by a data acquisition system. Steps of around 10 kN were applied and after each increment the evolution of cracks and strains was recorded. In order to measure the deflection of the tested beam, three transducers (linear variable differential transformers LVDTs and strain gauge based transducers) were used, one at each support and one in the midspan section. Horizontal top and bottom strains were measured in the midspan zone by means of a mechanical extensometer with a gauge length of 150 mm between Demec points along the central 450 mm of the beam.

Two inclinometers were provided on both sides of the pure bending zone, each one located 225 mm from the midspan section. This configuration allowed sectional rotations to be measured and the average curvature of the pure bending zone to be calculated. An optical magnifier with an accuracy of 0.05 mm was used to measure crack widths. The b beams were additionally instrumented with three concrete strain gauges on the surface of the midspan section (one on the top surface, one 20 mm from the top and one 48 mm from the top) to quantify the evolution of concrete strain with load. Another horizontal transducer was used in the midspan section of these beams at the height of the longitudinal reinforcement to measure the width of the anticipated midspan crack. In addition, the b beams which had 16 mm reinforcement bars (C-216-D1-b, C-216-D2-b, C-316-D1-b, C-316-D2-b) were internally instrumented with strain gauges on the GFRP rebar surface. Four of these gauges were evenly distributed over the shear span length, where as in the midspan zone eight gauges were spaced at 22 mm starting from the midspan section (Fig. 3).

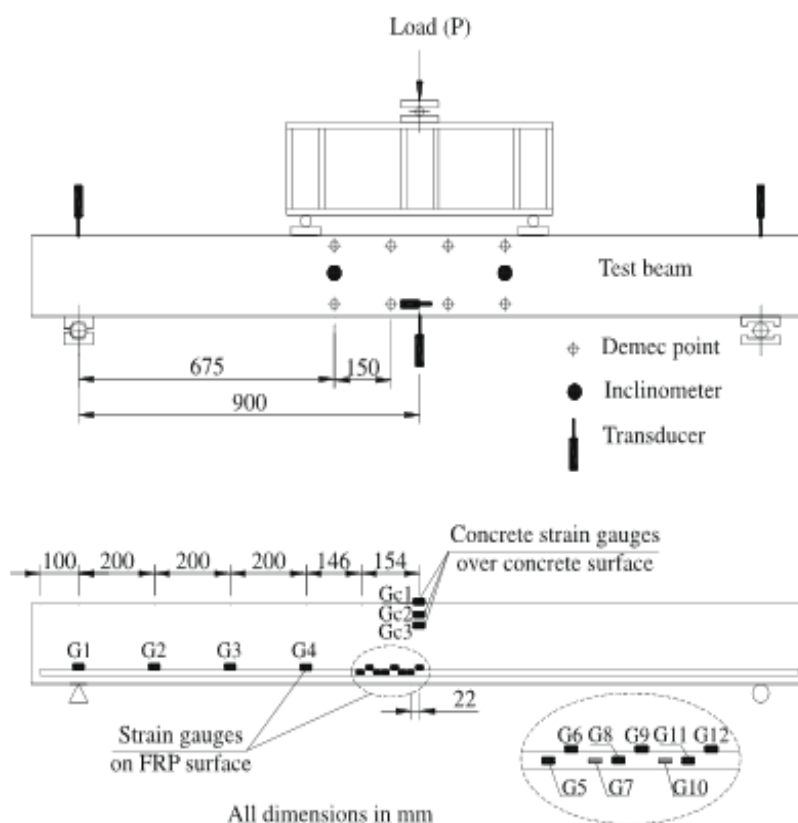


Figure 3. Test setup

2.2. Tensile Test GFRP Rebar

This report summarizes an experimental program that investigated the bond variability of glass-fiber-reinforced-polymer (GFRP) reinforcement in concrete. Tensile tests were also performed on the GFRP rebar for Comparison to bond tests that exhibited bar failure. Eighty-four inverted half-beam bond specimens were tested while monitoring load, loaded-end slip, free-end slip, cracking, and acoustic emissions on the embedded bar and concrete. Three to six replicate tests were conducted for each set of variables. The results of each test within a series were examined to investigate the relative variability with respect to the failure types.

The M1 rebar was observed to rely primarily on mechanical interlock to develop bond strength. This conclusion was based on investigations of the rebar surface condition, bar deformation geometry, slip curves, Acoustic Emission (AE) results, crack patterns and forensic investigations.

Additionally, the ultimate loads for the bond tests with the M1 rebar were affected by changes in embedment lengths but did not vary for tests with 2 and $3d_b$ cover. The cover may not have had an influence because the majority of the tests failed with ultimate loads within two standard deviations of the tensile test average. A 15.0 in. development length was selected for these bars embedded with 2 or $3d_b$ cover. The corresponding $1/K1$ value for this development length was 15.9.

Overall the M1 rebar had coefficients of variation (COV) of 14.3 and 8.9% for bond tests that exhibited bar failure and tensile test bar failures, respectively. The bond tests that failed in concrete splitting had COVs from 5.2 to 5.9%. The M2 rebar was observed to rely primarily on adhesion and friction to develop bond strength. This conclusion was based on investigations of the rebar surface condition, bar deformation geometry, slip curves, AE results, crack patterns and forensic investigations.

Additionally, the ultimate loads for the bond tests with the M2 rebar were affected by changes in embedment lengths but did not vary for tests with 2 and $3d_b$ cover. A development length was determined by conducting a linear regression through the concrete splitting failures to the tensile test average and reported manufacturer's tensile strength (43.5 kips). The resulting development length was 31.5 in. with a corresponding $1/K1$ value of 17.2. Overall the M2 rebar had a coefficient of variation (COV) of 2.9% for the tensile test bar failures and only one bond test exhibited a bar failure not within the grip. Neither bar was recommended for immediate use as reinforcement in bridge decks. The M1 rebar exhibited cracking and splitting along the outer coating of the bar which damaged bar deformations. Additionally these bars exhibited larger COVs for bar failures with average ultimate loads below the reported manufacturer's value. The M2 rebar exhibited a smaller COV for tensile test bar failures and a similar ultimate load average when compared to the manufacturer's reported strength. However, both GFRP rebar had 47.0 in. embedment length bond tests which exhibited bar failures with ultimate loads less than the tensile test average minus two standard deviations.

2.2.1. Test Procedures

All of the tests were conducted according to the same basic procedure. The concrete specimens were placed into the test frame with the test bar centered on the actuator arm to ensure it was pulled straight. Initially the loaded-end slip linear variable differential transformers (LES LVDTs) brackets were attached directly onto the GFRP rebar with screws tightened onto the bar. After testing a number of M1 specimens, it was apparent the outer coating of the M1 bars was damaged by the screws and the bars would need protection. The initial protection method included application of tape directly to the bar under the screws. Both masking tape and duct tape were used for this protection system. Unfortunately neither tape sufficiently protected the outer coating of the M1 bars. In later tests the bars were wrapped with a nominal 5/8 or 3/4 in. rubber hose, slit for installation and covered with a nominal 1/16 in. thick aluminum strip to distribute the point loads from the screws. after all instrumentation was installed and data acquisition systems activated, the test was run. Each test started with tension load applied through the actuator to the GFRP rebar grip system at 0.05 in./min. This rate was successfully used by Retika in similar tests and was based on ASTM A994, "Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End Specimen" and C234, "Comparing Concretes on the Basis of the Bond Developed with Reinforcing Steel." After application of one to two kips of load, the concrete specimen had positioned itself firmly within the load frame and the loading was continued until failure. As surface cracks developed, they were marked with a permanent marker on the specimen which had a pre-drawn grid system. The grid was drawn with a black marker. Each crack and associated load during the test was recorded on the specimen surface with a blue marker. Tests that failed in concrete splitting had additional cracks that occurred at ultimate load. These cracks were recorded on the specimen surface with a red marker.

After failure, the crack pattern was recorded and post test pictures were taken. A careful investigation of the bar and the specimen was done to investigate fiber damage, concrete surface texture and other clues to the debonding process. The testing process culminated with an individual test report that documented the complete test and results.

2.2.2. Pilot Test Parameters

The number of bond tests for the Pilot Study was based on the GFRP rebar available at the time, No. 3 and 5 from M1 and No. 4 and 6 from M2. Tests involving three different embedment lengths for each of the four bar types were initially planned for the Pilot Test. Ideally, the tests at three embedment lengths would provide information regarding the linearity of the GFRP rebar bond relationship with embedment length. In summary, the Pilot Study was to consist of 12 bars, embedded two per half-beam, for a total of six concrete specimens. The three variables for the Pilot Test were the manufacturer, bar size and embedment length. Cover remained constant at $2db$ due to the limited number of tests in the Pilot Study. Additionally, this cover was the most probable and economical cover expected for bridge decks reinforced with GFRP rebar. Manufacturers M1 and M3 were selected for the Pilot Test because they had different deformation systems: Type 1 for the M1 bars and Type 2 for the M2 bars. Both manufacturers supplied two different bar sizes that resulted in four possible test bars: M1-4, M1-5, M2-4 and M2-6. Three lengths were selected for the M1-4 GFRP rebar and four lengths were selected for the M1-5 GFRP rebar. The extra embedment length for the M1-5 GFRP rebar was included because of the lack of comparable test results for bars of this size and deformation type. Two lengths were selected for the M2-4 bars that matched Retika's for direct comparison and three lengths were selected for the M2-6 bars.

The embedment lengths were determined by selecting a desired percentage of the bar's ultimate tensile strength, f_u , to be achieved in the test. Ideally, this percentage (less than 100%) would result in a concrete splitting failure and not bar fracture. The following percentages were targeted for each GFRP rebar test.

GFRP Rebar Test	% of Bar's Tensile Capacity
GFRP Rebar M1-4	65, 80 and 95%
GFRP Rebar M1-5	65, 75, 85 and 95%
GFRP Rebar M2-4	50 and 65%
GFRP Rebar M2-6	65, 80 and 95%

3. Test Results

3.1. Beams

In this section, the most significant experimental results are presented and compared with predictions obtained from different theoretical approaches. Initially, the midspan section is analyzed, in terms of the strain distribution along the depth of the section and the evolution of neutral axis depth with load. The pure bending zone of the beam is then analyzed, and the moment–curvature relationship examined. Finally, a general analysis of the beam behavior is presented. In this analysis, both ultimate and serviceability limit states are studied by examining GFRP reinforcement strain profile along the beam, load–deflection, cracking behavior, modes of failure, ultimate load and deformability. The calculations for the serviceability state were performed for loads up to 35% of the ultimate load, which is considered to be a value that covers sufficiently the usual range for GFRP RC beams

Using the three strain gauges on the concrete surface of the midspan section, an analysis of strains along the depth of the section is carried out and the experimental neutral axis is deduced. The experimental values are compared with a cracked-section analysis (CSA). CSA is based on a totally cracked section, assumes the Bernoulli hypothesis and does not consider any tension in concrete (Fig. 4). The stress–strain curve adopted for the calculations in the CSA is composed of a parabolic ascending branch and a linear descending branch extended up to the ultimate strain, ϵ_{cu} (Park and Paulay). In this case, the Eurocode 2 parabolic ascending branch is considered, which allows introduction of the experimental values of the concrete modulus of elasticity E_c , the compressive strength f_c , the strain corresponding to the compressive strength ϵ_{c0} , and the maximum compressive strain ϵ_{cu} (Fig. 5).

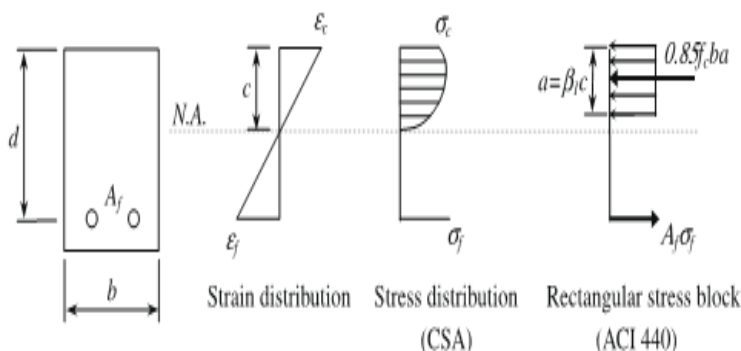


Figure 4. Stress and strain distribution of the cracked-section analysis (CSA) and ACI rectangular stress block

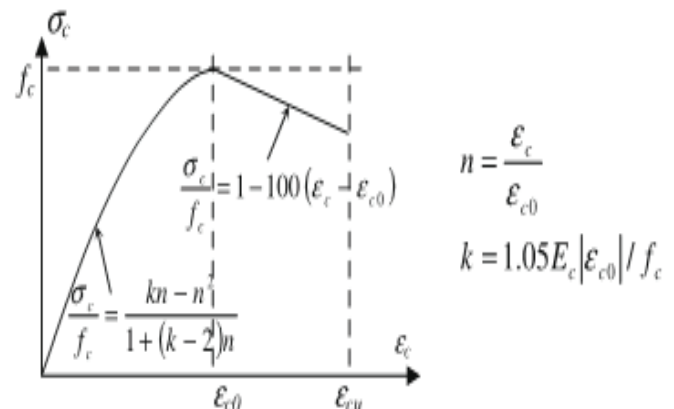


Figure 5. Stress–strain curve adopted for the cracked-section analysis

3.1.1. Strain distribution across the depth of the section

A typical representation of the experimental load-concrete strain relation is shown in Fig. 6a and b. A relatively small first linear branch, corresponding to the uncracked condition, is evident. In this first step of the test, the three experimental curves indicate similar behavior with reduced values of strain. When cracking occurs, the differences among them increase rapidly. As expected, the maximum concrete strain in compression is reached by the top surface strain gauge, while the gauge located 48 mm from the top (Gc3) can be either in compression or in tension, depending on the position of the neutral axis. A higher reinforcement ratio eventually results in a higher depth of the concrete compression block and, therefore, more compressive strain is measured at this last strain gauge.

The experimental strain at the top surface is also compared in Fig. 6a and b with a theoretical prediction of a cracked-section analysis. The CSA fits well with the experimental data. Using the same data, two typical evolutions of the strain profile along the depth of the section for different load levels are represented in Fig. 7a and b. A linear relation between the three strain values is observed, thus confirming the validity of Bernoulli hypothesis, both before and after cracking.

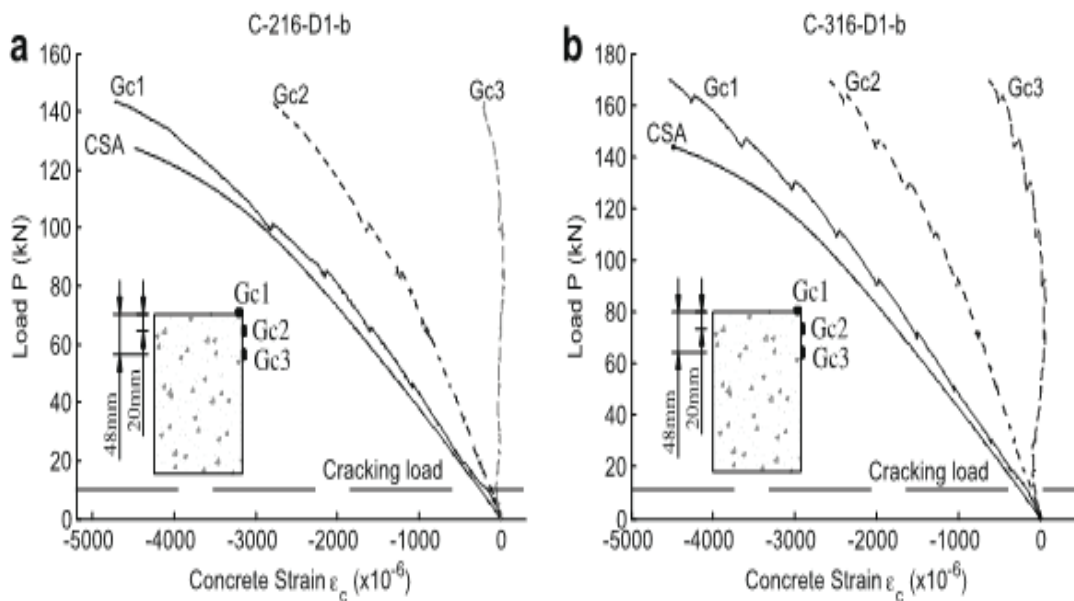


Figure 6. Load-concrete strain (a) Beam C-216-D1-b and (b) Beam C-316-D1-b

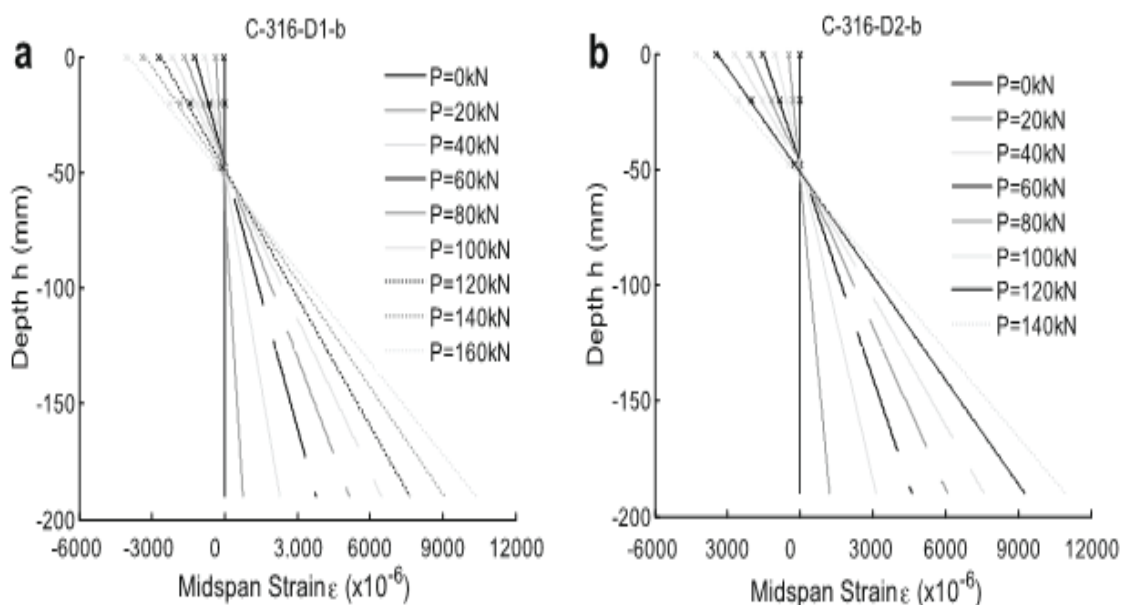


Figure 7. Strain along midspan depth (a) Beam C-316-D1-b and (b) Beam C-316-D2-b

3.1.2. Neutral axis depth

The experimental position of the neutral axis is deduced from the data from the concrete strain gauges. As can be seen in Fig. 8a and b, the neutral axis depth before cracking is located at approximately the mid-height of the section and decreases just after cracking. Then, its value remains constant or decreases slightly, and for high loads it increases until the maximum load is achieved. The neutral axis depth increases with the reinforcement ratio, since equilibrium of forces requires a larger compression block for the greater forces arising from larger areas of reinforcement. The theoretical positions for the neutral axis have been calculated assuming a cracked-section analysis and are shown in Fig. 8a and b. It can be observed that the theoretical prediction compares well with the experimental results

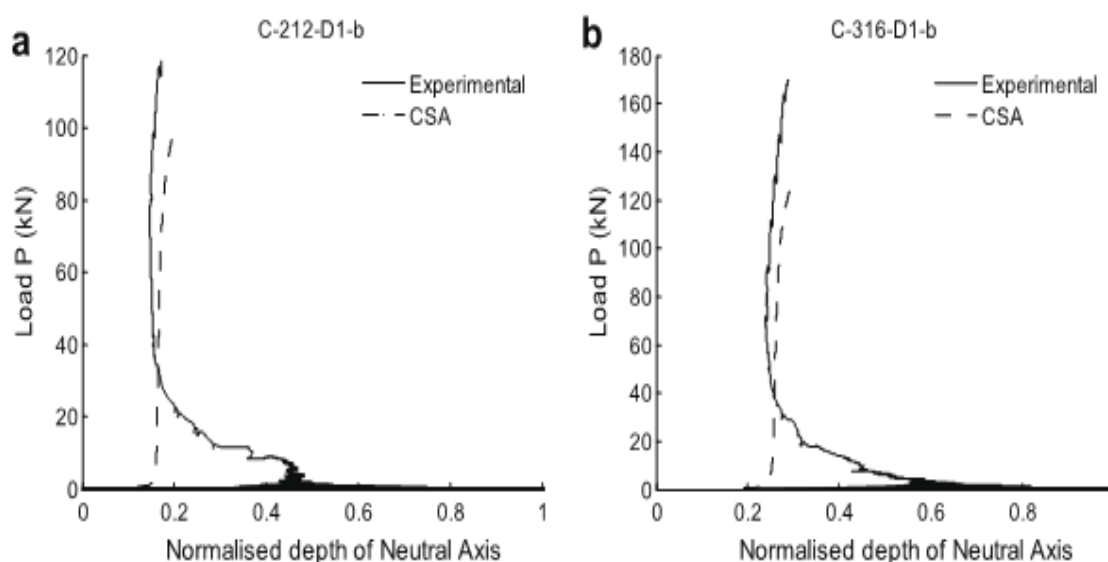


Figure 8. Neutral axis depth (a) Beam C-212-D1-b and (b) Beam C-316-D1-b

3.2. M1 GFRP Rebar

The tests that exhibited bar failures are shown without reference to cover because there was sufficient confinement to contribute to a bar failure regardless of the amount of cover. Each test that failed in concrete splitting is shown with a symbol corresponding to the associated cover.

The variability of the M1 GFRP rebar bond tests was analyzed separately for tests that exhibited bar and concrete failures. Additionally, the hypothesis that increasing embedment lengths should cause an increase in the percentage of tests exhibiting bar failures was examined

The relative induced flexural stress value was not available for test 1M1-5-3-15.0-1 because the LVDTs malfunctioned. Average and standard deviation values of selected tests are given at the bottom of the table. The first values were obtained from using all twenty-five bond tests that exhibited bar failures. The results were further analyzed for factors that would account for the difference and the following criteria were used to eliminate tests from inclusion:

- 1) type of bar failure observed (specifically bar fracture);
- 2) bars with damage associated with the LVDT bracket attachment;
- 3) bars with large amounts of relative induced flexural stress (f_b/σ_{ult}).

The first factor considered was the type of bar failure observed.

Without the rubber/aluminum protection system the outer coatings of the M1 bars were cracked due to the LVDT bracket screws. This cracking reduced the integrity of the bar and probably caused a reduction in the bar tensile capacity. To eliminate this influence, only tests with the rubber/aluminum protection were included in the selected bar failure average.

4. Conclusion

Tests results on 12 GFRP reinforced concrete beams are presented. The reinforcing bars had a relatively high modulus of elasticity and different reinforcement amounts and effective depth-to-height ratios were used. On the basis of the experimental results and prediction models, the following conclusions can be drawn:

Mariko O. Experimental analysis and flexural behavior of reinforced-concrete beams reinforced with Glass-fiber-reinforced-polymers

All the specimens behaved in a linear way until cracking and, due to lack of plasticity in the reinforcement, almost linearly between cracking and failure, with a greatly reduced slope. However, failure took place at relatively large displacements.

Evaluating the strain values in the midspan section at different load stages showed that Bernoulli hypothesis is valid for both cracked and uncracked sections.

The sectional strains and the neutral axis depth in the midspan section compare well with the numerical predictions based on a cracked-section analysis.

In terms of serviceability behavior, at the service load level the flexural deflection predictions provided by ACI 440.1R-06, Eurocode 2 and Bischoff approaches are in close agreement with the experimental results. However, for higher loads, all these theoretical approaches underestimate deflections, due to the non-linearities that take place at these load levels.

As expected, the parameters chosen in the experimental program (reinforcement ratio and effective depth-to-height ratio) influence the effective stiffness of the beam specimens, and therefore their load-deflection behavior. Nevertheless, all the analytical expressions used to evaluate their response were able to reproduce this variation in the range of serviceability loads reasonably well.

The M1 rebar relied primarily on mechanical interlock to develop bond strength. This bond mechanism for the M1 rebar was postulated by observing the distinct bar deformations which imprinted into the surrounding concrete and lack of concrete particles found adhered to the smooth rebar surface in the forensic investigations. The distinct bar deformations developed bearing on the surrounding concrete that led to a generally linear initial LES curve, lower loads for initial cracking, significant perpendicular cracking and unique AE patterns.

This type of bond development corresponded to an incremental and less uniform bond behavior along the embedment length. It was observed that for these bond tests that the ultimate load for the M1 rebar was affected by embedment length changes but did not significantly vary for tests with 2 and 3db cover. The lack of influence from cover was unexpected for the M1 rebar which relied on mechanical interlock for bond strength. However, the majority of the M1 bond tests achieved ultimate loads within two standard deviations of the tensile test average. Hence, these results may not clearly define the effect of cover on ultimate load for the M1 bars. Finally, a development length of 15.0 in. was selected for No. 5 M1 rebar with 2 or 3db cover at a concrete compressive strength of 6450 psi. A corresponding 1/K1 value for the 15.0 in. development length was found to be 15.9.

Bibliography

1. Federation International du Beton, FIB, Task Group 9.3. FRP reinforcement in RC structures, Lausanne, Switzerland; 2007.
2. ISIS Canada. Reinforcing concrete structures with fiber-reinforced polymers – design manual no. 3, Manitoba, Canada: ISIS Canada Corporation; 2001.
3. Benmokrane B, Chaallal O, Masmoudi R. Flexural response of concrete beams reinforced with FRP reinforcing bars. ACI Struct J 1996;91(2):46–55.
4. Masmoudi R, Thériault M, Benmokrane B. Flexural behavior of concrete beams reinforced with deformed fiber reinforced plastic reinforcing rods. ACI Struct J, 1998;95(6):665–76.
5. Brown VL, Bartholomew CL. Long-term deflection of GFRP reinforced concrete beams. In: Fiber Composites in Infrastructure. Proceedings of the 1st international conference on composites in infrastructures (ICCI/96); 1996. p. 389–400.
6. Pecce M, Manfredi G, Cosenza E. Experimental response and code models of GFRP RC beams in bending. J Compos Constr 2000;4(4):182–90.
7. Toutanji HA, Saafi M. Flexural behavior of concrete beams reinforced with glass fiber-reinforced polymer (GFRP) bars. ACI Struct J 2000;97(5):712–9.
8. ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-05/ACI 381R-05). Detroit, Michigan (USA): American Concrete Institute; 2005.
9. Faza SS, Ganga Rao HVS. Pre- and post-cracking deflection behaviour of concrete beams reinforced with fiber-reinforced plastic rebars. In: Neale KW, Labossiere P, editors. Proceedings of the first international conference on the use of advanced composite materials in bridges and structures (ACMBSI). Montreal: Canadian Society for Civil Engineering; 1992. p. 151–60.

* Ousmane Mariko, Wuhan, Hubei, China

Tel. mob.: +86-158-72-39-74-34; e-mail: ousmanemarik@yahoo.fr

Mariko O. Experimental analysis and flexural behavior of reinforced-concrete beams reinforced with Glass-fiber-reinforced-polymers

Несъёмная строительная опалубка на основе текстильных материалов

*Бакалавр К.А. Чернова;
бакалавр Н.В. Параничева*,
ГОУ Череповецкий государственный университет*

Неудовлетворительное состояние жилищного фонда России является одной из главных социально-экономических проблем страны. Здесь не только нехватка жилья, но и нехватка зданий социального значения (детские сады, школы, больницы и т.д.), и это вызвано, прежде всего, высокой стоимостью зданий. На данный момент только небольшая часть семей в состоянии купить жилье самостоятельно или по ипотеке, однако даже этот спрос превышает предложение, что приводит к постоянному росту цен. Также причиной дороговизны зданий является несовершенство известных строительных материалов, способов монтажа зданий, которые имеют высокие материалоемкость и трудоемкость.

Для решения задач снижения себестоимости, сокращения сроков монтажа и увеличения срока службы конструкций создаются новые технологии возведения зданий, предлагаются способы быстрого строительства с использованием видов несъемной опалубки.

Одним из её видов является текстбетон.

Текстбетон – это искусственный камень строительного назначения, содержащий на внешней поверхности армирующую мелкосетчатую оболочку с многофункциональными свойствами, образованную переплетёнными нитями жизнестойкого несъёмного опалубочного текстильного материала, адгезированного вяжущим веществом. На рис. 1 представлена фотография макета текстопалубки.



Рисунок 1. Макет текстопалубки 5000*4000*300 мм

Строительные конструкции (стены, перегородки, перекрытия, крыши, элементы благоустройства территории) изготавливаются не традиционными методами, а с использованием текстильных материалов и швейных технологий. Создание зданий нового поколения и инновационного строительного материала «текстбетон» стало возможным благодаря изобретению текстильной несъемной строительной опалубки, которое подтверждено двумя патентами РФ № 2323308 от 27.04.2008 г. и №2380497 от 27.04.2010 г. [1]. Инновационной строительной технологии по производству и монтажу текстбетонных зданий нового поколения присвоен бренд TextStone. TextStone основывается на использовании комплекса фундаментальных изобретений прикладного значения, относящихся к области строительства, в том числе, конструкций несъёмных строительных опалубок, которым присвоена идентификационная классификация «текстопалубка». Текстбетон находится на стадии разработки с последующим её внедрением в малоэтажное строительство.

Принципиальное отличие текстбетонных от железобетонных и всех известных строительных материалов заключается в том, что вся внешняя поверхность затвердевших вяжущих веществ оказывается защищённой прочными, жизнестойкими и недорогими несъёмными опалубочными текстильными материалами (НОТМ).

Несъёмные опалубочные текстильные материалы следует изготавливать из минеральных и лубяных нитей с рельефным переплетением, что обеспечивает увеличение поверхности соприкосновения с бетоном и образование высокопрочных адгезионных связей. Минеральные (базальтовые, кремнезёмные и пр.) и лубяные (льняные, пеньковые, джутовые и пр.) нити обладают дешевизной, прочностью, жизнестойкостью и долговечностью, а также комплексом энергосберегающих, огнестойких, санитарно-экологических и дизайнерских преимущественных характеристик.

Ивановской Государственной Текстильной Академией были проведены исследования НОТМ из базальтовых нитей. По данным из протокола исследований следует, что материал обладает относительно высокой удельной прочностью волокон на разрыв, имеет высокие термо- и звукоизоляционные характеристики. В таблице 1 представлены данные по удельной прочности непрерывных базальтовых волокон на разрыв.

Чернова К.А., Параничева Н.В. Несъёмная строительная опалубка на основе текстильных материалов

Таблица 1. Удельная прочность непрерывных базальтовых волокон на разрыв

Диаметр элементарных волокон, микрон	5.0	6.0	8.0	9.0	11.0
Удельная прочность элементарных волокон на разрыв, кг/мм ²	215	210	208	214	205

Для изготовления текстильных оболочек разработан НОТМ, сотканный по технологии изготовления «суровой четырехслойной кирзы со сложным полотняным переплетением базальтовых и льняных нитей», обладающий при ширине ленты ткани 5 см, длине 20 см, толщине 3 мм прочностью на разрыв 100 кгс.

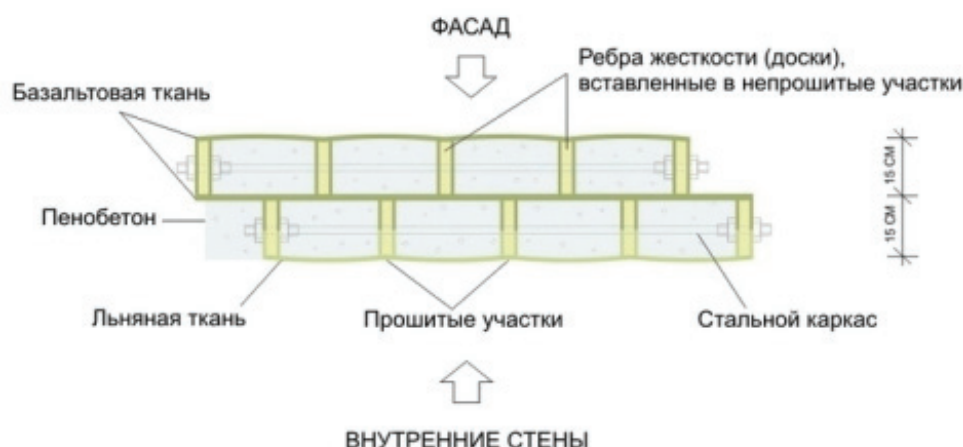
Таблица 2. Теплопроводность материалов из супертонкого базальтового волокна с диаметром элементарных волокон 1 - 3 мкм

Удельная плотность материала, кг/м ³	20	30	60	80	100	120	140
Коэффициент теплопроводности ккал/м • ч • °С							
Перепад температуры 50°С	0.0405	0.0375	0.0345	0.0340	0.0360	0.0380	0.041

Сравнение различных видов волокон, используемых в композиционных материалах, показал, что базальтовые волокна занимают промежуточное положение между стекловолокнами и углеродными волокнами (табл. 3).

Таблица 3. Сравнительные характеристики волокон

Свойства	Базальтовые волокна	Стекловолокна	Углеволокна	Армидные волокна
Прочность на растяжение, МПа	3000 ~ 4840	3100 ~ 3800	3500 ~ 6000	2900 ~ 3400
Модуль упругости, ГПа	79.3 ~ 93.1	72.5 ~ 75.5	230 ~ 600	70 ~ 140
Деформация удлинения, %	3.1	4.7	1.5~2.0	2.8 ~ 3.6
Диаметр волокна, мм	6 ~ 21	6 ~ 21	5 ~ 15	6 ~ 15
Температура применения, С°	-260 ~ +500	-50 ~ +380	-50 ~ +700	-50 ~ +290

**Рисунок 2. Конструкция тканевой несъемной опалубки, заполненной бетоном**

Текстбетон имеет двойную конструкцию (рис. 2). В пазы оболочки текстопалубки вставляются ребра жесткости - деревянные доски 4000×150×50 мм. На концах досок отверстия 55 мм, в которые вставляются стальные трубы диаметром 45 мм с резьбой на концах для растягивающих гаек. В трубах высверливаются отверстия диаметром 12 мм через 250 мм для подачи легкого бетона, т.е. они используются в качестве трубопроводной системы для бетонирования.

Изготовление оболочки из льняных материалов позволяет использовать её в качестве внутреннего отделочного материала, сократив или вообще исключив затраты на отделочные работы.

По сравнению с другими типами конструкций текстбетон имеет следующие технико-экономические, эксплуатационные и санитарно-экологические преимущества.

Технико-экономические преимущества. Высокая технологичность изготовления и монтажа обеспечивает короткие сроки строительства – от 3 до 10 дней. Компактная упаковка и малый вес текстоболочек минимизируют транспортные расходы и расходы на монтаж. Возведение здания не требует использования тяжелой строительной техники, устройства дорогостоящих заглубленных фундаментов. Такая технология предусматривает удобство прокладки инженерных сетей: кабели, вентиляционные воздуховоды, трубы водоснабжения и водоотведения. Двойная конструкция опалубки, заполненная легким бетоном, обеспечивает высокую морозостойкость. Данная опалубка обеспечивает минимально возможные объемы отделочных, кровельных, теплоизоляционных, шумоизоляционных, половых работ. Базальтовые, льняные ткани, из которых сшиты оболочки конструкций, выполняют функцию прочных отделочных материалов.

Эксплуатационные преимущества. Текстбетон – долговечная прочная монолитная конструкция. Она обеспечивает высокую жизнестойкость, устойчивость к землетрясениям, ураганым ветрам, солнечному зною,

морозам, является самонесущей. Поскольку оболочки заполняют весьма подвижными легкобетонными смесями, которые обладают низкой теплопроводностью, а теплопроводность текстильных материалов из базальтовых нитей в 2,5 раза ниже, чем у асбеста, то это обеспечивает низкие потери тепла зданиям из текбетона, соответственно преимущественные энергосберегающие характеристики.

Санитарно-экологические преимущества. Текбетон – экологически чистый материал, отвечающий всем санитарным требованиям. Данная конструкция «дышит», в ней отсутствуют вспененные полимеры, вредные для организма, при её горении не происходит выделения вредных веществ, образующих атомные хлоры. Благодаря бактерицидным свойствам льняных тканей в помещении создается уникальный микроклимат. Материал обеспечивает устойчивость к ультрафиолетовому излучению, биологическому и химическому загрязнению, здания из него защищены от проникновения радиации благодаря базальтовым тканям.

Основные этапы строительства текбетонных зданий включают в себя следующие операции:

- 1) изготовление текстопалубок на швейном производстве;
- 2) выравнивание площадки и устройство насыпного грунта;
- 3) доставка опалубок в свернутом виде на стройплощадку;
- 4) раскладка в развертку составных конструкций здания (конструкции фундамента к конструкциям стен, к ним конструкции крыши и т.д.);
- 5) соединение и растягивание тканевых оболочек опалубок с помощью прочного стального трубного каркаса и гаек;
- 6) сбор конструкции здания;
- 7) прокладка в полых оболочках коммуникационных сетей;
- 8) растягивание тканевых оболочек с помощью хомутов;
- 9) заполнение оболочек от миксера по шлангу весьма подвижными легкобетонными смесями;
- 10) герметизация стыков конструкции;
- 11) затвердевание легкого бетона;
- 12) образование прочного монолитного здания;
- 13) установка дверных и оконных блоков.

Комплект текстопалубок, необходимый для строительства малоэтажного здания, доставляется на место строительства в свернутом виде, что позволяет минимизировать транспортно-складские издержки.

Из лёгковесных текстопалубок оперативно собирается не заглубляемый в грунт пустотелый каркас «плавающего» фундамента здания. К каркасу фундамента шарнирными соединениями, с использованием труб и фитингов, которые просовываются в отверстия ребер жесткости текстопалубок, пристыковываются текстопалубки стен и перегородок, и, аналогично, текстопалубки перекрытий и мансардного этажа, образующие лежащую на грунте развёртку всех конструктивных элементов здания.

Сборка еще не заполненных бетоном оболочек напоминает сборку развертки картонной коробки, выполняемую последовательно (рис. 3). Предлагаемая оболочка обеспечивает возможность применения различных архитектурных решений в зависимости от её раскроя.

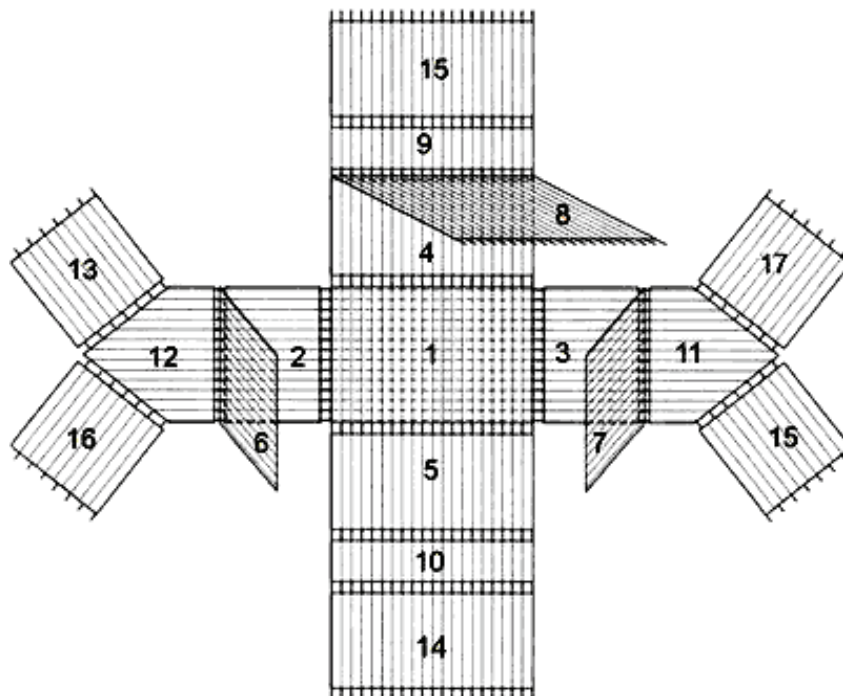


Рисунок 3. Развертка и последовательность сборки конструкции на примере жилого дома с мансардным этажом

Собранная из текстопалубок легковесная развёртка конструкции здания без использования дорогостоящей техники, за счёт подвижных и прочных шарнирных соединений поднимается в вертикальное положение, растягивается и крепится трубными фитингами. При этом образуется каркас здания (рис. 4).

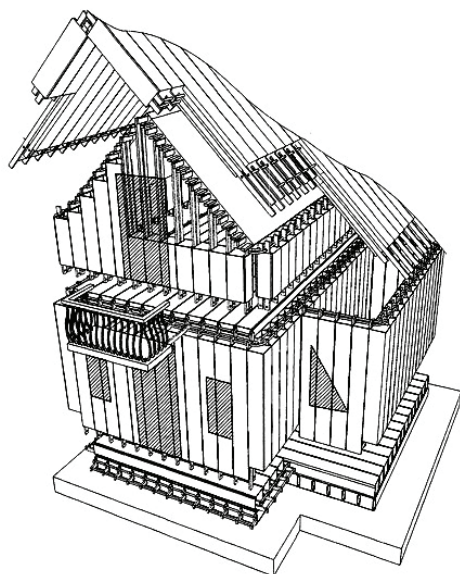


Рисунок 4. Каркас здания, собранный из текстильных несъёмных опалубок здания, не заполненных бетоном



Рисунок 5. Макет пустотелого каркаса одноэтажного здания с мансардным этажом площадью 80м²

К трубам шарнирных соединений подсоединяются трубные выпуски, которые выводятся под текстопалубки под отмостку здания. Таким образом, создаётся трубная система для заполнения пустотелого каркаса здания легкобетонными смесями. В смонтированном каркасе здания прокладываются все инженерные сети, устанавливаются оконные и дверные блоки. После полной сборки конструкции тканевые выпуски оболочек прошиваются портативными мешкосшивальными машинками или степлером. Далее крепятся плинтусы, карнизы и внешние накладные элементы, которые дополнительно повышают прочность герметизирующих швов. Макет одноэтажного дома с мансардным этажом представлен на рис. 5.

Затем, на строительную площадку подгоняется мобильный растворный узел со шлангами, которые подключаются к трубным выпускам трубной системы каркаса здания и по ним подаётся раствор легкобетонной смеси.

Через небольшие отверстия в трубах лёгкое вяжущее вещество заполняет сообщающиеся оболочки текстопалубок. Прочностные характеристики НОТМ позволяют надёжно удерживать раствор бетона и при этом пропускать воздух во время операции бетонирования (это свойства пенькового волокна).

Благодаря таким физико-механическим, эксплуатационным и санитарно-экологическим характеристикам конструкции, продолжительному сроку службы и сокращенным срокам монтажа текстбетон имеет большую дальнейшую перспективу развития и применения в будущем. Высокое техническое совершенство текстопалубок, текстбетонных и методики бетонирования позволяет архитекторам создавать более совершенные конструкции зданий и даже новые архитектурные стили.

Однако для внедрения текстбетонных зданий необходимо проработать вопросы технологического порядка:

- выполнить подбор составов легких бетонов, отвечающих нормативным требованиям по прочности, теплопроводности и морозостойкости;
- проработать систему подачи бетонных смесей, то есть обеспечение полного заполнения объема опалубки.

Литература

1. Описание изобретения к патенту № 2323308 (2008.04.27) Несъемная строительная опалубка и № 2380497 (2010.01.27) Лобаев Н.В.
2. ГОСТ Р 52085-2003. Опалубка. Общие технические условия / Госстрой РФ. М., 2003.
3. Бадьин Г. М., Колиев О. С. Системы несъемной опалубки // СтройПРОФИль. 2009. №3.
4. Мацкевич А. Ф. Несъемная опалубка монолитных железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1986. 95 с.
5. Шилин А. А. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами / А.А. Шилин, В. А. Пшеничный, Д. В. Картузов. М.: Стройиздат, 2007. 184 с.

** Наталья Владимировна Параничева, г. Череповец
Тел. моб.: +7(921)250-23-03; эл. почта: natashasunny@yandex.ru*

Технология раннего нагружения монолитных перекрытий при использовании балочно-стоечной опалубки

К.т.н., доц., С.В. Никоноров;
студент, О.А. Тарасова,*

ГОУ Южно-Уральский государственный университет

Технология возведения монолитных перекрытий влияет на темп возведения всего каркаса и самого здания и связана с длительностью набора распалубочной прочности бетона перекрытия.

В соответствии со СНиП 3.03.01-87 «Несущие и ограждающие конструкции» минимальная распалубочная прочность бетона незагруженных горизонтальных конструкций при пролете до 6 метров должна составлять не менее 70% проектной прочности, а свыше 6 метров – 80% проектной прочности бетона [1]. Также в СНиП 12-01-2004 «Организация строительства» говорится, что в проекте организации строительства с целью соблюдения обязательных требований по безопасности должны содержаться мероприятия по обеспечению в процессе строительства прочности и устойчивости возводимых и существующих зданий и сооружений [2], то есть необходим расчет здания на устойчивость во время возведения.

Поэтому есть необходимость разработки расчетных правил по установлению допустимой промежуточной прочности бетона при снятии и перестановке опалубки по этажам для монолитных перекрытий с точки зрения обеспечения прочности конструкций во время возведения монолитного здания, а также необходимо включение в план производства работ мероприятий по ускорению набора прочности бетоном [3].

Нами была рассмотрена технология ранней распалубки перекрытий с использованием стоек переопирания при применении балочно-стоечной опалубки (типа «PERI-MULTIFLEX»).

Сущность технологии заключается в том, что после выдерживания бетона перекрытия до требуемой прочности производится распалубка перекрытий и устанавливаются временные стойки переопирания для передачи нагрузки распалубленного перекрытия на нижележащее перекрытие.

Применение стоек переопирания для разгрузки монолитного перекрытия до набора им необходимой прочности в настоящее время не регламентируется нормативными документами.

В исследованиях был рассмотрен монолитный каркас 24-этажного здания. Для сравнения были рассмотрены 2 варианта:

- 1) расчет плит перекрытия на стадии эксплуатации;
- 2) расчет плит перекрытия на стадии возведения.

Расчет каркаса здания и плиты выполнялся в ПК «ЛИРА WINDOWS 9.4».

При рассмотрении 1-го варианта (эксплуатации) максимальная нагрузка без учета веса самой плиты составила 800 кг/м^2 .

На рис. 1 представлена эпюра моментов M_x в рассматриваемом сечении, а также нижнее и верхнее армирование плиты перекрытия вдоль оси x .

При рассмотрении 2-го варианта (стадии возведения) был составлен план численного эксперимента, в котором откликами являлись эпюры моментов M_x , эпюры перемещений в рассматриваемом сечении и эпюры продольных сил в стойках опалубки, а факторами – прочности бетона перекрытия к окончанию выдерживания (100, 80 и 60) и варианты переопирания стоек опалубки (0, 1, 2 и 3 яруса переопирания).

Стойки опалубки в расчетной схеме были расставлены со средним шагом $1,5 \times 1,5 \text{ м}$ с учетом условия попадания в узлы. Жесткость стоек была задана как труба $89 \times 5 \text{ мм}$, внизу стойка была задана как жестко защемленная, вверху – шарнирное опирание.

Материал перекрытий был задан как бетон В25 при 100%-ной прочности, бетон В20 при 80%-ной прочности и бетон В15 при 60% прочности. Характеристики бетона представлены в табл. 1.

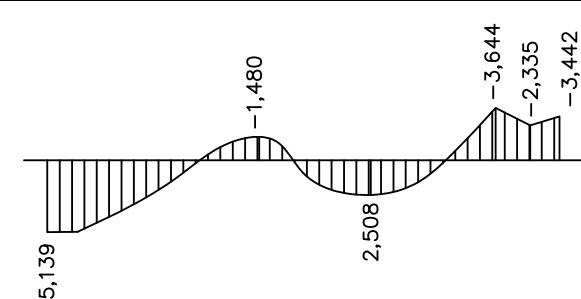
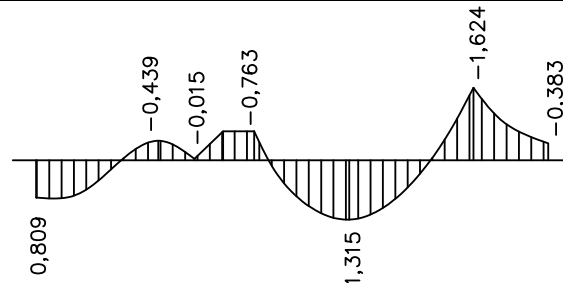
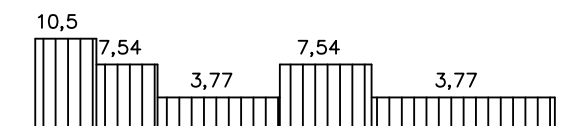
Нагрузка на верхнее перекрытие задается как равномерно распределенная:

- вес свежесушеного бетона и арматуры – 500 кг/м^2 ,
- масса опалубки и стоек опалубки – 100 кг/м^2 .

Всего: 600 кг/м^2

Таблица 1. Характеристики бетона при различной прочности

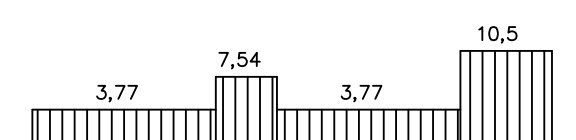
Прочность бетона	Расчетное сопротивление осевому сжатию R, МПа	Соответствующий класс бетона	Модуль упругости E, МПа*10 ³
100%	14,5	B25	30
80%	11,5	B20	27,5
60%	8,5	B15	24

Эпюра моментов M_x (т*м) перекрытия при эксплуатационных нагрузкахЭпюра моментов M_x (т*м) перекрытия на стадии возведения

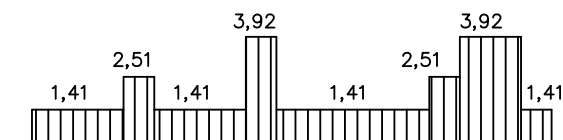
Нижнее армирование при эксплуатационных нагрузках



Нижнее армирование на стадии возведения



Верхнее армирование вдоль оси X при эксплуатационных нагрузках



Верхнее армирование вдоль оси X на стадии возведения

Рисунок 1. Эпюра моментов M_x (тн*м) и армирование в перекрытие от эксплуатационных нагрузок и на стадии возведения

При рассмотрении варианта при 60%-ной прочности бетона без переопирания стоек имеем в рассматриваемом сечении перекрытия следующие результаты: эпюра моментов M_x , нижнее и верхнее армирование плиты перекрытия на рис. 1.

Варианты переопирания стоек опалубки представлены на рис. 2. В таблицах 2 и 3 представлены внутренние силовые факторы нижних перекрытий, на которые опираются стойки опалубки.

Таблица 2. Величины изгибающих моментов $\frac{\text{Опорный момент}}{\text{Пролетный момент}} [т \cdot м]$

Схема переопирания стоек опалубки	Прочность бетона		
	100%	80%	60%
Без переопирания	$\frac{-1,691}{1,348}$	$\frac{-1,651}{1,333}$	$\frac{-1,624}{1,315}$
1 ярус переопирания	$\frac{-1,487}{0,988}$	$\frac{-1,442}{0,975}$	$\frac{-1,389}{0,963}$
2 яруса переопирания	$\frac{-1,336}{0,982}$	$\frac{-1,279}{0,881}$	$\frac{-1,264}{0,865}$
3 яруса переопирания	$\frac{-1,279}{0,870}$	$\frac{-1,237}{0,855}$	$\frac{-1,197}{0,838}$

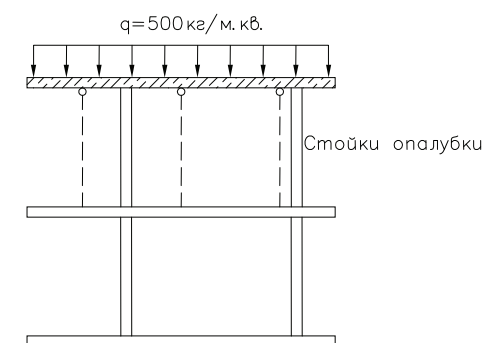


Схема без переопирания стоек

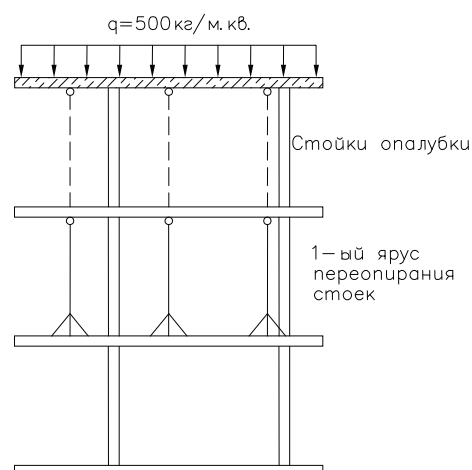


Схема с 1 ярусом переопирания стоек

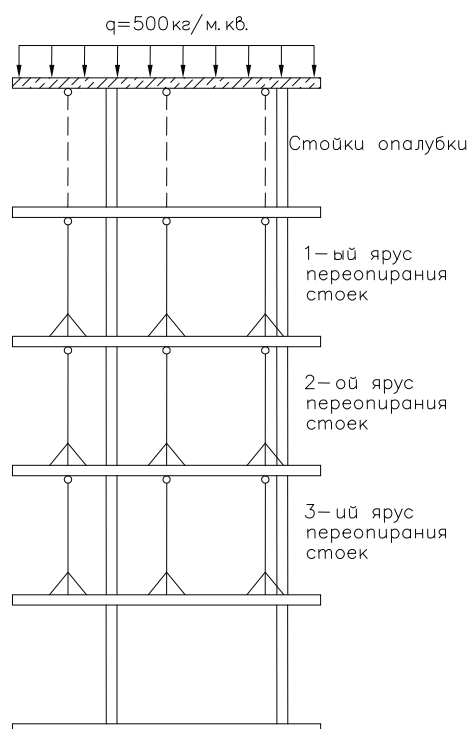


Схема с 3 ярусами переопирания стоек

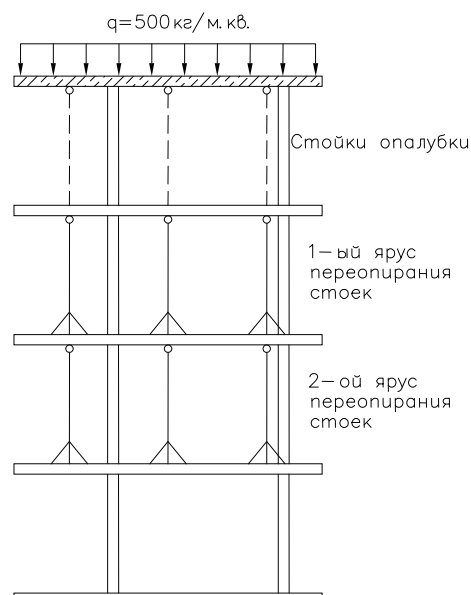


Схема с 2 ярусами переопирания стоек

Рисунок 2. Схемы переопирания стоек опалубки

При анализе результатов исследования мы пришли к следующим выводам.

Таблица 3. Величины перемещений, мм

Схема переопирания стоек опалубки	Прочность бетона		
	100%	80%	60%
Без переопирания	8,109	8,393	8,740
1 ярус переопирания	6,970	7,187	7,442
2 яруса переопирания	6,519	6,701	6,929
3 яруса переопирания	6,146	6,330	6,547

1. Армирование плит перекрытия при 60%-ной прочности бетона при монтажных нагрузках не превышает армирования при эксплуатационных нагрузках (рис. 1).
2. Прочность бетона на распределение усилий влияет незначительно, т.к. незначительно изменяется модуль упругости E_b . Изменение величины изгибающего момента при изменении прочности бетона незначительно (табл. 2).

3. С увеличением количества ярусов переопирания величины моментов уменьшаются (табл. 2).
4. Изменение величин изгибающих моментов незначительно (около 4%) при переопирании на 2 и 3 яруса (табл. 2).
5. Нагрузки равномерно распределяются на плиты перекрытия (рис. 3).
6. При раннем нагружении оптимальная величина нагрузки составляет 0,4...0,6 от достигнутой прочности бетона. Данная нагрузка не вызывает ползучести бетона, что доказано в работах Саталкина А.В., Байбурина А.Х., Головнева С.Г. [4, 5, 6].

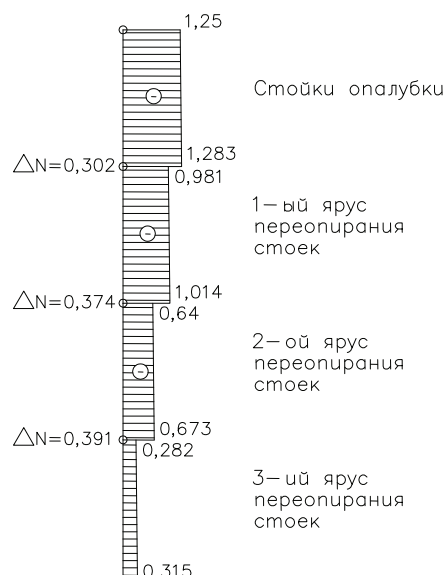


Рисунок 3. Сжимающие усилия в стойках опалубки

Исходя из этого, оптимальное соотношение моментов от эксплуатационной и монтажной нагрузки представлено в табл. 4.

Таблица 4. Оптимальное соотношение моментов от эксплуатационной и монтажной нагрузки

При 80% прочности	При 60% прочности
$\left[\frac{M_{\text{МОНТ}}}{M_{\text{ЭКСПЛ}}} \right]_{80} = 0,32 \dots 0,48$	$\left[\frac{M_{\text{МОНТ}}}{M_{\text{ЭКСПЛ}}} \right]_{60} = 0,24 \dots 0,36$

Анализируя данные табл. 2 и 4, получаем, что оптимальным соотношением моментов при 80%-ной прочности бетона распалубки будет переопирание на 1 ярус, а при 60%-ной – на 2 яруса (табл. 5). Следовательно, можно сделать вывод о том, что возможно производить распалубку перекрытий при 60%-ной прочности бетона с переопиранием на 2 яруса.

7. Предлагаемая технология позволяет сократить сроки выдерживания бетона с 5 до 3 суток, а также позволяет сократить затраты электроэнергии на прогрев бетона, порядка 50кВт на 1 куб. метр (табл. 6).

Таблица 5. Соотношение эксплуатационных и монтажных моментов

80% прочности	60% прочности
Соотношение опорных моментов $\left[\frac{M_{\text{МОНТ}}}{M_{\text{ЭКСПЛ}}} \right]_{80} = \frac{1,442 \text{ м} \cdot \text{м}}{3,644 \text{ м} \cdot \text{м}} = 0,396$	Соотношение опорных моментов $\left[\frac{M_{\text{МОНТ}}}{M_{\text{ЭКСПЛ}}} \right]_{60} = \frac{1,257 \text{ м} \cdot \text{м}}{3,644 \text{ м} \cdot \text{м}} = 0,345$
Соотношение пролетных моментов $\left[\frac{M_{\text{МОНТ}}}{M_{\text{ЭКСПЛ}}} \right]_{80} = \frac{0,975 \text{ м} \cdot \text{м}}{2,508 \text{ м} \cdot \text{м}} = 0,388$	Соотношение пролетных моментов $\left[\frac{M_{\text{МОНТ}}}{M_{\text{ЭКСПЛ}}} \right]_{60} = \frac{0,826 \text{ м} \cdot \text{м}}{2,508 \text{ м} \cdot \text{м}} = 0,329$

Таблица 6. Экономический эффект раннего нагружения бетона

Показатель	80% прочности бетона	60% прочности бетона
Общее время выдерживания бетона, часов (суток)	120,93 (5)	66,43 (3)
Удельный расход эл. энергии на прогрев, кВт/м.куб.	127,5	74,7

Данная технология была внедрена при строительстве каркасно-монолитного здания. Монолитные перекрытия выдерживались до 60%, и стойки переопирания выставлялись на два яруса. При этом прогибы перекрытий не превысили нормативно допустимых. Это подтверждает результаты нашего численного эксперимента.

Литература

1. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции / Госстрой СССР. М.: АПП ЦИТП, 1991. 192 с.
2. СНиП 12-01-2004. Организация строительства. – М.: ГУП ЦПП, 2004. 37 с.
3. Сборщикова М. Н., Гребенщиков В. С. Мировая практика строительства монолитных зданий // Бюллетень иностранной научно-технической информации. 2007. №5. С. 30–33.
4. Саталкин А. В., Сенченко Б. А. Раннее нагружение бетона и железобетона в мостостроении. М.: Автотрансиздат, 1956. 214 с.
5. Байбурин А. Х. Раннее нагружение монолитных конструкций многоэтажных гражданских зданий в зимних условиях: Дисс.... канд. техн. наук. Челябинск, 1992. 211 с.
6. Головнев С. Г. Технология зимнего бетонирования. Оптимизация параметров и выбор методов. Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 1999. 156 с.

* *Станислав Валерьевич Никоноров, г. Челябинск*

Тел. раб.: +7(351)267-91-83, эл. почта: nikonov-sv@mail.ru

Никоноров С.В., Тарасова О.А. Технология раннего нагружения монолитных перекрытий при использовании балочно-стоечной опалубки

Математический и стереографический анализ интенсивности солнечной радиации и затенения светопроемов для расчета СКВ зданий

Д.т.н., проф. А.Г. Сотников*,
НП «АВОК Северо-Запад»

Современные административно-общественные здания имеют повышенную, а иногда и чрезмерную площадь остекления. Витражи часто занимают высоту от пола до перекрытия, а в угловых помещениях площадь окон может достигать 30–40% от общей площади ограждений как наружных, так и внутренних. Не обсуждая внешнюю привлекательность таких фасадов, обратим внимание на защиту от потерь теплоты зимой и поступления теплоты летом. Известно, что коэффициент теплопередачи окна в 4–5 раз больше, чем стены, а радиационная теплота имеет интенсивность до 700–800 Вт/м². Для таких помещений и зданий должна быть уточнена расчетная температура для отопления зимой. Традиционно принятая в России «пятидневочная» температура может привести к отклонениям температуры в помещении, превышающим допустимые. Периодичность воздействия радиации требует применить при ее описании гармонический анализ. В более общем случае с учетом затенения данным или соседними зданиями необходим гармонический анализ в более общем виде. Наконец, время начала и конца облучения можно определить только на основе стереографических траекторий Солнца. Все это вместе взятое позволит иначе и более точно подойти к расчету радиационных теплопритоков в помещение и определению времени его инсоляции.

Закономерности поступления теплоты в помещение и ее вычисление по своему физическому механизму принципиально отличаются для светопроемов и наружных непрозрачных ограждений (стен, кровли). Для остекленных поверхностей (рис. 1) передача теплоты за счет разности температур и солнечной радиации происходит без заметной аккумуляции и тепловой инерции при любой текущей разности температур $\Delta t = t_H(\tau) - t_B$.

Поток падающей солнечной радиации плотностью $q(\tau)$, Вт/м², включая прямую и рассеянную, немного отражается и поглощается стеклом, а остальная, большая, часть поступает в помещение, а точнее, в пространство между стеклом и солнцезащитным устройством, частично отражается, а частично поглощается и в виде конвективной теплоты поднимается вверх. Солнцезащитные устройства поглощают и отражают падающее излучение, а при их отсутствии поток теплоты падает на стены и оборудование (мебель) помещения. В отоплении соответствующие теплопотери через окна называют *быстрыми* в силу безинерционной передачи теплоты такой конструкцией, в отличие от *медленных* – через массивные стены и кровлю. Чем больше доля остекленных поверхностей в здании, тем оно сильнее подвержено внешним температурным, ветровым и радиационным воздействиям и тем сложнее создать человеку в таком помещении тепловой комфорт. Учитывая это, нами предложена методика расчета, связывающего расчетную отопительную температуру наружного воздуха с относительной площадью остекления [1, 2].

Суточная периодичность радиации позволяет приближенно описать ее изменение $q(\tau)$ гармоническим рядом, т.е. среднесуточной величиной (нулевой гармоникой) q_{cp} , первой (основной) гармоникой с амплитудой A_{q_1} и периодом $\tau = 24$ ч, второй гармоникой с амплитудой A_{q_2} и периодом $\tau = 12$ ч, третьей, четвертой и высшими гармониками [3, 4, 5]:

$$q(\tau) = q_{cp} + A_{q_1} \cos[2\pi(\tau - \tau_1)/24] + A_{q_2} \cos[2\pi(\tau - \tau_2)/12] + \dots + A_{q_k} \cos[2\pi k(\tau - \tau_k)/24]. \quad (1)$$

Специфическая колоколообразная форма кривой изменения $q(\tau)$ в течение суток и приближенная симметрия этой кривой относительно максимума q_{max} (в момент τ_1) позволяет описать ее суточное изменение приближенной зависимостью:

$$q(\tau) = \begin{cases} q_{max} \exp\left[-(\tau - \tau_1)^2 / 2\sigma_\tau^2\right] & \text{при } 0 < |\tau - \tau_1| < 2\sigma_\tau, \\ 0 & \text{при } \tau_n / 2 > |\tau - \tau_1| > 2\sigma_\tau, \end{cases} \quad (2)$$

формально совпадающей с нормальным законом распределения (хотя к статистике это отношения не имеет). Об этом же свидетельствует и график на рис. 2,а, где по горизонтальной оси в специальном масштабе отложены значения накопленной от начала суток до произвольного часа τ интенсивности суммарной падающей радиации, отнесенной к ее суточной сумме.

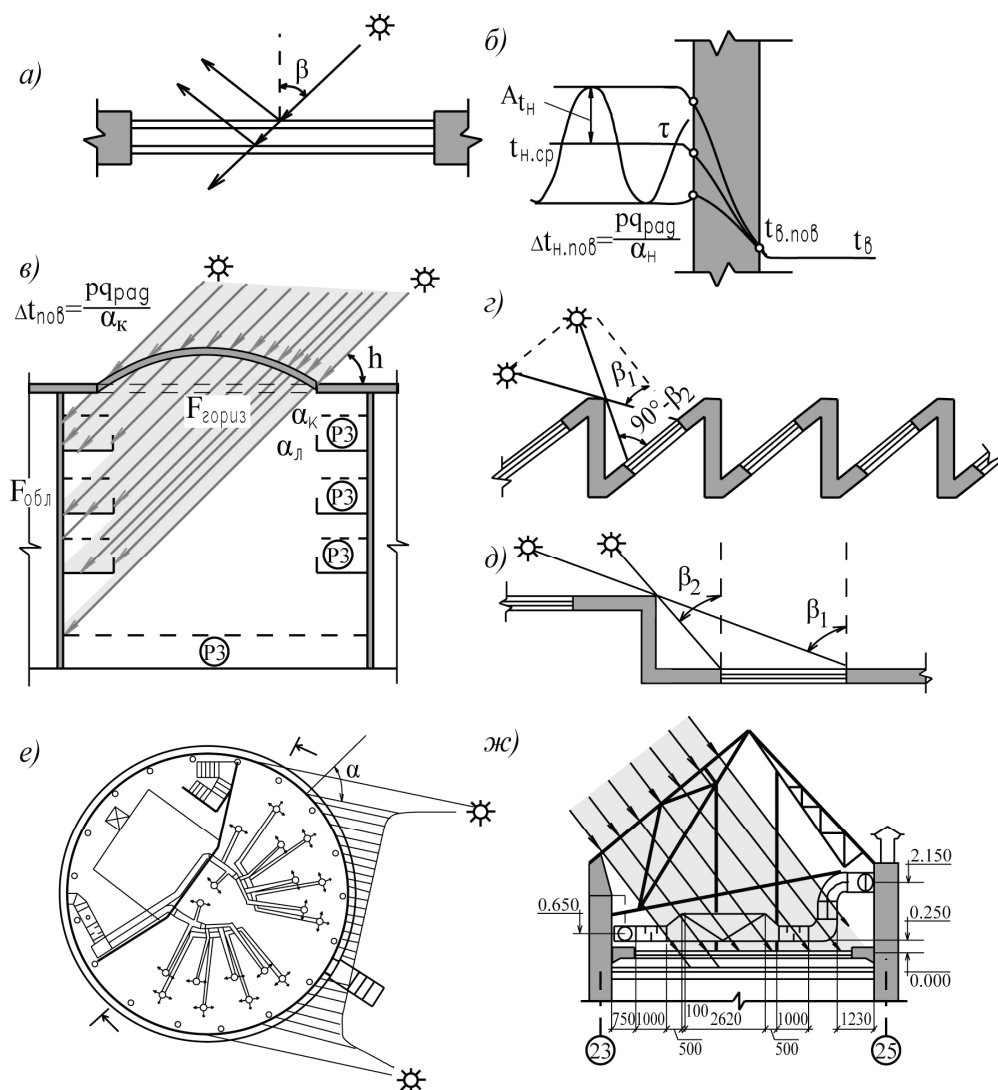


Рисунок 1. Характерные случаи и примеры воздействия солнечной радиации на прозрачные и непрозрачные ограждающие конструкции здания:

а – схема поступления теплоты солнечной радиации через двойное (однокамерное) остекление в помещении с частичным поглощением и отражением (средства солнцезащиты не указаны);

б – схема воздействия периодического температурного или радиационного потока на непрозрачное ограждение и затухание температурных колебаний в нем;

в – расчетная схема поступления лучистой теплоты через прозрачное покрытие атриума;

г – схема стены пилообразной формы с наружным остеклением при его частичном затенении (комбинат печати в г. Тбилиси);

д – схема воздействия солнечной радиации при наличии затеняющего угла для остекления;

е – схема воздействия солнечной радиации на остекление круглой в плане формы (ресторан гостиницы «Советская», С-Петербург); в этом случае площадь криволинейной поверхности полуокружности заменяют ее проекцией на нормаль к лучам Солнца, т.е. уменьшают ее в $\sqrt{2}$ раза;

ж – сложная трехслойная конструкция остекления верхней части здания Корпуса Бенуа ГРМ (С-Петербург) с расположением в нем кондиционеров и воздуховодов.

Полученные линии изменения накопленной радиации в основной (средней) части прямые, что позволяет вводить для $q(\tau)$ зависимость (2). Величина σ_τ , называемая здесь временем среднеквадратического отклонения, определяется из графика (рис. 2,а) как среднее из разностей моментов времени, соответствующих накопленной сумме радиации $\bar{q}(\tau)=0,50$, $\bar{q}(\tau)=0,16$ и соответствующих $\bar{q}(\tau)=0,84$, $\bar{q}(\tau)=0,50$. Значения σ_τ и τ_1 (при $q_{\max}$) представлены в табл. 1, а величины $q_{\max}$ для разной широты и ориентации (для июля) приведены на графике (рис. 2,б).

Сотников А.Г. Математический и стереографический анализ интенсивности солнечной радиации и затенения светопроемов для расчета СКВ зданий

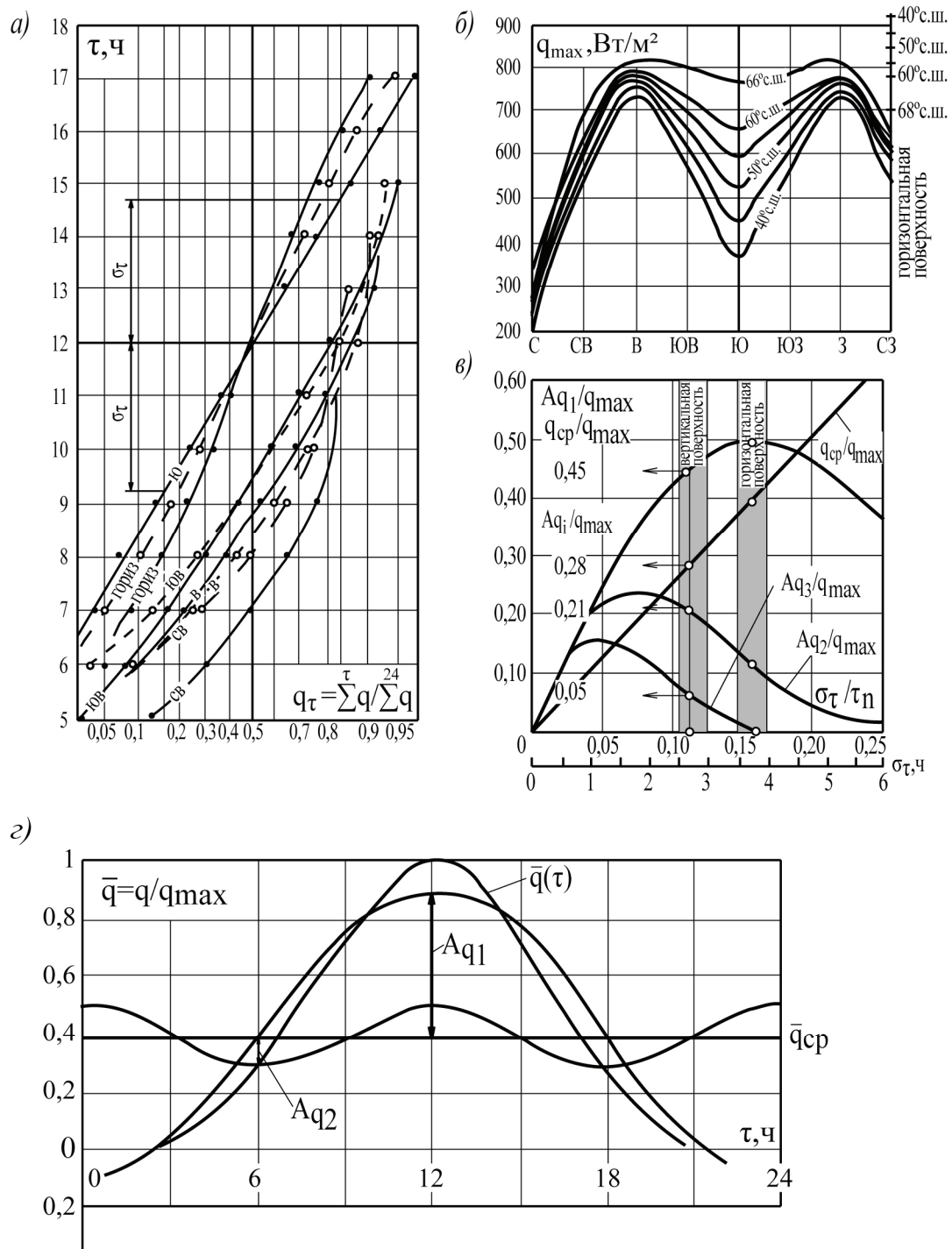


Рисунок 2. Комплексные зависимости для анализа и расчета интенсивности суммарной падающей солнечной радиации:

а – график почасового изменения накопленной от начала суток до произвольного часа τ интенсивности суммарной падающей радиации, отнесенной к ее суточной сумме для остекления разной ориентации и географической широты;

б – зависимость максимальной интенсивности суммарной падающей солнечной радиации от географической широты и ориентации остекления по странам света;

в – график для определения среднесуточной радиации и амплитуд первых трех гармоник разложения интенсивности радиации в гармонический ряд и отнесенных к максимальной плотности $q_{\max}$;

г – пример представления относительной интенсивности солнечной радиации $\bar{q}(\tau) = q(\tau) / q_{\max}$, падающей на горизонтальную поверхность как суммы нулевой (среднего), первой и второй гармоник ее разложения в ряд Фурье.

Сотников А.Г. Математический и стереографический анализ интенсивности солнечной радиации и затенения светопроемов для расчета СКВ зданий

Таблица 1. Значения σ_τ и часа максимума τ_1 суммарной падающей радиации для разной ориентации остекления и разной географической широты

Величина	Географическая широта, ° с.ш.	Ориентация вертикальной поверхности по странам света							Горизонтальная поверхность
		СВ	В	ЮВ*	Ю*	ЮЗ*	З	СЗ	
Интервал σ_τ , ч	40	3,0	2,6	2,5	2,7	2,5	2,6	3,0	3,4
	60	2,5	2,5	2,7	2,7	2,7	2,5	2,5	4,0
Час максимума τ_1 , ч	40	8	8,5	9,5	12	14,5	15,5	16	12
	60	7	8,5	9,5	12	14,5	15,5	17	12

* Для ограждений этих ориентаций момент τ_1 максимума радиации примерно соответствует нормальному углу проекции на горизонтальную ось между лучом и вертикальной поверхностью.

Исходя из свойств периодической функции (2), время облучения вертикальных ограждений можно ограничить периодом $\tau_{обл}=4\sigma_\tau=10-12$ ч. Не учитываемая этим интервалом радиация не превысит 5% суточной величины. **Среднюю за период $\tau_n=24$ ч интенсивность радиации** (нулевую гармонику) можно записать как:

$$q_{cp} = \frac{2}{\tau_n} \int_0^{\tau_n/2} q(\tau) d\tau = \frac{2}{\tau_n} \int_0^{2\sigma_\tau} q_{max} \exp\left[-(\tau - \tau_1)^2 / 2\sigma_\tau^2\right] d\tau \approx \frac{2}{\tau_n} \int_0^{+\infty} q_{max} \exp\left[-(\tau - \tau_1)^2 / 2\sigma_\tau^2\right] d\tau. \quad (3)$$

*Замена предела с $2\sigma_\tau$ на $+\infty$ в формулах (2) и (3) произведена для возможности непосредственного вычисления этого интеграла.

Среднее значение интенсивности солнечной радиации определяется по формуле:

$$q_{cp} = \sqrt{2\pi} q_{max} \sigma_\tau / \tau_n \approx 0,1 \sigma_\tau q_{max}. \quad (4)$$

Амплитуда k -й гармоники разложения интенсивности радиации определяется по зависимости:

$$A_{q_k} = \frac{4}{\tau_n} \int_0^{\tau_n/2} q(\tau) \cos(2k\pi\tau / \tau_n) d\tau = \frac{4q_{max}}{\tau_n} \int_0^{2\sigma_\tau} \exp\left[-(\tau - \tau_1)^2 / 2\sigma_\tau^2\right] \cos(2k\pi\tau / \tau_n) d\tau \approx \\ \approx \frac{4q_{max}}{\tau_n} \int_0^{+\infty} \exp\left[-(\tau - \tau_1)^2 / 2\sigma_\tau^2\right] \cos(2k\pi\tau / \tau_n) d\tau = 2\sqrt{2\pi} (\sigma_\tau / \tau_n) q_{max} \exp(-2k^2\pi^2\sigma_\tau^2 / \tau_n^2). \quad (5)$$

Учитывая, что $2\sqrt{2\pi} \approx 5$ и $\pi^2 \approx 10$, получаем:

$$A_{q_k} = 5 \exp(-20k^2\sigma_\tau^2 / \tau_n^2) q_{max} \sigma_\tau / \tau_n. \quad (6)$$

Из этой формулы следует, что амплитуда k -й гармоники A_{q_k} разложения интенсивности солнечной радиации в гармонический ряд, отнесенная к максимальной интенсивности q_{max} , зависит лишь от порядкового номера гармоники k и интервала времени σ_τ . Последний зависит в основном от того, какая поверхность (горизонтальная или вертикальная) рассматривается. От ориентации же вертикальной поверхности и географической широты величина σ_τ меняется сравнительно мало (см. табл. 1).

Амплитуда первой (основной) гармоники разложения интенсивности солнечной радиации (при $k=1$) выражается зависимостью:

$$A_{q_1} = 5 \exp(-20\sigma_\tau^2 / \tau_n^2) q_{max} \sigma_\tau / \tau_n. \quad (7)$$

Амплитуда второй гармоники разложения интенсивности солнечной радиации (при $k=2$) выражается зависимостью:

$$A_{q_2} = 5 \exp(-80\sigma_\tau^2 / \tau_n^2) q_{max} \sigma_\tau / \tau_n. \quad (8)$$

Для определения относительной величины среднесуточной радиации q_{cp}/q_{max} и относительных амплитуд первой (основной), второй и третьей гармоник разложения A_{q_k}/q_{max} построен график (рис. 2, в).

Воздействие прерывистой солнечной радиации на остекление при произвольном начале и конце облучения является наиболее общим и физически правильным случаем расчета. Рассмотрим эту двумерную задачу в плоском варианте, т.е. на плане помещения, этот случай описан в книге автора [3]. Прерывистость радиации объясняется затенением остекления близкорасположенными строениями данного

Сотников А.Г. Математический и стереографический анализ интенсивности солнечной радиации и затенения светопроемов для расчета СКВ зданий

или соседних зданий (рис. 1, д). При таком затенении можно определить средние моменты начала $\tau_{2,ср}$ и конца $\tau_{3,ср}$ облучения. В более сложном случае прерывистость радиации объясняется изменением состояния атмосферы (облачности), является неупорядоченной и аналитическому расчету не подлежит.

Рассмотрим остекление помещения длиной L_0-l_0 , затеняемое выступом шириной b_0 , удаленным от дальнего края остекления на расстояние L_0 (рис. 3, а).

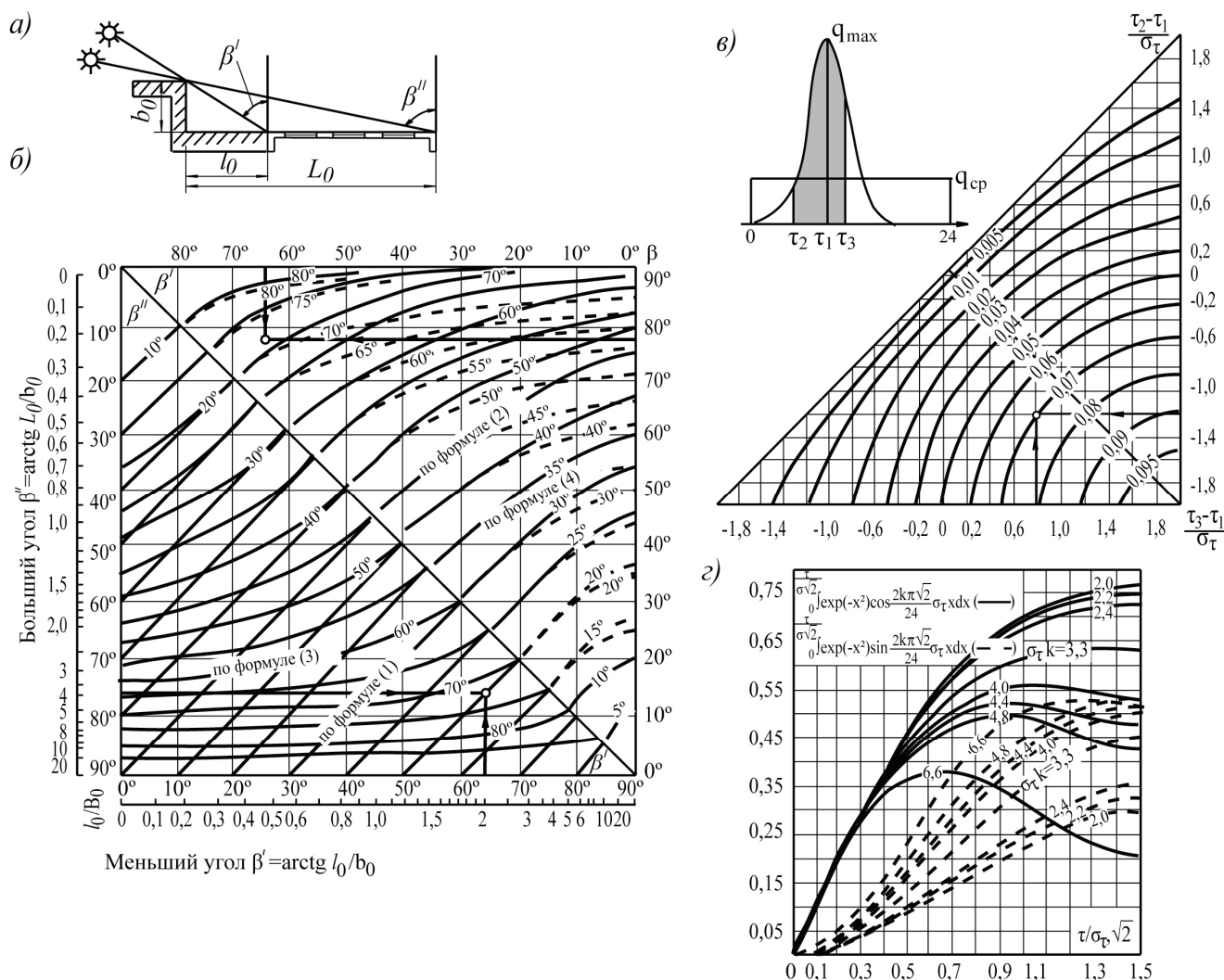


Рисунок 3. Комплекс номограмм для расчета прерывистой солнечной радиации, поступающей на остекление помещения (в плане):

а – схема прерывистой солнечной радиации при затенении остекления выступом здания;

б – номограмма для определения среднего момента начала или конца прерывистого облучения остекления, определяемого по формулам (8) – (11);

в – номограмма для определения средней за сутки прерывистой радиации в долях от максимальной часовой при произвольных моментах начала τ_2 и конца τ_3 облучения остекления;

г – график для определения значений интегралов (13) и (14) при определении амплитуд первой (основной) и второй гармоник разложения прерывистой солнечной радиации в ряд Фурье.

Чем меньше ширина выступа b_0 и чем больше длина окна L_0-l_0 , тем дальше движется граница тени вдоль поверхности остекления. Это время в пределе может достигать $\Delta\tau=6$ ч. Поэтому принцип определения среднего момента начала или конца облучения остекления имеет во многих случаях большое значение. При разных способах усреднения получаем разные толкования среднего времени начала и конца облучения. Для упрощения задачи первоначально предположим, что за время движения границы тени по остеклению интенсивность падающей радиации не меняется.

Расчет времени начала и конца облучения будем проводить от момента τ'_1 , когда направление солнечного луча в плане нормально к поверхности остекления. В соответствии с замечанием к табл. 1, момент Сотников А.Г. Математический и стереографический анализ интенсивности солнечной радиации и затенения светопроемов для расчета СКВ зданий

τ'_1 совпадает с моментом τ_1 максимума падающей радиации для южной, юго-западной и юго-восточной ориентации остекления. Угол, образованный солнечным лучом и нормалью к поверхности остекления, обозначим β . Рассмотрим следующие принципы усреднения момента начала или конца прерывистой радиации.

1. За момент начала или конца радиации на остекленной поверхности принимают такой, при котором угол β является **средним** между его крайними значениями β' и β'' на облучаемой поверхности:

$$\tau'_1 - \tau_{2,cp} = \tau_{3,cp} - \tau'_1 = 24\beta_{cp} / 2\pi = 24(\beta' + \beta'') / 4\pi = 24(\arctg l_0 / b_0 + \arctg L_0 / b_0) / 4\pi. \quad (8)$$

2. За момент начала или конца радиации на остекленной поверхности принимают такой, который соответствует моменту **среднеинтегрального** угла β :

$$\tau'_1 - \tau_{2,cp} = \tau_{3,cp} - \tau'_1 = 24\beta_{cp,инт} / 2\pi = 24\arctg\left(\frac{1}{\beta'' - \beta'} \ln \frac{\cos \beta'}{\cos \beta''}\right) / 2\pi. \quad (9)$$

3. За момент начала или конца радиации на остекленной поверхности принимают такой, когда облучается **половина длины** рассматриваемого остекления:

$$\tau'_1 - \tau_{2,cp} = \tau_{3,cp} - \tau'_1 = 24\beta_{cp,l} / 2\pi = 24\arctg[(L_0 + l_0) / 2b_0] / 2\pi. \quad (10)$$

4. За момент начала или конца радиации на остекленной поверхности принимают такой, когда облучается **среднеинтегральная длина** рассматриваемого остекления:

$$\begin{aligned} \tau'_1 - \tau_{2,cp} = \tau_{3,cp} - \tau'_1 &= 24\beta_{cp,инт,l} / 2\pi = \frac{24}{2\pi} \cdot \frac{1}{L_0 - l_0} \int_{l_0}^{L_0} \arctg(l / b_0) dl = \\ &= \frac{24}{2\pi(L_0 - l_0)} \left[l \arctg(l / b_0) - \frac{b_0}{2} \ln(1 + l^2 / b_0^2) \right] \Big|_{l_0}^{L_0}. \end{aligned} \quad (11)$$

Поясним методику сравнительного определения среднего момента начала облучения остекленной поверхности по разным методикам характерным примером.

Пример 2. Определить среднее время начала облучения остекленной поверхности, отсчитываемое от момента, когда солнечный луч в плане нормален к поверхности, при таких данных: $b_0=3$ м, $L_0=12$ м, $l_0=6$ м.

Если за начало радиации принять момент времени, соответствующий углу падения лучей, среднему между его крайними значениями β' и β'' , то по формуле (8) получим:

$$\begin{aligned} \tau'_1 - \tau_{2,cp} = \tau_{3,cp} - \tau'_1 &= 24\beta_{cp} / 2\pi = 24(\beta' + \beta'') / 4\pi = 24(\arctg l_0 / b_0 + \arctg L_0 / b_0) / 4\pi = \\ &= 24[\arctg(6 / 3) + \arctg(12 / 3)] / 2\pi = 4,5 \text{ ч.} \end{aligned}$$

Если за начало радиации принять момент времени, соответствующий среднеинтегральному углу, то по формуле (9) получим:

$$\begin{aligned} \tau'_1 - \tau_{2,cp} = \tau_{3,cp} - \tau'_1 &= 24\beta_{cp,инт} / 2\pi = 24\arctg\left(\frac{1}{\beta'' - \beta'} \ln \frac{\cos \beta'}{\cos \beta''}\right) / 2\pi = \\ &= 24\arctg\left[1 / (76^\circ - 64^\circ) \ln(\cos 64^\circ / \cos 76^\circ)\right] / 2\pi = 4,7 \text{ ч.} \end{aligned}$$

Если за начало радиации принять момент времени, когда облучается половина длины остекления, то по формуле (10) получим:

$$\tau'_1 - \tau_{2,cp} = \tau_{3,cp} - \tau'_1 = 24\beta_{cp,l} / 2\pi = 24\arctg[(L_0 + l_0) / 2b_0] / 2\pi = 24\arctg[(12 + 6) / 2 \cdot 3] / 2\pi = 4,8 \text{ ч.}$$

Если за начало радиации принять момент времени, соответствующий среднеинтегральной длине тени, то по формуле (11) получаем: $\tau'_1 - \tau_{2,cp} = 4,7$ ч. Таким образом, в условиях данного примера разные способы определения среднего времени начала и конца радиации при его прерывистом воздействии дают близкие результаты.

Сотников А.Г. Математический и стереографический анализ интенсивности солнечной радиации и затенения светопроемов для расчета СКВ зданий

Различие результатов усреднения будет возрастать, когда угол $\beta' \rightarrow 0$, а угол $\beta'' \rightarrow \pi/2$, что имеет место при геометрических размерах, соответствующих неравенствам: $L_0 \gg l_0$ и $L_0 \gg b_0$. Для практического определения среднего момента начала или конца облучения по формулам (8)-(11) на рис. 3,б приведена номограмма.

Для более детального анализа нужно определить первые гармоники разложения прерывистой солнечной радиации. В общем случае амплитуда k -й гармоники такого разложения определяется как:

$$A_{q_k} = \sqrt{(A'_{q_k})^2 + (A''_{q_k})^2}. \quad (12)$$

Интервалы времени $\tau_{3,cp} - \tau_1$ и $\tau_{2,cp} - \tau_1$, отнесенные к среднеквадратическому отклонению σ_τ , обозначим через $\bar{\tau}_3$ и $\bar{\tau}_2$. Первая составляющая амплитуды:

$$A'_{q_k} = \frac{2}{\tau_n} q_{\max} \int_{\bar{\tau}_2 \sigma_\tau}^{\bar{\tau}_3 \sigma_\tau} \exp\left[-(\tau - \tau_1)^2 / 2\sigma_\tau^2\right] \cos(2k\pi\tau / \tau_n) d\tau = \frac{2\sqrt{2}\sigma_\tau}{\tau_n} \int_{\bar{\tau}_2 \sigma_\tau}^{\bar{\tau}_3 \sigma_\tau} \exp(-x^2) \cos(2k\pi\sqrt{2}\sigma_\tau x / \tau_n) dx \quad (13)$$

Аналогично выражается вторая составляющая амплитуды:

$$A''_{q_k} = \frac{2}{\tau_n} q_{\max} \int_{\bar{\tau}_2 \sigma_\tau}^{\bar{\tau}_3 \sigma_\tau} \exp\left[-(\tau - \tau_1)^2 / 2\sigma_\tau^2\right] \sin(2k\pi\tau / \tau_n) d\tau = \frac{2\sqrt{2}\sigma_\tau}{\tau_n} \int_{\bar{\tau}_2 \sigma_\tau}^{\bar{\tau}_3 \sigma_\tau} \exp(-x^2) \sin(2k\pi\sqrt{2}\sigma_\tau x / \tau_n) dx \quad (14)$$

Значения интегралов (13) и (14) при нулевом нижнем пределе, произвольном верхнем пределе и переменном аргументе $k \cdot \sigma_\tau$ тригонометрических функций косинуса и синуса предварительно вычислены на ЭВМ, а результаты расчетов представлены на графике (рис. 3, в). Поясним методику расчета примером.

Пример 3. Определить амплитуды основной и второй гармоник разложения интенсивности прерывистой солнечной радиации в условиях предыдущего примера. Для определения значений интегралов (13) и (14) по графику рис. 3,в предварительно определяем на основе данных примера 2 $\bar{\tau}_2 / \sqrt{2} = -0,85$, $\bar{\tau}_3 / \sqrt{2} = 0,53$. По графику рис. 3,в определяем значения четырех интегралов при двух пределах интегрирования и $k\sigma_\tau = 2,5$ и четырех интегралов при двух пределах интегрирования и $k\sigma_\tau = 5,0$ ч. Амплитуда основной гармоники:

$$A_{q_1} = 2\sqrt{2}\sigma_\tau q_{\max} \sqrt{\left(\int_{0,1}^{0,53} - \int_{0,1}^{-0,85}\right)^2 + \left(\int_{0,11}^{0,53} - \int_{0,11}^{-0,85}\right)^2} / \tau_n =$$

$$= 2\sqrt{2} \cdot 2,5 \cdot 770 \sqrt{[0,47 - (-0,62)]^2 + [0,13 - (-0,23)]^2} / 24 \approx$$

$$\approx 260 \text{ Вт/м}^2.$$

Амплитуда второй гармоники:

$$A_{q_2} = 2\sqrt{2} \cdot 2,5 \cdot 770 \sqrt{[0,42 - (-0,48)]^2 + [0,23 - (-0,40)]^2} /$$

$$/ 24 \approx 250 \text{ Вт/м}^2.$$

Вычисленные амплитуды используют для оценки колебаний температуры воздуха в помещении под влиянием периодических тепловых потоков с разными периодами (частотами).

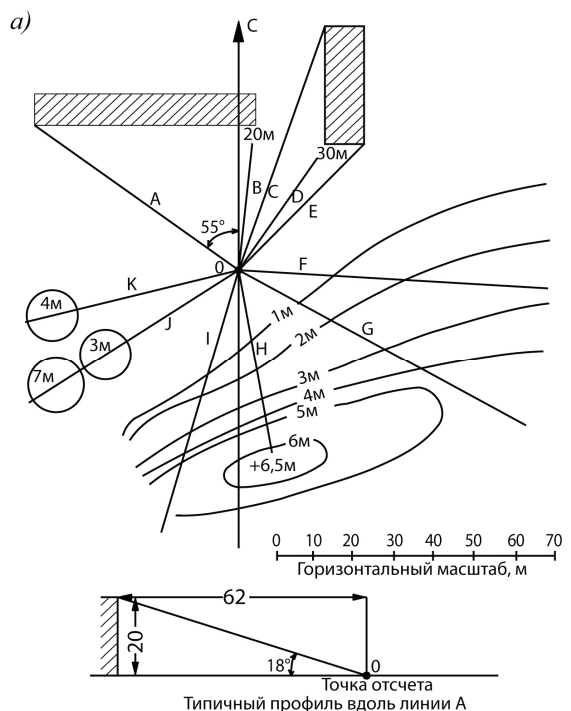
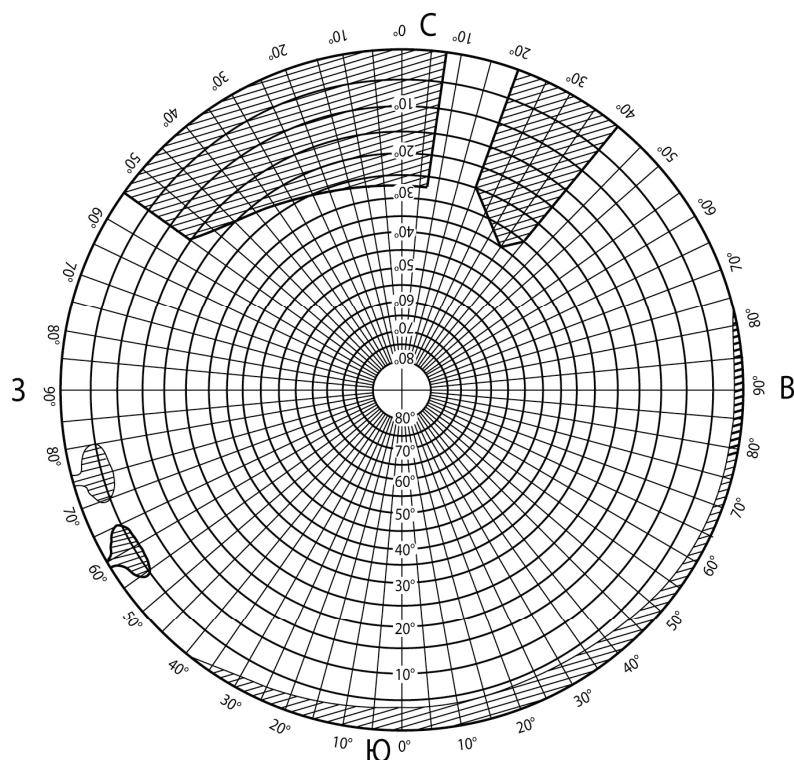


Рисунок 4. Методика использования диаграммы траектории Солнца с наложением на нее высоты и азимута затенения и распределения тени на строительной площадке:

а – план строительной площадки с высотами (высоты даны в метрах), **О** – точка отсчета

б)



в)

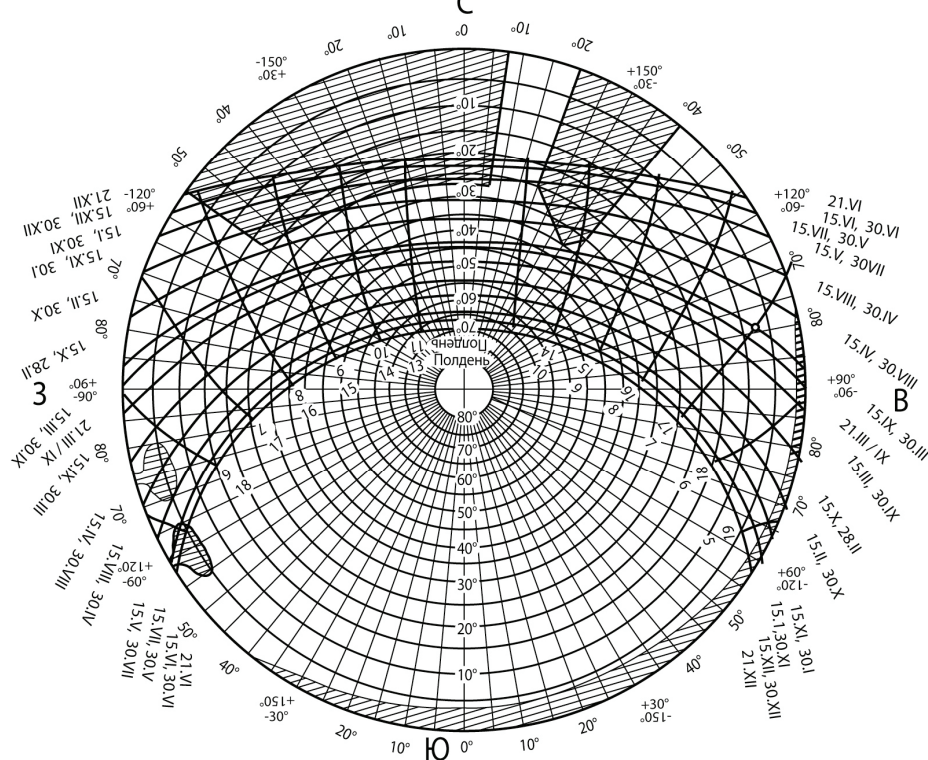


Рисунок 4. Методика использования диаграммы траектории Солнца с наложением на нее высоты и азимута затенения и распределения тени на строительной площадке:

б – теньевая маска для 45° с.ш., построенная для точки отсчета О на строительной площадке;
в – теньевая маска строительной площадки, наложенная на диаграмму траектории Солнца.

Определение времени облучения помещения и здания при произвольной планировке (застройке) участка и для произвольной географической широты пункта наиболее удобно производить с помощью номограмм Рейдата или солнечных карт, широко используемых за рубежом и реже в России. Подробное описание номограмм Рейдата можно найти в книге Т.А. Маркуса и Э.Н. Морриса [6]. Методика использования диаграммы траектории Солнца с наложением на нее высоты Солнца над горизонтом и азимута затенения и распределения тени на строительной площадке показана на рис. 4.

Сотников А.Г. Математический и стереографический анализ интенсивности солнечной радиации и затенения светопроемов для расчета СКВ зданий

Основу номограмм составляет стереографическая проекция с изображенными на ней траекториями Солнца в разные дни и месяцы года для известной географической широты. Ряд концентрических окружностей представляют собой высоты Солнца (h , °), а по внешнему краю указаны азимуты. По такой сфере при наложении на нее соответствующих планшетов могут быть определены высота и азимут Солнца для любой даты и любого часа суток, а также угол падения Солнца на поверхности с разными углами наклона. Например, на рис. 4, в для 45° с.ш. 30 марта в 7 ч утра положение Солнца характеризуется азимутом (углом наклона к линии С-Ю) 80° и высотой Солнца над горизонтом $h=8^\circ$. Максимальная высота Солнца над горизонтом в зависимости от географической широты, месяца и числа может быть приближенно определена по рис. 5.

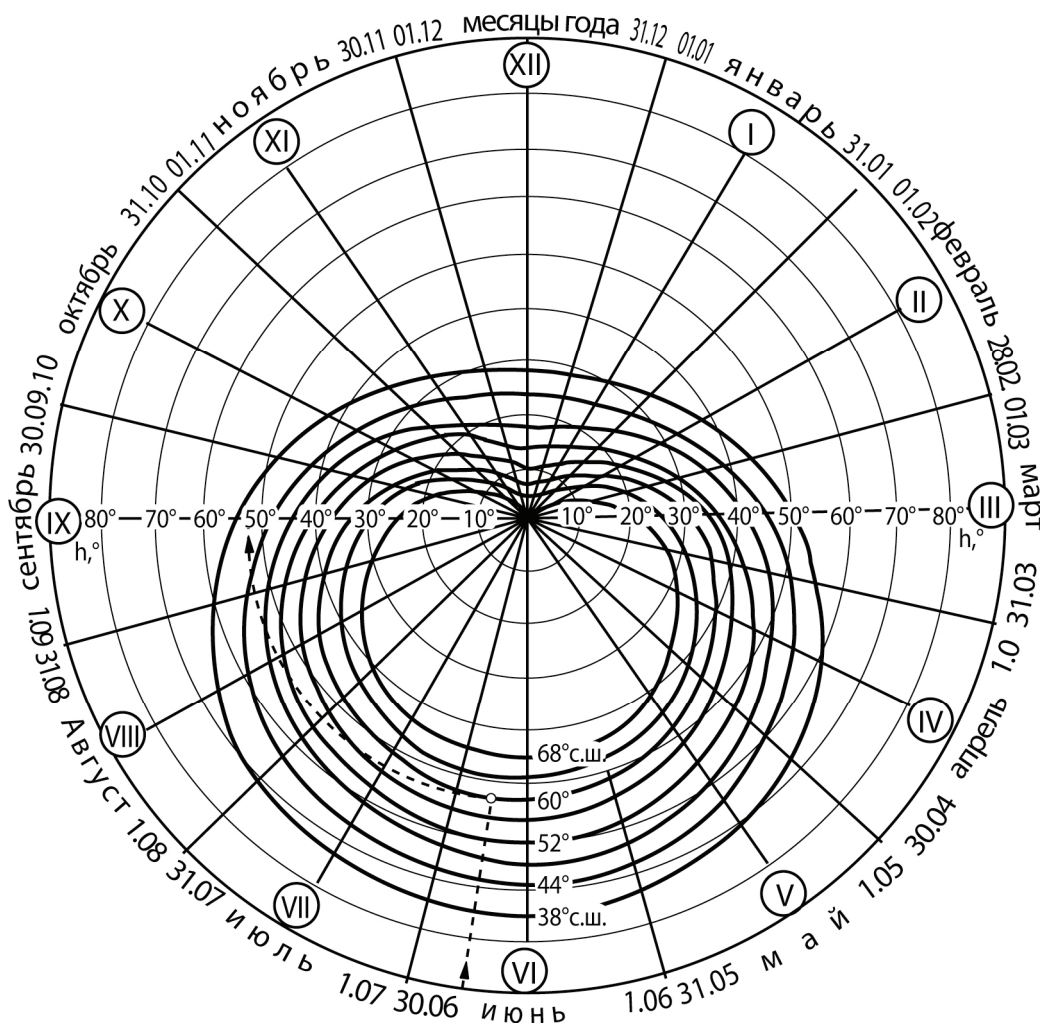


Рисунок 5. Зависимость максимальной высоты Солнца над горизонтом (угла склонения h , °) от географической широты пункта, месяца года и числа

Ключ: на широте С-Петербурга (60° с.ш.) 22 июня максимальная высота Солнца в полдень над горизонтом достигает $h=53^\circ$

Каждая такая номограмма составлена для определенной географической широты, такие номограммы для разной широты от 33° до 65° представлены в [6]. Ими можно пользоваться для той же широты и в другом полушарии. На номограммах траектории Солнца нанесены часовые линии, они соответствуют истинному солнечному времени (а не декретному), когда в полдень Солнце находится точно на юге (в северном полушарии). Положение Солнца в дни равноденствий на всех широтах во время восхода точно на востоке, а во время захода – точно на западе, т.е. в 6 и 18 ч соответственно. На рис. 4,а показан пример определения по номограмме Рейдата продолжительности облучения территории конкретного здания с учетом его затенения препятствиями и требований норм инсоляции жилых и общественных помещений [7, 8]. Как следует из построений, в осенне-зимний период значительную часть суток здание затенено. В теплый же период года это затенение невелико. Например, в ноябре–январе строительная площадка без учета затенения освещается в течение 4–7 ч в сутки, а при затенении – лишь 2 ч утром. В июне объект затеняется в течение 2 ч из 19 ч.

Таким образом, последовательность построений и расчетов затенения (или освещения Солнцем) по этой методике следующая:

- выбрать из [6] номограмму, соответствующую географической широте расположения строительного объекта;
- выбрать точку отсчета (0) на планировке в центре рассматриваемого микрорайона;
- составить план застройки вокруг проектируемого здания, измерить расстояния до ближайших препятствий, указать их длину, ширину и высоту, а для деревьев – диаметр окружности, в которую вписывается крона деревьев;
- измерить угловые размеры препятствий согласно схеме (рис. 4,а);
- нанести изображения препятствий на номограмму (рис. 4,б), т.е. построить теневую маску;
- пользуясь номограммой на рис. 4,в, на которой изображены и оцифрованы суточные траектории движения Солнца для центральной и последней даты каждого месяца, определить периоды, когда данное ограждение будет освещено.

Для того чтобы определить облученность Солнцем конкретного окна, нужно вырезать сектор на номограмме и определить соответствующие ему часы суток, когда оно будет освещено. Следует отметить, что облученность зданий, как правило, в реальных условиях, особенно в высоких широтах, сокращается из-за облаков. Поэтому возможное число часов облучения здания следует уменьшить с учетом облачности.

Литература

1. Сотников А. Г. О связи расчетной отопительной температуры и мощности системы отопления с относительной площадью остекления помещения и здания // Теплоэнергоэффективные технологии: информ. бюллетень. 2009. № 4(57). С. 25–28; «С.О.К.». 2010. № 3. С. 52–54.
2. Сотников А. Г. Связь температуры и мощности отопления с площадью остекления // «С.О.К.». 2010. № 3. С. 52–54.
3. Сотников А. Г. Системы кондиционирования воздуха с количественным регулированием. Л. : Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1976. 168 с.
4. Сотников А. Г., Хомуцкий Ю. Н. Определение летних теплоступлений для зданий с повышенной остекленностью / В кн.: Кондиционирование воздуха в промышленности. М. : ВЦНИИ охраны труда, 1973. С. 102–111.
5. Сотников А. Г., Хомуцкий Ю. Н. Метод расчета солнечной радиации / В кн.: Кондиционирование воздуха в промышленных и гражданских зданиях. Л. : ЛДНТП, 1974.
6. Маркус Т. А., Моррис Э. Н. Здания, климат и энергия / Пер. с англ. под ред. Н.В. Кобышевой и Е.Г. Малявиной. Л. : Гидрометеиздат, 1985. 543 с.
7. СанПиН 2.2.1/2.1.1.1076-01. Гигиенические требования к инсоляции и солнцезащиты помещений жилых и общественных зданий и территорий.
8. ТСН-23-359-2006. Инсоляция и солнцезащита помещений жилых и общественных зданий в Санкт-Петербурге.

** Анатолий Геннадиевич Сотников, Санкт-Петербург
Тел. раб.: +7(812)558-48-92; эл. почта: asotnikov2005@yandex.ru*

Использование принципа Сен-Венана в геотехнике

*К.т.н., ассоц. проф, С.О. Оспанов;
студент А.А. Сахариева*;*

Казахская Головная Архитектурно-Строительная Академия

Проблемы определения напряжений в грунтовом массиве имеют большое значение для расчета прочности, устойчивости грунтов, их деформаций под действием внешних сил и собственного веса. В механике грунтов зависимость между общими деформациями и напряжениями принимается линейной, т.е. при определении напряжений в грунтовой толще применимы решения теории упругости. Различают три основных математических метода решения задачи теории упругости:

- *прямой метод*, который заключается в непосредственном интегрировании основных уравнений при выполнении граничных условий;
- *обратный метод*, если задаются функциями напряжений или перемещений, удовлетворяющими дифференциальным уравнениям задачи, а затем устанавливают, каким граничным условиям эти функции соответствуют;
- *полуобратный метод Сен-Венана*, когда задаются частью функций перемещений или напряжений и из уравнений задачи устанавливают, каким условиям должны удовлетворять остальные функции. При этом дифференциальные уравнения существенно упрощаются.

С этих позиций рассмотрим принцип Сен-Венана, который устанавливает, что если силы, действующие на малую площадку, заменить статически эквивалентной системой на той же площадке, то при новой системе сил произойдет изменение в напряженном состоянии лишь в непосредственной близости к приложенной нагрузке; это не изменит напряжений на расстояниях, больших по сравнению с линейными размерами площадки, на которую действуют поверхностные силы.

Применение принципа Сен-Венана при решении частных задач, моделировании, а также метод однородных решений подробно описаны и развиты в работах А.И. Лурье, И.И. Воровича, Ю.А. Устинова и других. А некоторые аспекты применения принципа Сен-Венана в нелинейной теории упругости представлены в работе В.В. Калашникова и М.И. Карякина.

Данный принцип подтверждается опытными данными не только для упругих тел, но и для более сложных, какими являются грунты. Строго говоря, это следует и из общего принципа сохранения энергии.

Справедливость принципа Сен-Венана покажем на примере расчета конструкций на упругом основании, ограничимся рассмотрением лишь плоской задачи.

Работы, посвященные расчету этих конструкций содержат в основном обзорный характер, хотя за последние 30 лет проведено значительное количество экспериментов.

Существует 3 модели грунтового основания:

- 1) местных упругих деформаций (гипотеза Винклера);
- 2) общих упругих деформаций (теория упругого полупространства – полуплоскости);
- 3) модель упругого слоя.

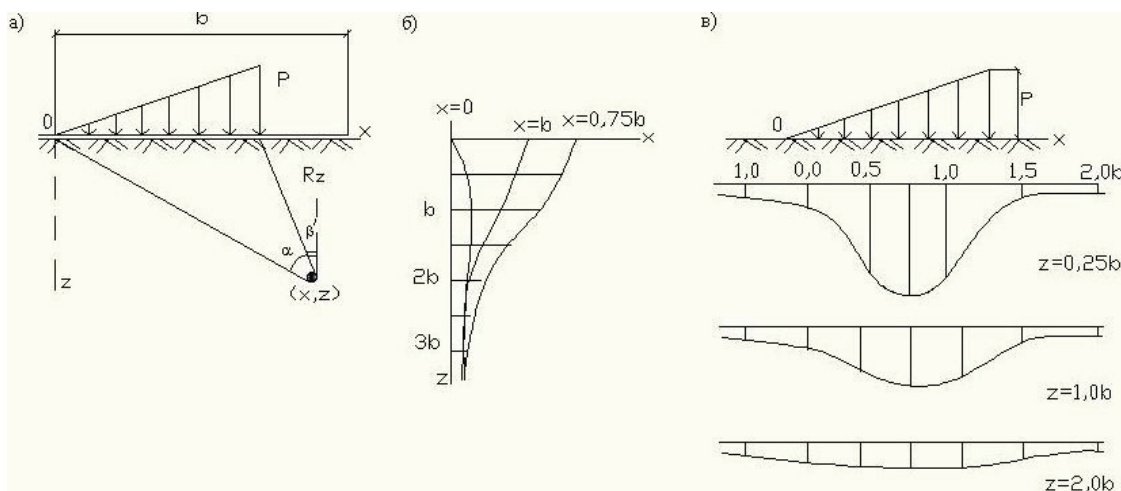


Рисунок 1. Эпюры распределения сжимающих напряжений по вертикальным (б) и горизонтальным (в) сечениям массива грунта при действии треугольной нагрузки (а)

Определение напряжений в условиях плоской задачи значительно упрощается, так как все составляющие напряжений σ_z , σ_x и τ в рассматриваемой плоскости ZOX не зависят от деформационных характеристик линейно деформируемой полуплоскости.

Для сжимающих вертикальных напряжений σ'_z , действующих на горизонтальные площадки, параллельные ограничивающей плоскости, имеем формулу: [1]

$$\sigma'_z = \frac{P}{2\pi} \left(\frac{2x}{b} - \sin 2\beta' \right), \quad (1)$$

где α и β' – углы, как показано на рисунке 1,а.

Формулу (1) можно представить в виде

$$\sigma'_z = k'_z \cdot P \quad (2)$$

Значения коэффициента k'_z для определения величины сжимающих напряжений приведены в таблице 1.

Таблица 1. Величины напряжений σ_z в линейно-деформируемом массиве при действии полособразной нагрузки, меняющейся по закону треугольника, выраженные в долях от максимальной интенсивности нагрузки

z/b	Значения X/b										
	-1,5	-1	-0,5	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5
0	0	0	0	0	0,25	0,5	0,75	0,5	0	0	0
0,25	-	-	0,001	0,075	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003	-
0,5	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,410	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,5	0,020	0,048	0,096	0,143	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041
2	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050
3	0,050	0,064	0,08	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,050
4	0,051	0,06	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060	0,049
5	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,068	0,065	0,061	0,051	0,047
6	0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

Как видно из эпюры σ'_z (рис 1,б), напряжения при Z=0 резко изменяются в зависимости от координаты X, с глубиной это изменение незначительно, и при Z=2,5b величина сжимающих напряжений почти одинакова для разных сечений x.

Рисунок 1,в иллюстрирует сжимающие напряжения по горизонтальным сечениям массива грунта. При Z=0,75b эти напряжения имеют наибольшие значения под центром тяжести треугольной нагрузки. По мере увеличения глубины (Z=1,0b; особенно Z=2,0b) происходит сглаживание напряжений.

Непосредственные измерения сжимающих напряжений с помощью месдоз при действии на массив грунта различных нагрузок подтверждают результаты теоретических решений.

Вышеприведенные примеры из механики грунтов подтверждают принцип Сен-Венана, который имеет различные формулировки. Одна из них: напряжения, производимые в теле путем приложения к малой части его поверхности системы сил, статически эквивалентной нулевой силе и нулевому моменту, пренебрежимо малы на расстояниях, значительных по сравнению с линейными размерами площадки, на которую эти силы действуют.

Принцип Сен-Венана имеет огромное значение как для механики грунтов (геотехники), так и для моделирования. Он дает возможность воспроизводить желаемое напряженное состояние посредством упрощенных нагружений на поверхности модели.

Литература

1. Цытович Н.А. Механика грунтов. М. : КД Либроком, 2009. 272 с.
2. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. М. : Высшая школа, 2000. 203 с.
3. Лещенко А.П. Фундаментальная строительная механика упругих тел. Таганрог : ЛКИ, 2003. 976 с.

* Асия Алимкановна Сахариева, г. Алматы, республика Казахстан
Тел. моб.: +7(701)292-32-68; эл. почта: asiya_aktobe@mail.ru

Магнитная подвеска в звукоизолирующих кабинах для конфиденциальных переговоров

Д.т.н., профессор И.И. Боголепов;
магистр Чэнь Сятин,*

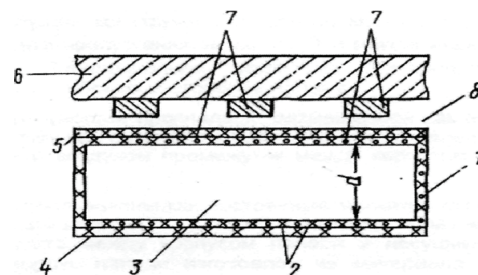
ГОУ Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

В истории развития человечества изобретения играют огромную роль: достаточно вспомнить такие как колесо, деньги, шариковая ручка. В последнее время получило распространение изобретение под названием «магнитная подвеска». В первую очередь, «магнитная подвеска» – это бесконтактное подвешивание транспортного средства с воздушным зазором над путевым устройством. Осуществляется она с помощью постоянных магнитов (принцип отталкивания), регулируемых электромагнитов (принцип притяжения) или электромагнитов на транспортном средстве и токопроводящих обмоток, уложенных в путь (принцип отталкивания). В качестве тяговых двигателей используются линейные электродвигатели. В японской префектуре Яманаси был построен испытательный участок, на котором 2 декабря 2003 года опытный состав из трёх вагонов с магнитной подвеской установил абсолютный рекорд скорости для железнодорожного транспорта – 581 км/ч [1].

Известны конструкции «магнитной подвески» для других конструкций, например, для маховика, включающие как постоянные магниты или магнитные системы в виде магнитов, снабженных арматурой, так и электромагниты (см. Джента Дж., Накопление кинетической энергии, М. : Мир, 1998, с.206-210, рис.4.7, 4.9).

В статье «Звукоизолирующая панель с максимально возможной звукоизолирующей способностью» и в патенте на изобретение В.Э. Абракитов, используя магнитную подвеску, предлагает вакуумную панель, которая в сочетании с несущей конструкцией обеспечит, по мнению автора, бесконечную звукоизоляцию, то есть $R = \infty$ дБ [2, 3].

В состав изобретения звукоизолирующей панели с максимально возможной звукоизолирующей способностью (рис. 1) входят герметичный корпус 1, изготовленный из фторопласта, в который замурована арматура 2 из металла, с внутренней полостью 3, в которой обеспечено наличие среднего вакуума. Корпус 1 имеет звукопоглощающие прокладки на лицевой 4 и тыльной 5 сторонах, при этом в корпус 1 и несущие конструкции 6 сооружения, к которым он прикреплен, установлены магниты 7. Их полярность и напряженность магнитного поля подобраны таким образом, чтобы отсутствовал прямой механический контакт между корпусом 1 и несущими конструкциями 6 и между ними был образован промежуток 8, заполненный воздухом.



**Рисунок 1. Схема
звукоизолирующей конструкции
Абракитова В.Э.**

Автор предлагает хорошую идею – магнитное крепление (подвеска) звукоизолирующей вакуумной панели, которое может решить проблему звукового мостика за счет отсутствия механического контакта между панелью и основной конструкцией, например, так, как это представлено на рис. 2.

Но как на практике воспользоваться этим изобретением? Возникают следующие вопросы (см. рис. 2):

1. Шум может распространяться через промежуток, заполненный воздухом между вакуумной панелью и несущей конструкцией у края панели, обойдя панель по краям. Тогда максимально возможная звукоизоляция панели будет близка к нулю?
2. Звукоизолирующая панель и несущая конструкция на потолке может крепиться через магнитное притягивание, на полу может крепиться через магнитное отталкивание, а как обеспечить магнитную подвеску панели на вертикальной стене?

На основе приведенного изобретения и с разрешения его автора было предложено использовать магнитную подвеску в звукоизолирующих кабинах для конфиденциальных переговоров, а именно следующим образом.

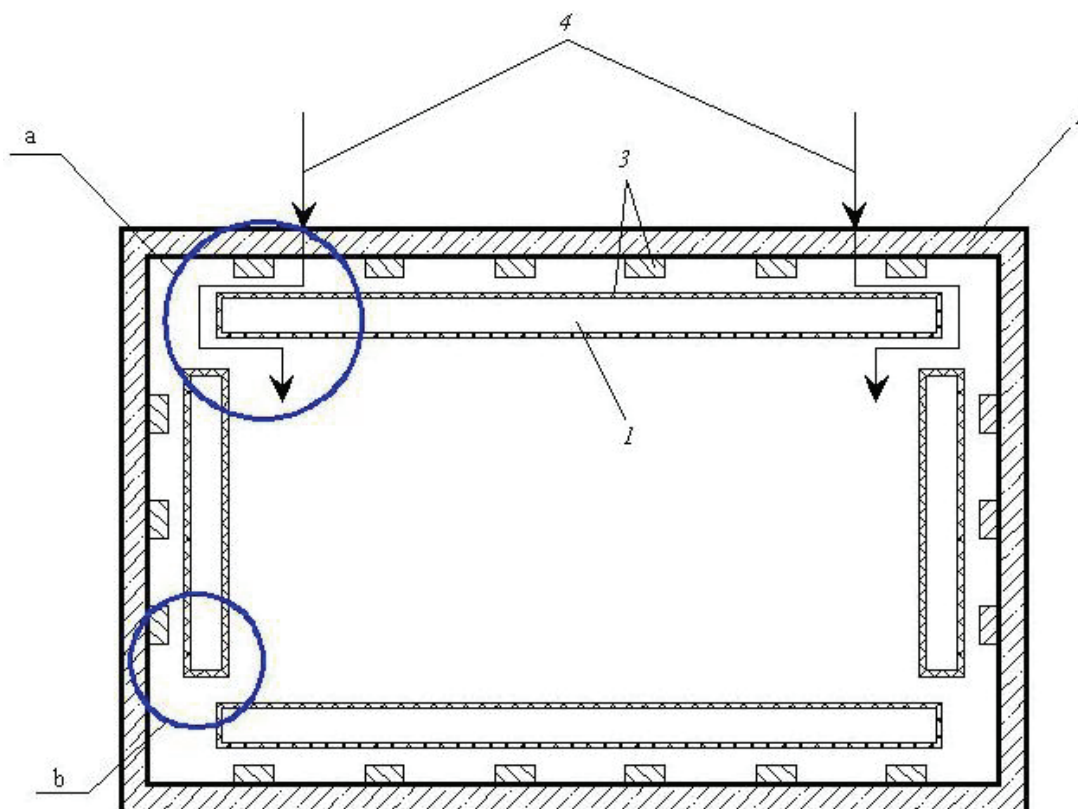


Рисунок 2. Звукоизоляция помещения с помощью конструкции Абрамкова В.Э.

1 – вакуумная звукоизолирующая панель; 2 – несущая конструкция;

3 – магниты; 4 – шумы.

Кабина для конфиденциальных переговоров представляет собой помещение в помещении. Одно из них – обычное помещение учреждений бизнеса, властных структур или дипломатического представительства. Второе – специальная звукоизолирующая кабина, где ведутся конфиденциальные переговоры, установленная внутри первого помещения. На рис. 3 представлена схема, по которой замкнутая прямоугольная звукоизолирующая оболочка кабины вокруг переговорщиков может весьма эффективно акустически изолировать их от окружающей среды обычного помещения.

Здесь надо использовать два понятия: «звукоизоляция переговорщиков» и «звукоизолирующая оболочка вокруг переговорщиков». Звукоизоляция переговорщиков есть разность в дБ между уровнем звука подслушивающих людей в расчетной точке, когда переговорщики не имеют звукоизолирующей оболочки, и уровнем звука переговорщиков со звукоизолирующей оболочкой вокруг них. Понятие «звукоизоляция переговорщиков» используется при *измерении* эффективности уже изготовленной звукоизолирующей кабины. В процессе *проектирования* используется другое понятие, а именно «звукоизоляция оболочки вокруг переговорщиков» R , дБ, адекватное понятию «звукоизоляции стены, пола потолка, окон, дверей», которое определяется как разность в дБ уровня интенсивности звука в падающих на преграду звуковых волн и уровня интенсивности в прошедших через преграду волнах.

Рассмотрим следующую типичную ситуацию, когда замкнутая звукоизолирующая оболочка вокруг источника звука переговорщиков как *точечного излучателя* акустически изолирует их от окружающего пространства подслушивающих людей, в котором *звуковое поле практически близко к диффузному*. В первом пространстве (с индексом «1») находятся центр источника со звуковой мощностью W_1 , Вт, и на некотором расстоянии от него – звукоизолирующая замкнутая оболочка с площадью S_{OB} , м². Это – главная часть звукоизолирующего бокса. Во втором помещении для подслушивающих (с индексом «2») на расстоянии r_2 , м, от центра переговорщиков с оболочкой находится расчетная точка, где должна быть выполнена норма звука для невозможности подслушивания L_H , дБ. Тогда интенсивность звука, падающая на звукоизолирующую оболочку из первого пространства по направлению ко второму, запишется так:

$$J_1 = W_1 \left(\frac{\chi_1 \tilde{\chi}}{S_{OB}} + \frac{1}{\kappa_1 Q_1} \right).$$

Средняя величина расстояния от центра переговорщиков до расчетной точки подслушивающих людей рассчитывается по формуле: $r_1 = \sqrt{\frac{S_{OB}}{2\pi}}$. Коэффициент звукоизоляции оболочки r (не путать с r_1) равен отношению интенсивности звука в падающих на оболочку волнах к интенсивности в прошедших через неё, а именно: $r = \frac{J_1}{J_{21}}$. Мощность звука, излучаемая оболочкой площадью S_{OB} , м², во второе помещение:

$$W_2 = J_{21} S_{OB} = \frac{J_1}{r} S_{OB} = W_1 \left(\frac{\chi_1 \tilde{\chi}}{S_{OB}} + \frac{1}{\kappa_1 Q_1} \right) \cdot \frac{S_{OB}}{r}$$

Интенсивность звука в расчетной точке помещения, где находится подслушивающий человек, выразится зависимостью:

$$J_2 = W_2 \left(\frac{\chi_2}{2\pi r_2^2} + \frac{4}{\kappa_2 Q_2} \right) = W_1 \left(\frac{\chi_1 \tilde{\chi}}{S_{OB}} + \frac{1}{\kappa_1 Q_1} \right) \cdot \frac{S_{OB}}{r} \left(\frac{\chi_2}{2\pi r_2^2} + \frac{4}{\kappa_2 Q_2} \right)$$

Примем в дальнейших расчетах: $Q_1 = \frac{\alpha_1 S_{OB}}{1 - \alpha_1}$, $Q_2 = \frac{\alpha_2 S_2}{1 - \alpha_2}$, где α_1 и α_2 – средние коэффициенты звукопоглощения на поверхностях S_{OB} и S_2 . Тогда имеем

$$J_2 = W_1 \left(\frac{\chi_1 \tilde{\chi}}{S_{OB}} + \frac{1 - \alpha_1}{\kappa_1 \alpha_1 S_{OB}} \right) \cdot \frac{S_{OB}}{r} \left(\frac{\chi_2}{2\pi r_2^2} + \frac{4}{\kappa_2 Q_2} \right) = W_1 \left(\chi_1 \tilde{\chi} + \frac{1 - \alpha_1}{\kappa_1 \alpha_1} \right) \cdot \frac{1}{r} \left(\frac{\chi_2}{2\pi r_2^2} + \frac{4}{\kappa_2 Q_2} \right)$$

Отсюда получаем в расчетной точке помещения 2 уровень звукового давления $L_{p(2)}$, дБ, который должен быть в этой точке меньше нормы допустимого звука L_H , дБ. Получается следующая формула снижения звука путем установки звукоизоляции переговорщиков R , дБ:

$$L_{p(2)} = L_{W(1)} + 10 \lg \left(\chi_1 \tilde{\chi} + \frac{1 - \alpha_1}{\kappa_1 \alpha_1} \right) + 10 \lg \left(\frac{\chi_2}{2\pi r_2^2} + \frac{4}{\kappa_2 Q_2} \right) - R_{TP} \leq L_H$$

Требуемая звукоизоляция переговорщиков R_{TP} , дБ, для выполнения нормы допустимого звука L_H , дБ, выразится формулой:

$$R_{TP} = L_{W(1)} + 10 \lg + 10 \lg \left(\chi_1 \tilde{\chi} + \frac{1 - \alpha_1}{\kappa_1 \alpha_1} \right) - L_H$$

Здесь сразу следует отметить, что величина L_H в дБ должна быть практически равна нулю или быть даже отрицательной. Только тогда будет надежно обеспечено отсутствие подслушивания. Величина L_H определяется заказчиком.

В представленной формуле R_{TP} : величина $\tilde{\chi}$ – поправка на ближнее поле в пространстве между переговорщиками и оболочкой, имеет значения, представленные в таблице 1; величина χ – коэффициент, учитывающий влияние ближнего звукового поля, когда расстояние r_i меньше удвоенного максимального габарита источника звука переговорщиков; $2 l_{МАКС}$ имеет значения, представленные в таблице 2; величина κ – коэффициент, учитывающий нарушение диффузности звукового поля в помещении в зависимости от среднего коэффициента звукопоглощения α_{CP} , имеет значения, представленные в таблице 3.

Таблица 1. Значения поправки на ближнее поле между переговорщиками и оболочкой

Октавные полосы частот, Гц	31.5	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000
$\tilde{\chi}$	100	14	3	1	1	1	1	1	1

Окончательно имеем для спроектированной звукоизоляции $R \geq R_{TP}$ расчетные формулы:

$$L_{p(2)} = L_{w(1)} + 10 \lg \left(\chi_1 \tilde{\chi} + \frac{1 - \alpha_1}{\kappa_1 \alpha_1} \right) + 10 \lg \left(\frac{\chi_2}{2 \pi r_H^2} + \frac{4}{\kappa_2 Q_2} \right) - R \quad (1)$$

$$L_{p(2)} < L_H \quad (2)$$

Таблица 2. Значения коэффициента влияния ближнего поля χ

$r_1 / l_{\text{МАКС}}$	χ
0,6 и меньше	3,00
0,8	2,50
1,0	2,00
1,2	1,60
1,5	1,25
2,0 и больше	1,00

Таблица 3. Значения коэффициента нарушения диффузности звукового поля κ

α	κ
0,1 и меньше	1,00
0,2	1,25
0,4	1,60
0,5	2,00
0,6 и больше	2,50

Главную часть кабины по представленным формулам становится возможным спроектировать всегда и затем реализовать звукоизоляцию от воздушного шума без особого труда [4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11]. Сложнее обстоит дело со структурной составляющей звука – передачей звуковой энергии от пола бокса к полу офиса и далее по строительным конструкциям, иногда на большое расстояние.

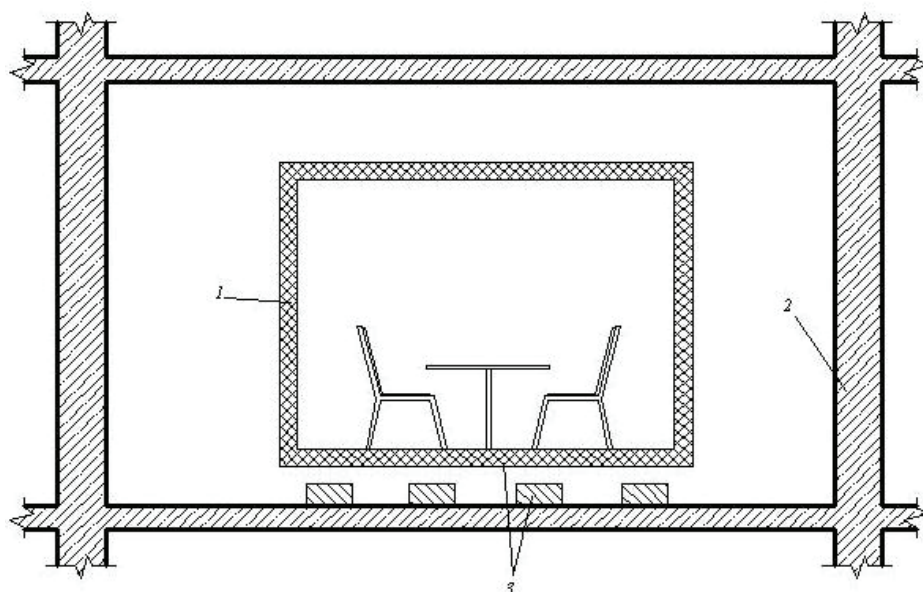


Рисунок 3. Звукоизолирующая кабина для конфиденциальных переговоров прямоугольной формы конструкции Боголепова И.И. и Чэнь Сятина

1 – стенки кабины; 2 – стена помещения; 3 – магнитная подвеска

Это наше первое предложение.

Если необходимо кардинально прекратить утечку речевой информации, как по путям воздушного звука, так и по путям структурного звука, авторы предлагают выполнить кабину из двух стальных сферических оболочек, выкачав воздух между стенками и поддерживая внутреннюю оболочку относительно внешней посредством магнитной подвески во взвешенном состоянии. В остальном здесь следует использовать принципы конструирования звукоизолирующей прямоугольной кабины. Материалом оболочек кроме стали может стать дюралюминий, титан, стеклопластик, углепластик и их комбинация. В такой кабине звукоизоляция и от воздушного звука, и от структурного звука может быть сколь угодно большой. Кроме того, сферическая кабина является единственным эффективным средством изоляции от инфразвука [6]. Инфразвук большой интенсивности с частотой от 1 Гц до 5 Гц может оказать губительное воздействие на человека, особенно на его умственные способности. Здесь это исключено. Кабина сферической формы с такой звукоизоляцией представлена на рис. 4.

Современные методы подслушивания могут воспользоваться именно этим путем распространения речевой информации. Обычно для предотвращения передачи структурного звука используют акустические виброизоляторы, устанавливаемые под боксом. Но лучше, по нашему мнению, в отдельных случаях воспользоваться магнитной подвеской Абрамкова В.Э., полностью исключающей механический контакт между кабиной и помещением. Мы предлагаем использовать магнитную подвеску в звукоизолирующих прямоугольных кабинах для конфиденциальных переговоров, исключив утечку речевой информации, более эффективно изолировав структурный звук, как показано на рис. 3.

Это наше второе предложение.

В первом и во втором предложениях не указаны конструкции: автономной системы регенерации воздуха, специальной двери и, главное, самой магнитной подвески. Без конкретных конструкций реализовать наши предложения, конечно, нельзя. Такие конструкции – дело дальнейшей огромной работы. Но направления ее хорошо известны. Прототипом автономной системы регенерации воздуха и специальной двери могут быть великолепные разработки в этой области для атомных подводных лодок и для космических аппаратов. Прототипом магнитной подвески в звукоизолирующих кабинах для конфиденциальных переговоров – уже упомянутая вначале ультрасовременная магнитная подвеска сверхскоростных ультрасовременных поездов.

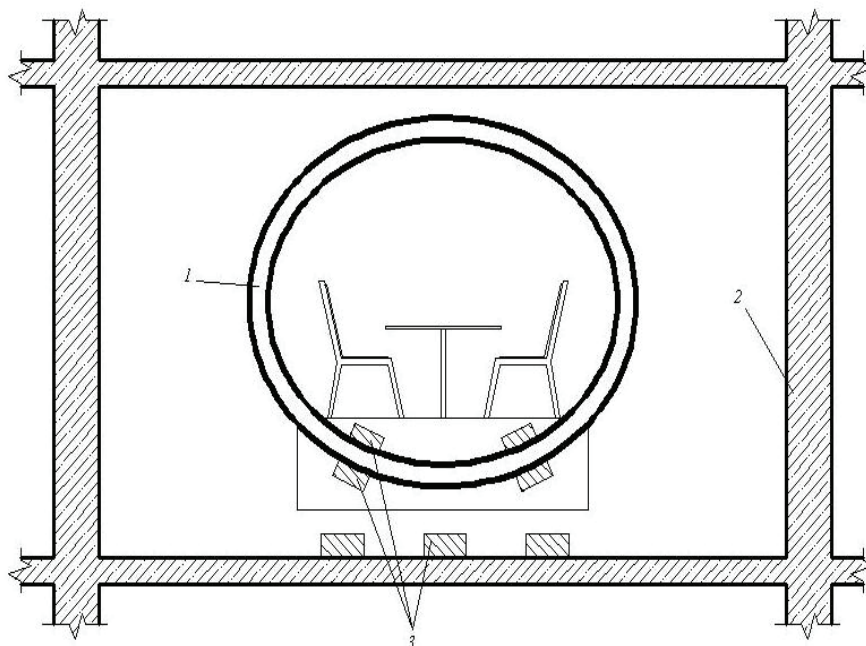


Рисунок 4. Сферическая кабина для переговоров особой важности конструкции Боголепова И.И. и Чэнь Сятина.

1 – вакуум между двух сферических оболочек; 2 – стена помещения; 3 – магнитные подвески для изоляции от воздушного и структурного звука

То есть наше предложение – вполне реальное дело высоких технологий, модернизации и диверсификации. Следует подчеркнуть, что предлагаемые звукоизолирующие кабины для конфиденциальных переговоров прямоугольной и, особенно, сферической формы рационально проектировать, изготавливать и испытывать специалистам в области звукоизоляции [2, 4, 5, 6, 8 и 12], магнитной подвески, автономной регенерации воздуха и обеспечения вакуума, что только и обеспечит необходимые акустические, технологические и эксплуатационные характеристики нового изделия hi-tech.

В заключение авторы призывают всех необходимых специалистов, в том числе и из других стран, объединиться для работы над проблемой использования идеи магнитной подвески в звукоизолирующих конструкциях.

Литература

1. Все самое интересное о поездах на магнитном подвесе [Электронный ресурс] // Elektrik Info. URL: <http://www.elektrik.info/main/fakty/63-vse-samoe-interesnoe-o-poezdakh-na.html> (дата обращения: 16.06.2010).
2. Абракитов В. Э. Звукоизолирующая панель с максимально возможной звукоизолирующей способностью // Инженерно-строительный журнал. 2010. № 2 (12). С. 56-58.
3. Патент № 2083775 (Россия). Абракитов В.Э. Звукоизолирующая панель с максимально возможной звукоизолирующей способностью. Изобретения, Официальный бюллетень, М., 1997, №19.
4. Справочник по судовой акустике / Под общей ред. И.И. Ключина и И.И. Боголепова. Л. : Судостроение, 1978. 504 с.
5. Контроль шума в промышленности. Предупреждение, снижение и контроль промышленного шума в Англии / Под ред. Дж. Вебба. Пер. с англ. яз. под ред. И.И. Боголепова. Л. : Судостроение, 1981. 311 с.
6. Боголепов И. И. Промышленная звукоизоляция. Теория, исследования, проектирование, изготовление, контроль: Монография / Предисловие академика АН СССР И. А. Глебова. Л. : Судостроение, 1986. 368 с.
7. Боголепов И. И. Архитектурная акустика : Учебник-справочник / Предисловие академика АН СССР и РАН И. А. Глебова. СПб. : Судостроение, 2001. 226 с.
8. Звукоизоляция и звукопоглощение : Учебное пособие для студентов вузов / Под ред. Г.Л. Осипова, В.Н. Бобылева. М. : АСТ – Астрель; 2004. 450 с.
9. Боголепов И. И. Строительная акустика / Предисловие академика РАН Ю.С. Васильева. СПб. : Издательство СПбГПУ, 2006. 323 с.
10. Боголепов И. И. Вакуумные звукоизолирующие конструкции // Инженерно-строительный журнал. 2008. № 1.
11. Боголепов И. И. Увеличение звукоизоляции двустенных конструкций за счет применения звукоизолирующих мостиков // Инженерно-строительный журнал. 2009. № 2 (4).
12. Боголепов И. И. Строительная акустика. Второе издание. Предисловие академика РАН Ю.С. Васильева. Рукопись. Санкт-Петербург. Издательство Политехнического университета, 2010.

* Игорь Ильич Боголепов, Санкт-Петербург
Тел. раб.: +7(812)297-59-49; эл. почта: i.bogolepov@mail.ru

Математическое и компьютерное моделирование нелинейных свободных колебаний упругих пологих оболочек ступенчато-переменной толщины

К.т.н. В.М. Жгутов*,

ООО «Архитектурно-строительная компания «Китеж»

Оболочки как элементы строительных конструкций широко применяются в различных областях техники. Например, в промышленном и гражданском строительстве это покрытия и перекрытия большепролетных сооружений (цирки, рынки, вокзалы, складские помещения и ангары), различного рода пандусы, навесы и козырьки. В подвижном составе железнодорожного транспорта – это кузова локомотивов, вагонов, цистерны.

Зачастую тонкостенная часть оболочки (далее – тонкая оболочка) подкрепляется ребрами жесткости в одном или двух направлениях, а также имеет разнообразные отверстия, утолщения, вырезы.

Весьма существенно, что в тонких оболочках образуются прогибы, соизмеримые с толщиной самой оболочки, даже под воздействием нагрузок, далеких от критических значений.

Исследование работы таких оболочек, содержащих ребра, накладки и вырезы (далее – оболочки ступенчато-переменной толщины), представляет значительный интерес при проектировании соответствующих конструкций.

Важнейшей задачей при этом является исследование нелинейного колебательного процесса указанных конструкций.

Примечание 1. Несмотря на практически неисчерпаемое многообразие геометрических форм оболочек, самостоятельный интерес представляют так называемые *пологие* оболочки. Пологая оболочка в известном смысле мало отклоняется от своей касательной плоскости в любой ее точке. Геометрия такой оболочки близка к геометрии плоскости (касательной или плоскости, на которую она опирается). С достаточно большой общностью можно утверждать, что при локальном рассмотрении все оболочки пологие.

Большинство работ, посвященных исследованию колебательного процесса оболочек, выполнено в линейной постановке. Ребра задавались по линиям, без учета влияния сдвиговой и крутильной жесткостей ребер на напряженно-деформированное состояние (НДС) всей конструкции. К числу таких работ можно отнести публикации В.А. Заруцкого и И.Я. Амиро [1].

Геометрически нелинейные решения приведены в работах С.А. Тимашева и В.И. Климанова [2], но ребра также задавались по линиям. В экспериментах, проведенных С.А.Тимашевым, выявлено весьма существенное влияние сдвиговой и крутильной жесткостей ребер на НДС всей конструкции.

В работах А.С. Вольмира [3] исследованы нелинейные свободные колебания пологих гладких и подкрепленных ребрами оболочек посредством «размазывания» жесткостей ребер по поверхности оболочки. При этом А.С. Вольмир рассматривал оболочку как систему с одной степенью свободы (имела место одночленная аппроксимация прогиба), что позволяло вывести аналитическую зависимость амплитуды от частоты колебаний, которая в этом случае представляет собой параболу. Но такая зависимость не отражает истинный колебательный процесс оболочки.

Следует отметить также работы В.А. Гордона, В.В. Карпова, В.И. Колчунова, В.И. Коробко и И.Н. Серпика в этой области.

Анализ публикаций по теме работы позволяет поставить следующие задачи.

1. Разработать более совершенную модель колебаний оболочек ступенчато-переменной толщины, учитывающую сдвиговую и крутильную жесткости ребер.
2. Разработать методику исследования нелинейных свободных колебаний пологих оболочек, рассматривая их как системы с n степенями свободы.
3. Провести исследования колебательных процессов оболочек и получить основные характеристики колебательного процесса.

Постановка задачи

Рассматриваем прямоугольные в плане пологие оболочки. Приняв срединную поверхность оболочки (обшивки) толщиной h за отсчетную поверхность, координатные линии x и y направим по линиям кривизны, а ось z - вдоль внутренней нормали отсчетной поверхности.

Жгутов В.М. Математическое и компьютерное моделирование нелинейных свободных колебаний упругих пологих оболочек ступенчато-переменной толщины

Оболочка находится под действием поперечной нагрузки $q = q(x, y, t)$, зависящей не только от внутренних координат x и y , но и от времени t (рис. 1).

Деформации удлинения $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ вдоль линий x, y и сдвига γ_{xy} в срединной поверхности оболочки связаны с перемещениями соотношениями [4, 5].

$$\varepsilon_x = \frac{\partial U}{\partial x} - k_x W + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial W}{\partial x} \right)^2; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial V}{\partial y} - k_y W + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial W}{\partial y} \right)^2;$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial W}{\partial x} \cdot \frac{\partial W}{\partial y},$$

где $U = U(x, y, t)$, $V = V(x, y, t)$ и $W = W(x, y, t)$ – перемещения точек срединной поверхности оболочки вдоль линий x, y и оси z ; $k_x = 1/R_1, k_y = 1/R_2$ – главные кривизны (R_1, R_2 – главные радиусы кривизны) оболочки вдоль линий x и y .

Высота и расположение ребер заданы с помощью функции $H = H(x, y)$ [4, 6]:

$$H(x, y) = \sum_{j=1}^m h2^j \bar{\delta}(x - x_j) + \sum_{i=1}^n h1^i \bar{\delta}(y - y_i) - \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m h^{ij} \bar{\delta}(x - x_j) \bar{\delta}(y - y_i) \quad (1)$$

Здесь $h2^j, h1^i$ – высоты ребер, расставленных вдоль координатных линий x и y ; $h^{ij} = \min\{h2^j, h1^i\}$; $\bar{\delta}(x - x_j), \bar{\delta}(y - y_i)$ – единичные ступенчатые функции, равные по определению единице в местах присоединения ребер и нулю – вне этих мест.

Таким образом, толщина всей конструкции равна $h + H$. Если $H > 0$, то оболочка подкреплена ребрами (накладками); если $H < 0$, то она ослаблена вырезами.

Будем рассматривать сначала модель, не учитывающую поперечные сдвиги (модель Кирхгофа-Лява). Деформации в слое, отстоящем на величину z от срединной поверхности оболочки, в этом случае имеют вид [4-6]:

$$\varepsilon_x^z = \varepsilon_x - z \frac{\partial^2 W}{\partial x^2}; \quad \varepsilon_y^z = \varepsilon_y - z \frac{\partial^2 W}{\partial y^2}; \quad \gamma_{xy}^z = \gamma_{xy} - 2z \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \quad (2)$$

Напряжения, действующие в произвольной точке оболочки, выполненной из упругого изотропного материала, в соответствии с законом Гука вычисляются по формулам [4-6]

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_x^z + \mu \varepsilon_y^z); \quad \sigma_y = \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_y^z + \mu \varepsilon_x^z); \quad \sigma_{xy} = \frac{E}{2(1+\mu)} \gamma_{xy}^z \quad (3)$$

Здесь E и μ – модуль Юнга и коэффициент Пуассона материала оболочки.

Проинтегрируем напряжения (3) по z (в пределах от $-h/2$ до $h/2 + H$). Получим погонные усилия и моменты (внутренние силовые факторы), приведенные к срединной поверхности оболочки (обшивки), которые, в силу эксцентричного подкрепления оболочки ребрами, удобно представить в следующем виде [6]:

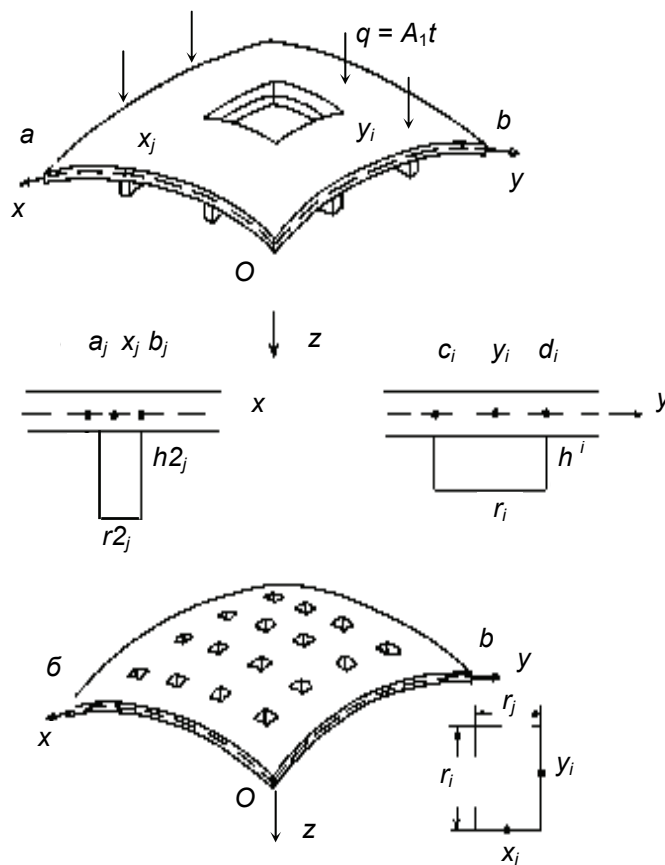


Рисунок 1. Оболочки ступенчато-переменной толщины:
а) подкрепленные ребрами;
б) ослабленные вырезами

$$N_x = N_x^S + N_x^R, \quad N_y = N_y^S + N_y^R, \quad N_{xy} = N_{xy}^S + N_{xy}^R;$$

$$M_x = M_x^S + M_x^R, \quad M_y = M_y^S + M_y^R, \quad M_{xy} = M_{xy}^S + M_{xy}^R,$$

где индексом « S » отмечены составляющие силовых факторов, действующие в обшивке оболочки, а индексом « R » – составляющие силовых факторов, действующие в ее ребрах.

Непосредственно проверяется, что усилия и моменты, действующие в обшивке и ребрах, вычисляются по следующим формулам:

$$\begin{aligned} N_x^S &= \frac{E}{1-\mu^2} [h(\varepsilon_x + \mu\varepsilon_y)]; \quad N_x^R = \frac{E}{1-\mu^2} \left[\bar{F}(\varepsilon_x + \mu\varepsilon_y) - \bar{S} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) \right]; \\ N_y^S &= \frac{E}{1-\mu^2} [h(\varepsilon_y + \mu\varepsilon_x)]; \quad N_y^R = \frac{E}{1-\mu^2} \left[\bar{F}(\varepsilon_y + \mu\varepsilon_x) - \bar{S} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right) \right]; \\ M_x^S &= \frac{E}{1-\mu^2} \left[\frac{h^3}{12} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) \right]; \quad M_x^R = \frac{E}{1-\mu^2} \left[\bar{S}(\varepsilon_x + \mu\varepsilon_y) - \bar{J} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) \right]; \\ M_y^S &= \frac{E}{1-\mu^2} \left[\frac{h^3}{12} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right) \right]; \quad M_y^R = \frac{E}{1-\mu^2} \left[\bar{S}(\varepsilon_y + \mu\varepsilon_x) - \bar{J} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right) \right]; \quad (4) \\ N_{xy}^S &= \frac{E}{2(1+\mu)} h\gamma_{xy}; \quad N_{xy}^R = \frac{E}{2(1+\mu)} \left[\bar{F}\gamma_{xy} - 2\bar{S} \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right]; \\ M_{xy}^S &= \frac{E}{2(1+\mu)} \cdot \frac{h^3}{6} \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y}; \quad M_{xy}^R = \frac{E}{2(1+\mu)} \left[\bar{S}\gamma_{xy} - 2\bar{J} \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right]. \end{aligned}$$

Здесь $\bar{F}$, $\bar{S}$, $\bar{J}$ – погонные площадь поперечного (или продольного) сечения ребра, статический момент и момент инерции данного сечения:

$$\bar{F} = \int_{h/2}^{h/2+H} dz; \quad \bar{S} = \int_{h/2}^{h/2+H} z dz; \quad \bar{J} = \int_{h/2}^{h/2+H} z^2 dz.$$

В развернутом виде величины $\bar{F}$, $\bar{S}$, $\bar{J}$ с учетом (1) можно записать так [6]:

$$\begin{aligned} \bar{F} &= \sum_{j=1}^m F 2^j \bar{\delta}(x-x_j) + \sum_{i=1}^n F 1^i \bar{\delta}(y-y_i) - \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m F^{ij} \bar{\delta}(x-x_j) \bar{\delta}(y-y_i); \\ \bar{S} &= \sum_{j=1}^m S 2^j \bar{\delta}(x-x_j) + \sum_{i=1}^n S 1^i \bar{\delta}(y-y_i) - \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m S^{ij} \bar{\delta}(x-x_j) \bar{\delta}(y-y_i); \\ \bar{J} &= \sum_{j=1}^m J 2^j \bar{\delta}(x-x_j) + \sum_{i=1}^n J 1^i \bar{\delta}(y-y_i) - \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m J^{ij} \bar{\delta}(x-x_j) \bar{\delta}(y-y_i), \end{aligned}$$

где, например, $F 2^j = h 2^j$; $S 2^j = \frac{h 2^j (h + h 2^j)}{2}$; $J 2^j = \frac{1}{4} h^2 h 2^j + \frac{1}{2} h (h 2^j)^2 + \frac{1}{3} (h 2^j)^3$.

Аналогичный вид имеют выражения $F 1^i$, $S 1^i$, $J 1^i$ и F^{ij} , S^{ij} , J^{ij} .

Считаем, что материалы обшивки и ребер имеют одинаковые (или близкие) сдвиговые жесткости.

С помощью вариационного метода получены уравнения колебательного движения упругих пологих оболочек ступенчато-переменной толщины (в случае модели Кирхгофа – Лява), являющиеся частным случаем уравнений движения ребристых оболочек общего вида [7-9]:

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} - \rho(h + \bar{F}) \frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = 0; \quad \frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} - \rho(h + \bar{F}) \frac{\partial^2 V}{\partial t^2} = 0;$$

$$N_x k_x + N_y k_y + \frac{\partial}{\partial x} \left(N_x \frac{\partial W}{\partial x} + N_{xy} \frac{\partial W}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(N_y \frac{\partial W}{\partial y} + N_{xy} \frac{\partial W}{\partial x} \right) + \frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + q - \rho (h + \bar{F}) \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} = 0. \quad (5)$$

Здесь $\rho = \gamma / g$, где γ и g – удельный вес материала оболочки и ускорение свободного падения.

Начальные и краевые условия считаем заданными [7-9].

Уравнения (5) учитывают геометрическую нелинейность, дискретное расположение ребер (или вырезов), их ширину, сдвиговую и крутильную жесткости ребер, взаимное влияние ребер в местах их пересечений, т.е. наиболее полно учитывают специфику ребристых оболочек. Как частный случай из них следуют известные уравнения движения пологих оболочек.

Подчеркнутые в уравнениях (5) члены являются инерционными (даламберовыми) членами.

Получены также уравнения движения для пологих оболочек ступенчато-переменной толщины с учетом поперечных сдвигов (модель Тимошенко–Рейсснера) и инерции вращения [7, 8].

Уравнения движения выведены также в перемещениях и в безразмерных параметрах [7, 8].

Примечание 2. В работе В.М. Жгутова [4] показано, что в случае использования модели Кирхгофа–Лява (не учитывающей поперечные сдвиги) в задачах динамики оболочек эффект инерции вращения учитывать нельзя. В противном случае оказываются некорректными соответствующие краевые условия [4, 8].

В случае модели Кирхгофа–Лява безразмерные параметры имеют вид:

- безразмерные координаты $\xi = x/a$, $\eta = y/b$, $\lambda = a/b$;
- безразмерные перемещения $\bar{U} = aU/h^2$, $\bar{V} = bV/h^2$, $\bar{W} = W/h$;
- безразмерные кривизны $k_\xi = a^2 k_x/h$, $k_\eta = b^2 k_y/h$;
- безразмерная нагрузка $\bar{P} = a^4 q/Eh^4$;
- безразмерное время $\bar{t} = h/a^2 \sqrt{\frac{E}{(1-\mu)^2 \rho}} t$.

Здесь a и b – линейные размеры оболочки вдоль координатных линий x и y .

Методика решения

Методика решения предложенных уравнений движения состоит в последовательном применении к исходной системе (5) метода Власова–Канторовича при аппроксимации перемещений в виде (6)

$$\bar{U} = \sum_{I=1}^N T1(I)U1(I); \quad \bar{V} = \sum_{I=1}^N T2(I)V1(I); \quad \bar{W} = \sum_{I=1}^N T3(I)W1(I), \quad (6)$$

и метода Рунге–Кутты.

В соотношениях (6) $U1$, $V1$, $W1$ – известные (аппроксимирующие) функции переменных ξ и η , удовлетворяющие заданным краевым условиям; $T1$, $T2$, $T3$ – неизвестные функции переменной $\bar{t}$, подлежащие определению.

В результате применения метода Власова–Канторовича получим систему обыкновенных дифференциальных уравнений порядка $6N$ относительно функций $T1$, $T2$, $T3$:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{I=1}^N T1''(I)AT(I, J) &= AK1(J), \\ \sum_{I=1}^N T2''(I)BT(I, J) &= AK2(J), \\ \sum_{I=1}^N T3''(I)CT(I, J) &= AK3(J), \quad J = 1, 2, \dots, N. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Здесь

$$\begin{aligned}
 AK1(J) &= \sum_{I=1}^N \left\{ T1(I)D1(I, J) + T2(I)D2(I, J) + T3(I) \times \left[D3(I, J) + \sum_{K=1}^N T3(K)D4(K, I, J) \right] \right\}; \\
 AK2(J) &= \sum_{I=1}^N \left\{ T1(I)D5(I, J) + T2(I)D6(I, J) + T3(I) \times \left[D7(I, J) + \sum_{K=1}^N T3(K)D8(K, I, J) \right] \right\}; \\
 AK3(J) &= \sum_{I=1}^N \left\{ T1(I) \left[D9(I, J) + \sum_{K=1}^N T3(K)D10(K, I, J) \right] + T2(I) \left[D11(I, J) + \sum_{K=1}^N T3(K)D12(K, I, J) \right] + \right. \\
 &\quad \left. T3(I) \left[D13(I, J) + \sum_{K=1}^N T3(K) \left(D14(K, I, J) + \sum_{L=1}^N T3(L)D0(L) \right) \right] \right\} + D15(J)\bar{P}.
 \end{aligned}$$

Приведя систему (7) к нормальному виду, применяем для ее решения метод Рунге-Кутты. Шаг $\bar{t}$ был принят достаточно малым во избежание срыва решения.

Методика исследования

Предложенная методика исследования нелинейных свободных колебаний при рассмотрении оболочки как системы с n степенями свободы состоит в следующем.

Известно, что в общем случае системы с n степенями свободы (т.е. когда при разложении перемещений в ряды удерживается n членов) аналитической зависимости амплитуды от частоты колебаний (в виде точной формулы) не существует.

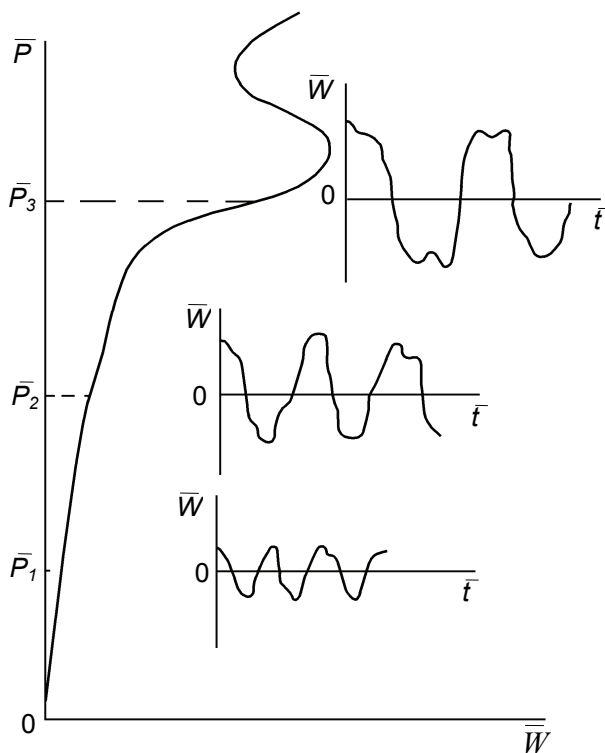


Рисунок 2. Зависимость «нагрузка $\bar{P}$ –прогиб $\bar{W}$ » в центре некоторой оболочки и зависимости «прогиб $\bar{W}$ –время $\bar{t}$ », характеризующие свободные колебания оболочки, отвечающие различным значениям нагрузки $\bar{P}$

Поэтому амплитудно-частотную зависимость мы получали численно.

Для этого в определенные моменты времени при фиксированных значениях нагрузки, изменяющейся с некоторым шагом, находим НДС оболочки посредством решения уравнений (7) при соответствующем значении $\bar{P}$. Иными словами, находим $\bar{U}, \bar{V}, \bar{W}$ и их первые производные по времени $\bar{t}$.

Затем нагрузка «снимается», т.е. в уравнении (7) безразмерная нагрузка $\bar{P}$ считается равной нулю, кроме того, производные от $\bar{U}, \bar{V}, \bar{W}$ по $\bar{t}$ также полагаются равными нулю. Однако сами $\bar{U}, \bar{V}, \bar{W}$ при этом принимают конкретные значения, отличные, вообще говоря, от нуля.

При таких исходных данных решается система (7), т.е. находится зависимость поперечного перемещения (прогиба) $\bar{W}$ от времени $\bar{t}$.

На рис. 2 показана зависимость «нагрузка-прогиб» в центре оболочки и зависимость прогиба от времени $\bar{t}$, характеризующие свободные колебания оболочки при различных значениях предварительной нагрузки.

Таким образом, для каждого фиксированного значения нагрузки, изменяющейся с некоторым шагом, находится период свободных колебаний, а затем и частота, что позволяет получать численно амплитудно-частотные характеристики свободных колебаний.

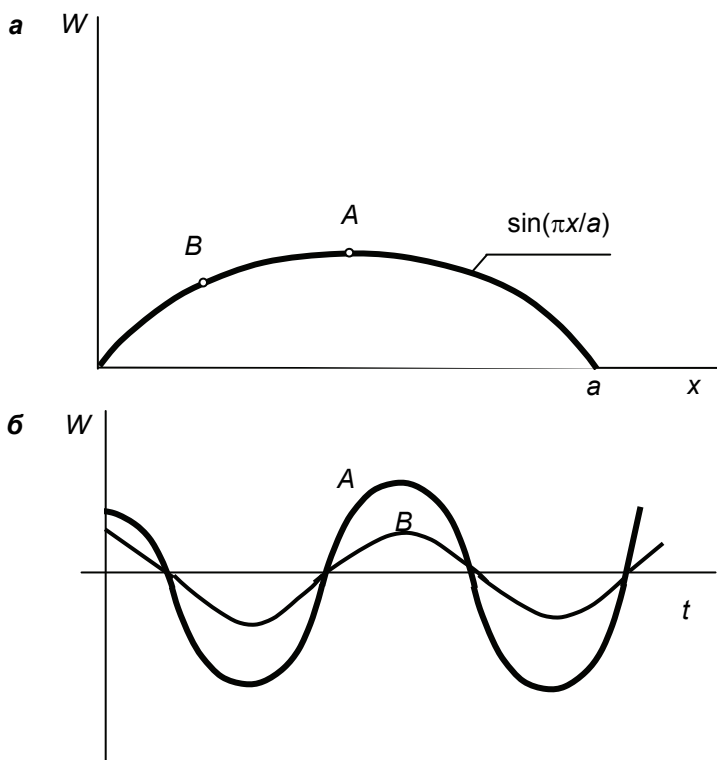


Рисунок 3. а) вид прогиба $\bar{W}$ в направлениях координатных линий x и y отсчетной поверхности некоторой оболочки при одночленной его аппроксимации (полуволной синуса); б) виды свободных колебаний точек A (в центре) и B (в четверти) оболочки, соответствующие данной аппроксимации (гармонические колебания)

В случае одночленной аппроксимации перемещений прогиб в направлениях осей x и y имеет вид синуса (рис. 3). Поэтому свободные колебания получаются гармоническими, а частота колебаний в каждой точке оказывается одинаковой.

Для рассматриваемых оболочек форма прогиба в действительности не является синусоидальной (рис. 4). Максимум прогиба смещается в четверти. Поэтому колебательный процесс носит, как правило, негармонический характер, а частоты колебаний в разных точках оболочки являются различными.

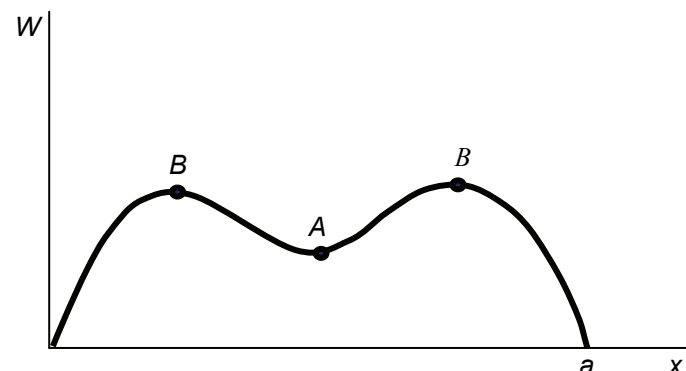


Рисунок 4. Вид прогиба $\bar{W}$ отсчетной поверхности рассматриваемых оболочек при многочленной его аппроксимации (более реальный). Соответствующие такому прогибу свободные колебания являются ангармоническими

Как оказалось, колебательный процесс зависит не только от значения, но и от вида предварительной нагрузки (статическая или динамическая), а также скорости динамической нагрузки.

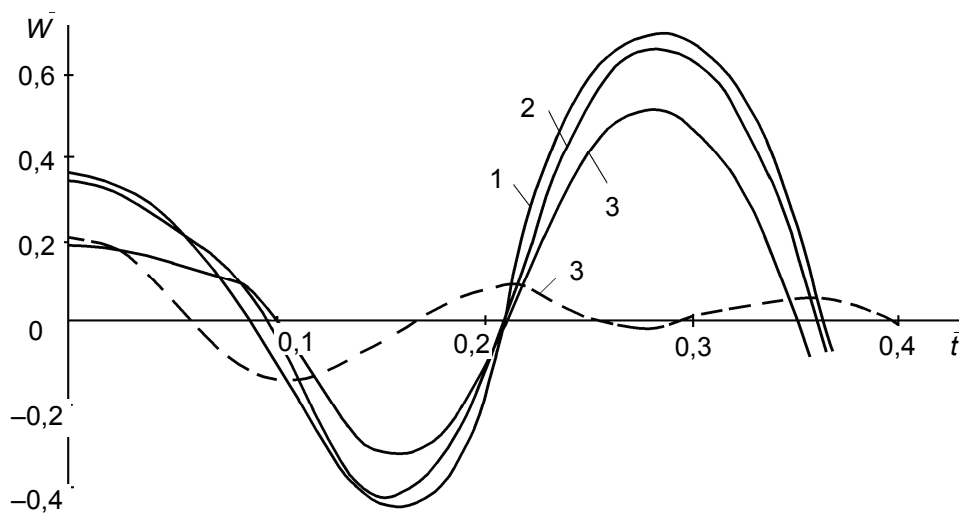


Рисунок 5. Графики «прогиб $\bar{W}$ – время $\bar{t}$ » для оболочек постоянной толщины с параметрами $k = 16$, $a = 60h$ при значении нагрузки $\bar{P} = 120$. Кривая 1 получена при статической нагрузке. Кривые 2 и 3 – при динамической нагрузке $\bar{P} = A \bar{t}$ ($A = 100$ для кривой 2 и $A = 1000$ для кривой 3). Кривые 1 и 2 построены для центральной точки оболочки, штриховая кривая 3 – для точки, расположенной в четверти.

На рис. 5 представлены графики «прогиб в центре оболочки $\bar{W}$ – время $\bar{t}$ » для оболочек постоянной толщины с параметром кривизны $k=16$ ($a=60h$), предварительно нагруженных равномерно-распределенной поперечной нагрузкой до значения $\bar{P}=120$. Кривая 1 получена при статической предварительной нагрузке. Кривые 2 и 3 – при динамической предварительной нагрузке $\bar{P}=A\bar{t}$, причем для кривой 2 $A=100$, для кривой 3 $A=1000$. Штриховая кривая 3 соответствует колебаниям точки оболочки, расположенной в четверти ($\xi, \eta=0,25$).

Так как оболочка не очень тонкая, а предварительная нагрузка далека от критической, то колебания носят гармонический характер. С увеличением скорости предварительной нагрузки амплитуда колебаний уменьшается, а частота возрастает.

При динамической предварительной нагрузке (см. штриховую кривую 3 на рис. 5) разные точки оболочки могут колебаться с разной частотой и даже в противофазе.

Примечание 3. Тот (несколько неожиданный) факт, что при большой возмущающей силе разные точки оболочки могут колебаться с разной частотой и в противофазе со всей очевидностью подтвердили колебания моста через р. Волга в Волгограде (20 мая и 22 июня 2010 года).

Все результаты в работе получены в безразмерной форме, что позволяет одним расчетом получать решения серии задач для подобных оболочек, выполненных из разных материалов (при близких значениях коэффициентов Пуассона).

Одной из важных характеристик колебательного процесса является амплитудно-частотная характеристика «амплитуда H – частота $\nu = \omega/\omega_n$ » (где ω/ω_n – частота свободных колебаний ω , приведенная к частоте линейных колебаний ω_n).

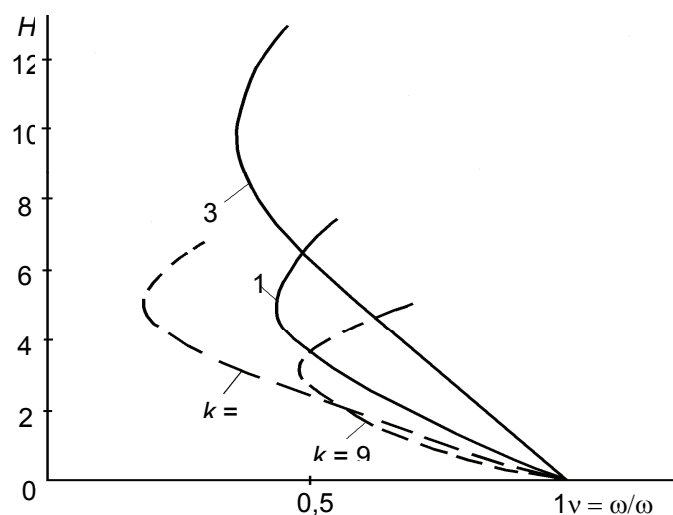


Рисунок 6. Амплитудно-частотные характеристики « $H - \nu$ » для оболочки постоянной толщины при одночленной аппроксимации прогиба $\bar{W}$ при различных значениях кривизны оболочки k . Кривая 1 соответствует $k=16$, кривая 3 – $k=32$. Штриховые кривые с параметрами $k=9$ и $k=18$ заимствованы из работы [3].

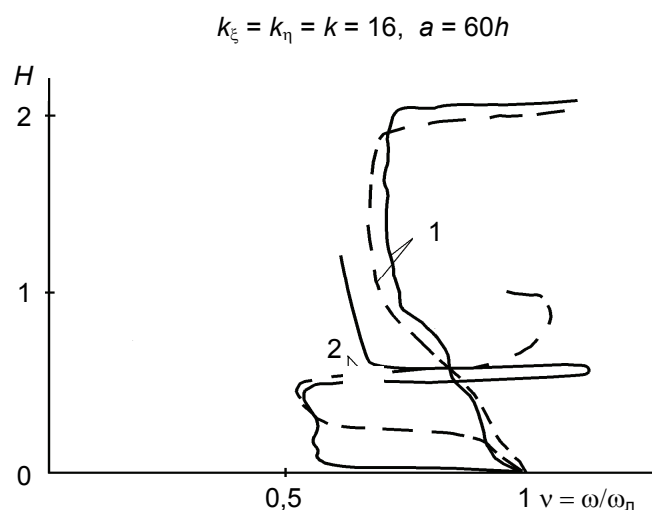


Рисунок 7. Амплитудно-частотные характеристики « $H - \nu$ » для оболочки постоянной толщины с параметрами $k=16$, $a=60h$ при n -членной аппроксимации прогиба $\bar{W}$. Кривые 1 отвечают центральной точке оболочки; кривые 2 – точке, расположенной в четверти. Сплошные кривые построены при скорости нагрузки $A=100$, штриховые – $A=1000$.

При одночленной аппроксимации прогиба зависимость « $H - \nu$ » имеет вид параболической кривой (рис. 6).

На данном рисунке представлены зависимости « $H - \nu$ » при различных значениях параметра кривизны $k_\xi = k_\eta = k$. Кривая 1 соответствует $k=16$, кривая 3 – $k=32$. Штриховые кривые заимствованы из работы А.С. Вольмира [3]. Показанные зависимости не отражают истинного процесса колебаний.

На рис. 7 представлены зависимости « $H - \nu$ » для оболочки с параметрами $k=16$, $a=60h$. Кривая 1 отвечает колебаниям центральной точки, а кривая 2 – точки, расположенной в четверти оболочки. Сплошные линии соответствуют скорости предварительной нагрузки $A=100$, штриховые – $A=1000$.

Как видно из рис. 7, зависимости « $H-v$ » для различных точек оболочки различны и по виду существенно отличаются от параболы, получаемой при одночленной аппроксимации перемещений.

Для более тонких оболочек это различие еще заметнее.

На рис. 8 представлены зависимости « $H-v$ » для более тонких оболочек с параметрами кривизны $k=32$ ($a=120h$). Здесь кривая 3 (рис. 8, а) соответствует колебаниям центральной точки, а кривая 4 (рис. 8, б) – точки, расположенной в четверти оболочки. Для данной оболочки по мере приближения нагрузки к критическому значению прогиб в центре уменьшается, а в четверти увеличивается. Вот почему такой сложный вид имеет кривая 3 на рис. 8, а.

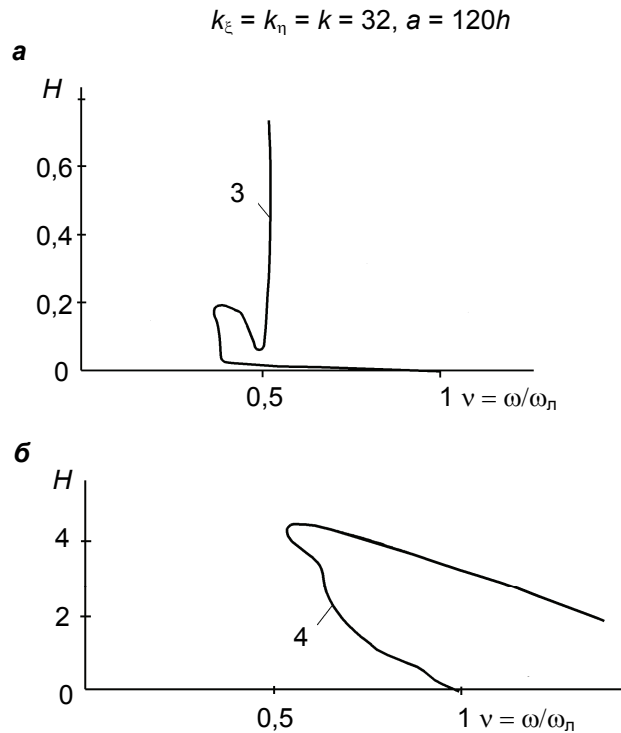


Рисунок 8. Амплитудно-частотные характеристики « $H-v$ » для оболочки постоянной толщины с параметрами $k = 32, a = 120h$ при n -членной аппроксимации прогиба $\bar{W}$. Кривая 3 соответствует центральной точке; кривая 4 – точке, расположенной в четверти оболочки

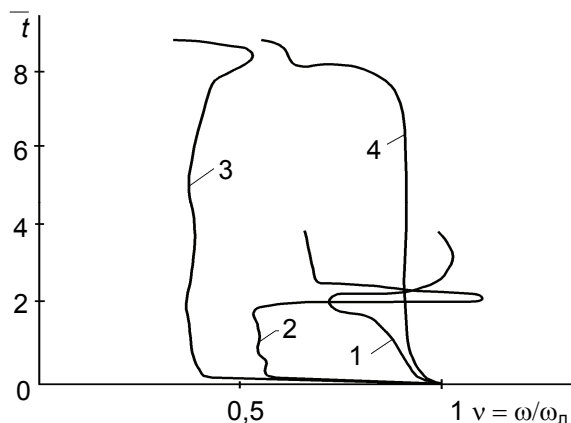


Рисунок 9. Зависимости приведенной частоты ν от времени $\bar{t}$ приложения нагрузки для оболочек с параметрами $k = 16, a = 60h$ и $k = 32, a = 120h$. Номера кривых имеют тот же смысл, что на рис. 7 и 8

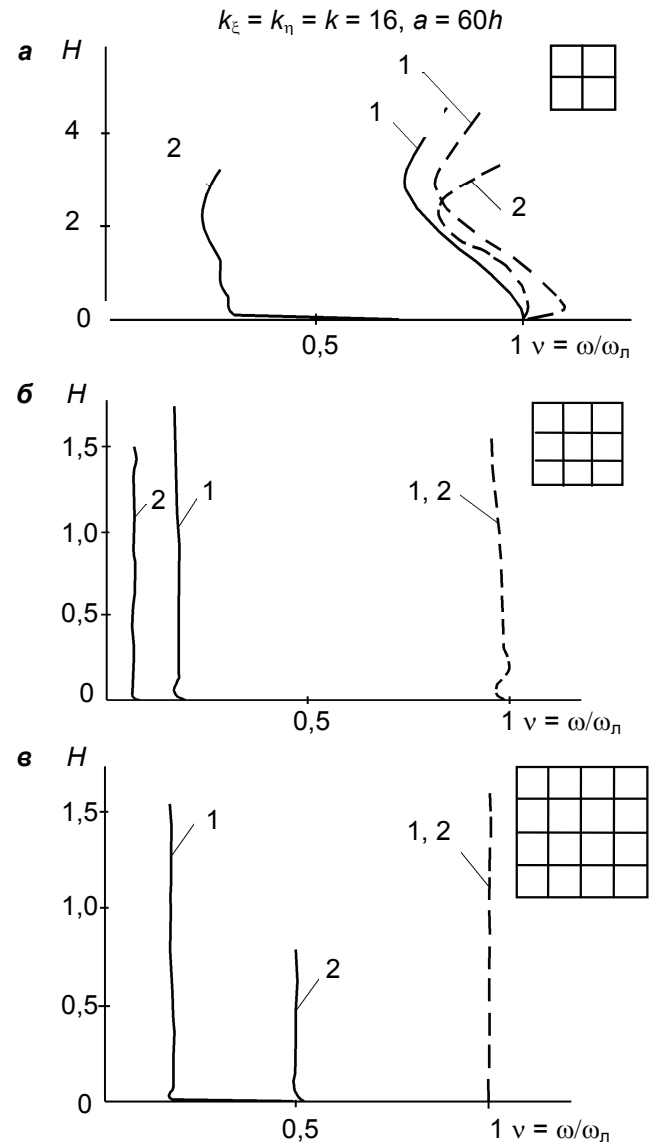


Рисунок 10. Амплитудно-частотные характеристики « $H-v$ » для ребристой оболочки с параметрами $k = 16, a = 60h$: а) с 2 ребрами; б) с 4 ребрами; в) с 6 ребрами подкрепления. Штриховыми линиями показаны зависимости для приведенной частоты колебаний

Как видно из рассмотрения рис. 7 и 8, зависимости « $H - \nu$ », получаемые при многочленной аппроксимации перемещений, реагируют на момент потери устойчивости оболочки. В этот момент или резко возрастает частота колебаний, или (см. кривую 3 на рис. 8, а) резко изменяется амплитуда.

Кроме зависимости « $H - \nu$ » интерес может представлять зависимость « $\bar{t} - \nu$ », которая показана на рис. 9. Номера кривых имеют тот же смысл, что и на рис. 7 и 8. Эта зависимость более наглядно характеризует процесс изменения частоты колебаний от времени приложения предварительной нагрузки.

Рассмотрим теперь оболочки, подкрепленные различным числом ребер высотой $3h$ и шириной $2h$.

Для оболочек с параметрами $k=16$, $a=60h$, подкрепленных 2, 4 и 6 ребрами, амплитудно-частотные характеристики показаны на рис. 10. Штриховыми линиями показаны зависимости для приведенной частоты колебаний.

Мы видим, что в случае подкрепления оболочки 2 ребрами зависимость « $H - \nu$ » для центральной точки А (точки пересечения ребер) похожа на классическую, которая получается при рассмотрении оболочки как системы с одной степенью свободы. С увеличением числа ребер, подкрепляющих оболочку, частота колебаний практически не зависит от амплитуды, поскольку такие оболочки не теряют устойчивости.

Мы видим также, что амплитудно-частотная характеристика ребристых оболочек реагирует на момент потери их устойчивости, при которой частота колебаний начинает возрастать (см. рис. 10а). Если потеря устойчивости не имеет места, то амплитудно-частотная характеристика носит практически прямолинейный вид (не имеет точек перехода от возрастания к убыванию), как это и отражено на рис. 10б и 10в.

На рис. 11 представлены зависимости « $H - \nu$ » для случаев более тонких оболочек ($a=120h$, $k_\xi=k_\eta=k=32$), подкрепленных 2, 4 и 6 ребрами соответственно. Штриховыми линиями показаны зависимости для приведенной частоты колебаний.

Оказывается, что более тонкие оболочки теряют устойчивость при их подкреплении и 4, и 6 ребрами, и даже большим их числом. Для таких оболочек амплитудно-частотная характеристика имеет весьма специфический вид: переходит от убывания к возрастанию. А для оболочки, подкрепленной 2 ребрами, таких переходов два, поскольку данные оболочки перед общей потерей устойчивости имеют местную потерю устойчивости («прохлопываются» четыре панели между ребрами и краем оболочки).

В работе также получались зависимости частоты нелинейных свободных колебаний от значения предварительной динамической нагрузки.

На рис. 12 показаны зависимости « ω , Гц – $\bar{P}$ » для центральной точки стальной оболочки с параметрами $k=16$, $a=60h$. Номера кривых означают здесь число подкрепляющих оболочку ребер; «0» соответствует оболочке без ребер.

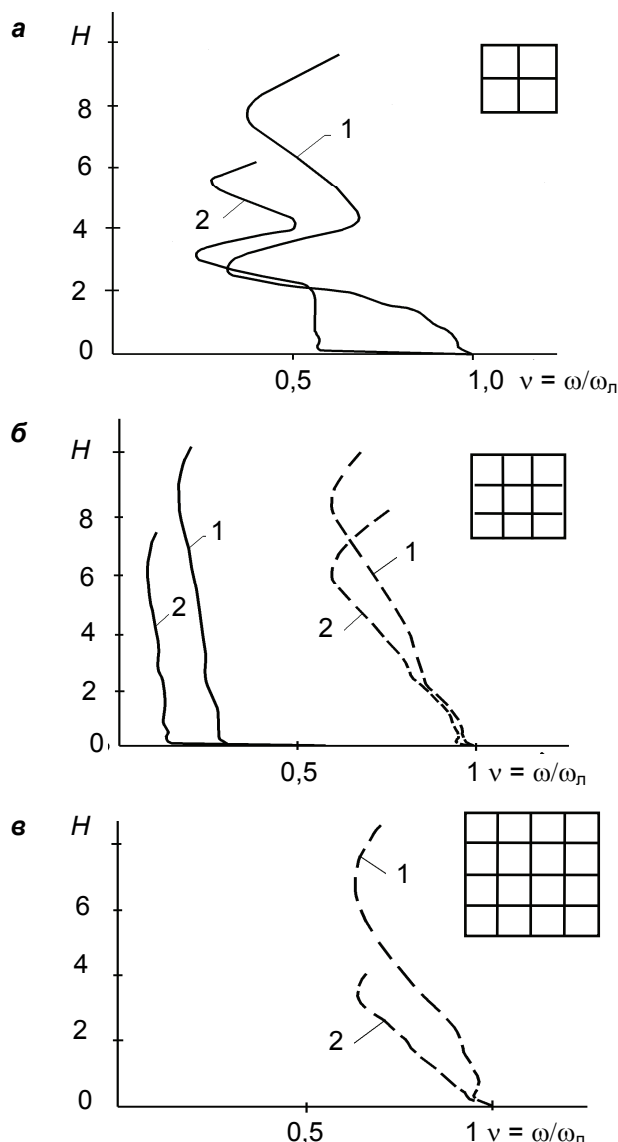


Рисунок 11. Амплитудно-частотные характеристики « $H - \nu$ » для ребристой оболочки с параметрами $k = 32$, $a = 120h$: а) с 2 ребрами; б) с 4 ребрами; в) с 6 ребрами подкрепления. Штриховыми линиями показаны зависимости для приведенной частоты колебаний

На этих зависимостях также видны моменты потери устойчивости оболочки (резкое увеличение частоты колебаний при соответствующей нагрузке).

Начиная с некоторого значения предварительной нагрузки, частота колебаний возрастает с увеличением числа ребер.

На рис. 13 приведены аналогичные результаты для более тонких стальных оболочек ($a=120h$, $k_\xi=k_\eta=k=32$).

Резкое увеличение частоты колебаний отражает потерю устойчивости. Для кривой 2 таких моментов два: поскольку оболочка перед общей потерей устойчивости имеет местную потерю – «прохлопываются» панели между ребрами и контуром оболочки.

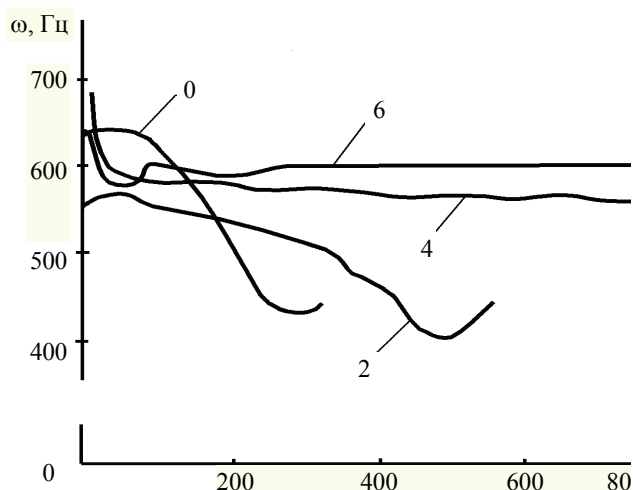


Рисунок 12. Зависимость частоты колебаний ω , Гц от значения предварительной нагрузки $\bar{P}$ для стальной ребристой оболочки с параметрами $k=16$, $a=60h$ (центральной точки). Номера кривых означают число подкрепляющих ребер (0 соответствует оболочке без ребер)

Для обоснования точности полученных результатов проводилось сравнение с результатами, полученными другими авторами для некоторых частных задач (рис. 14).

Так, в работе Т.В. Глухой [10] представлены зависимости « $\bar{W} - \bar{t}$ » для свободных колебаний оболочки с параметром кривизны $k_\xi=k_\eta=24$ при предварительной нагрузке $\bar{P}=1000\bar{t}$ и $\bar{P}=1000$ ($\bar{t}=1$). Эти кривые показаны на рис. 14 сплошными линиями, а полученные нами – штриховыми. Кривая 1 соответствует колебаниям центральной точки оболочки, а кривая 2 – точки, расположенной в четверти. Кривая 3 соответствует колебаниям центральной точки оболочки при предварительной нагрузке $\bar{P}=600$ ($\bar{t}=0,6$). Как видим, совпадение результатов хорошее.

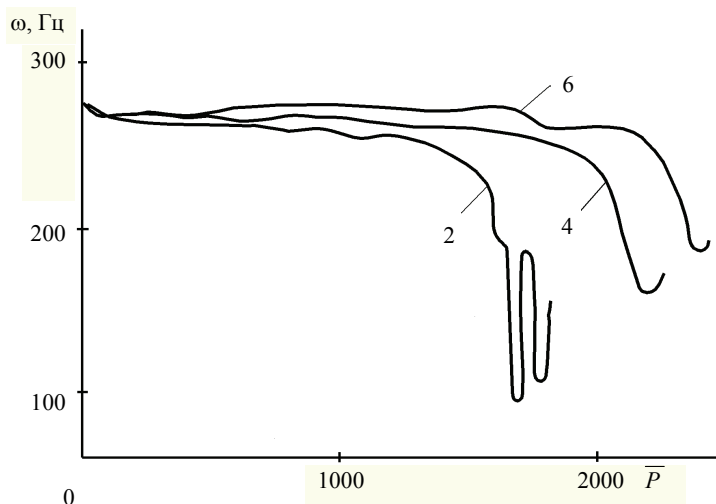


Рисунок 13. Зависимость частоты колебаний ω , Гц от значения предварительной нагрузки $\bar{P}$ для стальной ребристой оболочки с параметрами $k=32$, $a=120h$ (центральной точки). Номера кривых имеют тот же смысл, что на рис. 12

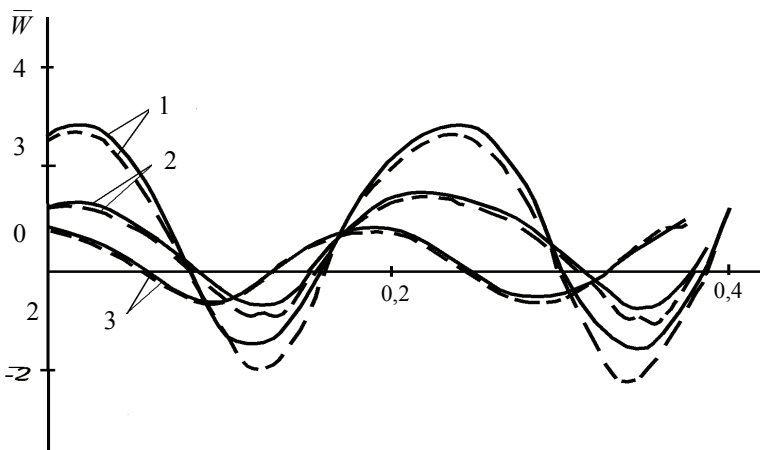


Рисунок 14. Сравнение полученных результатов с результатами других авторов

Выводы

1. Получены нелинейные уравнения движения оболочек ступенчато-переменной толщины (в случае модели Кирхгофа–Лява). В этих уравнениях учитываются геометрическая нелинейность, дискретное расположение ребер и вырезов, сдвиговая и крутильная жесткости ребер. Предложенные уравнения позволяют исследовать оболочки, находящиеся под действием как динамических, так и ударных нагрузок.
2. Разработана и реализована в виде программы на ЭВМ методика определения амплитудно-частотной характеристики нелинейных свободных колебаний для оболочки, рассматриваемой как система с n степенями свободы.
3. Амплитудно-частотная характеристика нелинейных свободных колебаний оболочки « $H - \nu$ », построенная при рассмотрении оболочки как системы с n степенями свободы, зависит от данной точки на оболочке, скорости возмущающей силы, параметров оболочки (линейных размеров, толщины, кривизны), жесткости ребер и их числа. Эта зависимость имеет сложный вид, весьма далекий от параболы, получаемой при одночленной аппроксимации перемещений. При потере устойчивости наблюдается экстремум по оси H .
4. Зависимость частоты нелинейных свободных колебаний от значения возмущающей силы реагирует на момент потери устойчивости оболочки резким увеличением частоты колебаний. Эта зависимость различна для разных точек оболочки.

С увеличением числа подкрепляющих оболочку ребер частота нелинейных свободных колебаний возрастает (исключением является лишь начальный мало длящийся по времени возмущающий импульс).

Литература

1. Амиро И. Я. Методы расчета оболочек. В 2 т. Т.2. Теория ребристых оболочек / И.Я. Амиро, В.А. Заруцкий. – Киев : Наук. думка, 1980. 368 с.
2. Климанов В. И. Нелинейные задачи подкрепленных оболочек / В.И. Климанов, С.А. Тимашев. – Свердловск : УНЦ АН СССР, 1985. 291 с.
3. Вольмир А. С. Нелинейная динамика пластинок и оболочек / А.С. Вольмир. – М. : Наука, 1972. 432 с.
4. Жгутов В. М. Нелинейные свободные колебания пологих оболочек ступенчато-переменной толщины: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.17: защищена 29.04.04 / Жгутов Владимир Михайлович. – СПб, 2004. 177 с.
5. Жгутов В. М. Прочность и устойчивость упругих ортотропных и изотропных ребристых оболочек. I [Электронный ресурс] // Инженерно-строительный журнал. 2009. № 7. URL: http://www.engstroy.spb.ru/index_2009_07/zhgoutov1.html.
6. Жгутов В. М. Метод конструктивной анизотропии для ортотропных и изотропных ребристых оболочек. [Электронный ресурс] // Инженерно-строительный журнал. 2009. №8. URL: http://www.engstroy.spb.ru/index_2009_08/zhgoutov1.html.
7. Жгутов В. М. Нелинейные уравнения равновесия ребристых оболочек с учетом различных свойств материала [Электронный ресурс] // Инженерно-строительный журнал. 2010. № 2. URL: http://www.engstroy.spb.ru/index_2010_01/zhgoutov1.html.
8. Жгутов В. М. Нелинейные уравнения движения ребристых оболочек с учетом различных свойств материала. II [Электронный ресурс] // Инженерно-строительный журнал. 2010. № 2. URL: http://www.engstroy.spb.ru/index_2010_02/zhgoutov2.html.
9. Жгутов В. М. Нелинейные уравнения движения ребристых оболочек с учетом различных свойств материала. I [Электронный ресурс] // Инженерно-строительный журнал. 2010. № 1. URL: http://www.engstroy.spb.ru/index_2010_02/zhgoutov2.html.
10. Глухова Т. В. Устойчивость гибких пологих ребристых оболочек при динамическом нагружении: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.17. – Л. : ЛИСИ, 1989. 22 с.

**Владимир Михайлович Жгутов, Санкт-Петербург
Тел. раб.: +7(812)378-20-83; эл. почта: abc_kitezh@mail.ru*

Вероятностный метод оценки технического состояния конструкций железобетонного монолитного перекрытия зданий старой городской застройки

К.т.н., профессор В.А. Соколов*,

ГОУ Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Рассматривается железобетонное монолитное междуэтажное перекрытие, выполненное по схеме балочной клетки. Перекрытие представляется как сложная конструктивная система некоторого промежуточного уровня, являющаяся конструктивным элементом системы следующего, более высокого уровня – промышленного здания в целом, характерного для старой городской застройки г. Санкт-Петербурга. Перекрытие состоит из главных балок G_k , второстепенных балок W_k , плитных участков F_k и колонн L_k , которые рассматриваются как его элементы-подсистемы. На рис. 1 в качестве примера показана схема раскладки этих элементов. Как видно из этого рисунка, в состав конструктивной системы «перекрытие» входят четыре подсистемы: подсистема «главные балки» ($g=3$), подсистема «второстепенные балки» ($w=22$), подсистема «плитные участки» ($f=24$) и подсистема «колонны» ($l=2$). Для анализа их технического состояния, а также для назначения категорий технического состояния предложен подход, основанный на теоретическом аппарате технической диагностики с использованием вероятностных методов распознавания состояний сложных технических систем.

Диагностирование предлагается выполнить статистическими методами с использованием обобщенной формулы Байеса:

$$P(S_i / K^*) = \frac{P(S_i)P(K^* / S_i)}{\sum_{s=1}^n P(S_s)P(K^* / S_s)}.$$

После вычисления апостериорных вероятностей состояний элементов подсистемы, а затем конструктивной системы «перекрытие» по указанной зависимости, осуществляется анализ полученных результатов с использованием аппарата теории информации, в частности с использованием понятий информационной энтропии. В работах [4, 5], приведен пример применения предложенных методов при диагностировании состояний двух главных балок перекрытия G_1 и G_2 , а также для некоторой объединенной системы $G=G_1 G_2$ ($k=1,2$), которая определяется сочетанием состояний подсистем G_1 и G_2 .

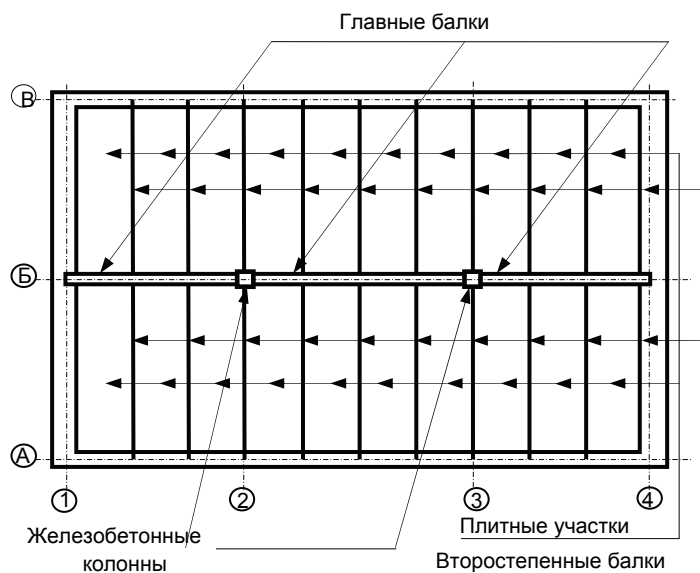


Рисунок 1. Схема раскладки элементов железобетонного монолитного перекрытия

Для проведения вероятностного анализа технического состояния рассматриваемого в данной работе объекта в дополнение к имеющейся в [4, 5] диагностической матрице для главных балок (таблица 1) составлены диагностические матрицы для всех подсистем: для второстепенных балок (таблица 2), для плитных участков перекрытия (таблица 3) и для колонн (таблица 4). В таблицах представлены характерные для каждого элемента повреждения – диагностические признаки, и записаны вероятности их проявления в каждом из назначенных в соответствии с [1] пяти состояний – диагнозов S_1, S_2, S_3, S_4, S_5 . Эти значения, а также априорные вероятности состояний $P(S_i)$ [4] получены по результатам статистической обработки большого количества данных ранее выполненных обследований объектов подобного типа (не менее ста). Следует отметить, что в данной статье все диагностические матрицы участвуют в вероятностном анализе без оценки диагностического веса и ценности сформулированных в этих матрицах диагностических признаков [6].

Главные балки. Данные диагностирования главных балок G_1 и G_2 приняты такими же, как в статье [5], то есть для балки G_1 получено:

$$P(G_{11} / K_1^*) = 0,351 / 39,9 = 0,0088; \quad P(G_{12} / K_1^*) = 7,76 / 39,9 = 0,194;$$

$$P(G_{13} / K_1^*) = 27,81 / 39,9 = 0,697; \quad P(G_{14} / K_1^*) = 3,94 / 39,9 = 0,099;$$

$$P(G_{15} / K_1^*) = 0,046 / 39,9 = 0,0011.$$

Энтропия состояния этой балки $H(G_1)=0,358$, а количество внесенной информации $V(G_1)=0,342$.

Для балки G_2 аналогичные данные имеют вид

$$P(G_{21} / K_1^*) = 53,85 / 189,9 = 0,284; \quad P(G_{22} / K_1^*) = 79,37 / 189,9 = 0,418;$$

$$P(G_{23} / K_1^*) = 50,75 / 189,9 = 0,267; \quad P(G_{24} / K_1^*) = 5,93 / 189,9 = 0,031;$$

$$P(G_{25} / K_1^*) = 0,025 / 189,9 = 0,00013.$$

Энтропия состояния $H(G_2)=0,514$, а величина $V(G_2)$ получилась равной $V(G_2)=0,186$.

Таблица 1. Диагностическая матрица для главных балок

№ п/п	Диагностические признаки	k_{ij}	Разряды признаков	$p(k_{ij})$	Сост. S_1	Сост. S_2	Сост. S_3	Сост. S_4	Сост. S_5
					$P(S_1)$	$P(S_2)$	$P(S_3)$	$P(S_4)$	$P(S_5)$
					0,18	0,29	0,35	0,13	0,05
1	Повреждения бетона, снижающие его свойства по отношению к арматуре	k_{11}	да	$p(k_{11})$	0,14	0,29	0,40	0,56	0,76
		k_{12}	нет	$p(k_{12})$	0,86	0,71	0,60	0,44	0,24
2	Продольные трещины в защитном слое вдоль арматурных стержней	k_{21}	да	$p(k_{21})$	0,05	0,27	0,38	0,59	0,88
		k_{22}	нет	$p(k_{22})$	0,95	0,73	0,62	0,41	0,12
3	Нормальные трещины (ширина раскрытия)	k_{31}	< 0,4 мм	$p(k_{31})$	0,92	0,78	0,67	0,54	0,22
		k_{32}	до 1,0 мм	$p(k_{32})$	0,07	0,21	0,28	0,34	0,48
		k_{33}	≥ 1,0 мм	$p(k_{33})$	0,01	0,01	0,05	0,12	0,30
4	Наклонные трещины (наличие)	k_{41}	да	$p(k_{41})$	0,03	0,05	0,28	0,30	0,35
		k_{42}	нет	$p(k_{42})$	0,97	0,95	0,72	0,70	0,65
5	Прочность бетона	k_{51}	проектная	$p(k_{51})$	0,79	0,49	0,33	0,28	0,20
		k_{52}	≤ 30%	$p(k_{52})$	0,17	0,33	0,36	0,39	0,42
		k_{53}	> 30%	$p(k_{53})$	0,04	0,18	0,31	0,33	0,38
6	Коррозия арматуры	k_{61}	< 5%	$p(k_{61})$	0,73	0,52	0,33	0,26	0,13
		k_{62}	5 – 20	$p(k_{62})$	0,23	0,28	0,34	0,39	0,40
		k_{63}	> 20%	$p(k_{63})$	0,04	0,20	0,33	0,35	0,47
7	Прогиб	k_{71}	допускаемый	$p(k_{71})$	0,93	0,82	0,59	0,35	0,11
		k_{72}	≤ 30%	$p(k_{72})$	0,05	0,11	0,28	0,39	0,43
		k_{73}	> 30%	$p(k_{73})$	0,02	0,07	0,13	0,26	0,46
8	Условие прочности по нормальным сечениям	k_{81}	да	$p(k_{81})$	0,93	0,75	0,53	0,29	0,09
		k_{82}	нет	$p(k_{82})$	0,07	0,25	0,47	0,71	0,91
9	Условие прочности по наклонным сечениям	k_{91}	да	$p(k_{91})$	0,94	0,83	0,75	0,55	0,33
		k_{92}	нет	$p(k_{92})$	0,06	0,17	0,25	0,45	0,67

Аналогичные параметры получены для балки G_3 этого же перекрытия. Методика вероятностного расчета и диагностическая матрица для этой балки приняты такими же, как и для балок G_1 и G_2 , но признаки, характеризующие состояния балок в диагностической матрице (см. таблицу 1) и выявленные в ходе обследования, для балки G_3 имеют свою реализацию:

- 1) повреждений наружной поверхности нет;
- 2) продольных трещин в защитном слое нет;
- 3) нормальные трещины в растянутой зоне раскрытием до 0,4 мм есть;
- 4) наклонные трещины есть;
- 5) прочность бетона оказалась не ниже проектной;
- 6) имеет место обнажившаяся арматура, менее 5% сечения которой поражено коррозией;
- 7) прогиб не превышает нормативный;

- 8) условие прочности при расчете по нормальным сечениям удовлетворяется;
 9) условие прочности при расчете по наклонным сечениям не удовлетворяется.

Тогда для балки G_3 по аналогии с G_1 и G_2 получено:

$$P(G_{31} / K_1^*) = 0,245; \quad P(G_{32} / K_1^*) = 0,315;$$

$$P(G_{33} / K_1^*) = 0,420; \quad P(G_{34} / K_1^*) = 0,020;$$

$$P(G_{35} / K_1^*) = 0,00002.$$

Таблица 2. Диагностическая матрица для второстепенных балок

№ п/п	Диагностические признаки	k_{ij}	Разряды признаков	$p(k_{ij})$	Сост. S_1	Сост. S_2	Сост. S_3	Сост. S_4	Сост. S_5
					$P(S_1)$	$P(S_2)$	$P(S_3)$	$P(S_4)$	$P(S_5)$
					0,17	0,29	0,25	0,18	0,11
1	Повреждения бетона, снижающие его свойства по отношению к арматуре	k_{11}	да	$p(k_{11})$	0,12	0,31	0,42	0,66	0,84
		k_{12}	нет	$p(k_{12})$	0,88	0,69	0,58	0,34	0,16
2	Продольные трещины в защитном слое вдоль арматурных стержней	k_{21}	да	$p(k_{21})$	0,06	0,25	0,40	0,58	0,89
		k_{22}	нет	$p(k_{22})$	0,94	0,75	0,60	0,42	0,11
3	Нормальные трещины (ширина раскрытия)	k_{31}	<0,4 мм	$p(k_{31})$	0,85	0,75	0,66	0,53	0,24
		k_{32}	до 1,0 мм	$p(k_{32})$	0,13	0,21	0,27	0,35	0,47
		k_{33}	≥1,0 мм	$p(k_{33})$	0,02	0,03	0,07	0,12	0,29
4	Наклонные трещины (наличие)	k_{41}	да	$p(k_{41})$	0,05	0,11	0,26	0,33	0,36
		k_{42}	нет	$p(k_{42})$	0,95	0,89	0,74	0,67	0,64
5	Прочность бетона	k_{51}	проектная	$p(k_{51})$	0,75	0,50	0,34	0,27	0,22
		k_{52}	≤30%	$p(k_{52})$	0,18	0,31	0,35	0,39	0,41
		k_{53}	>30%	$p(k_{53})$	0,07	0,19	0,31	0,34	0,37
6	Коррозия арматуры	k_{61}	<5%	$p(k_{61})$	0,75	0,53	0,33	0,24	0,16
		k_{62}	5–20	$p(k_{62})$	0,20	0,26	0,34	0,40	0,41
		k_{63}	>20%	$p(k_{63})$	0,05	0,21	0,33	0,36	0,43
7	Прогиб	k_{71}	допускаемый	$p(k_{71})$	0,90	0,81	0,61	0,33	0,14
		k_{72}	≤30%	$p(k_{72})$	0,07	0,12	0,27	0,37	0,41
		k_{73}	>30%	$p(k_{73})$	0,03	0,07	0,12	0,30	0,45
8	Условие прочности по нормальным сечениям	k_{81}	да	$p(k_{81})$	0,89	0,74	0,51	0,32	0,10
		k_{82}	нет	$p(k_{82})$	0,11	0,26	0,49	0,68	0,90
9	Условие прочности по наклонным сечениям	k_{91}	да	$p(k_{91})$	0,91	0,84	0,76	0,57	0,31
		k_{92}	нет	$p(k_{92})$	0,09	0,16	0,24	0,43	0,69

Таблица 3. Диагностическая матрица для плитных участков

№ п/п	Диагностические признаки	k_{ij}	Разряды признаков	$p(k_{ij})$	Сост. S_1	Сост. S_2	Сост. S_3	Сост. S_4	Сост. S_5
					$P(S_1)$	$P(S_2)$	$P(S_3)$	$P(S_4)$	$P(S_5)$
					0,13	0,25	0,27	0,23	0,12
1	Повреждения бетона, снижающие его свойства по отношению к арматуре	k_{11}	да	$p(k_{11})$	0,13	0,33	0,40	0,63	0,85
		k_{12}	нет	$p(k_{12})$	0,87	0,67	0,60	0,37	0,15
2	Продольные трещины в защитном слое вдоль арматурных стержней	k_{21}	да	$p(k_{21})$	0,05	0,25	0,44	0,61	0,87
		k_{22}	нет	$p(k_{22})$	0,95	0,75	0,56	0,39	0,13
3	Протечки технических	k_{31}	нет	$p(k_{31})$	0,89	0,70	0,64	0,50	0,14

	жидкостей (в том числе масел, нефтепродуктов)	k_{32}	период.	$p(k_{32})$	0,09	0,26	0,30	0,38	0,57
		k_{33}	постоян.	$p(k_{33})$	0,02	0,04	0,06	0,12	0,29
4	Силовые трещины (наличие)	k_{41}	да	$p(k_{41})$	0,03	0,13	0,25	0,37	0,39
		k_{42}	нет	$p(k_{42})$	0,97	0,87	0,75	0,63	0,61
5	Прочность бетона	k_{51}	проектная	$p(k_{51})$	0,79	0,51	0,33	0,26	0,24
		k_{52}	$\leq 30\%$	$p(k_{52})$	0,16	0,30	0,34	0,39	0,37
		k_{53}	$> 30\%$	$p(k_{53})$	0,05	0,19	0,33	0,35	0,39
6	Коррозия арматуры	k_{61}	$< 5\%$	$p(k_{61})$	0,79	0,55	0,34	0,22	0,14
		k_{62}	5 – 20	$p(k_{62})$	0,18	0,25	0,35	0,41	0,42
		k_{63}	$> 20\%$	$p(k_{63})$	0,03	0,20	0,31	0,37	0,44
7	Прогиб	k_{71}	да	$p(k_{71})$	0,03	0,11	0,19	0,27	0,35
		k_{72}	нет	$p(k_{72})$	0,97	0,89	0,81	0,73	0,65
		k_{73}	да	$p(k_{81})$	0,92	0,84	0,61	0,42	0,20
8	Условие прочности по нормальным сечениям	k_{81}	нет	$p(k_{82})$	0,08	0,16	0,39	0,58	0,80
		k_{82}	да	$p(k_{11})$	0,13	0,33	0,40	0,63	0,85

Таблица 4. Диагностическая матрица для колонн

№ п/п	Диагностические признаки	k_{ij}	Разряды признаков	$p(k_{ij})$	Сост. S_1	Сост. S_2	Сост. S_3	Сост. S_4	Сост. S_5
					$P(S_1)$	$P(S_2)$	$P(S_3)$	$P(S_4)$	$P(S_5)$
					0,25	0,31	0,19	0,15	0,10
1	Повреждения бетона, снижающие его свойства по отношению к арматуре	k_{11}	да	$p(k_{11})$	0,07	0,19	0,31	0,69	0,87
		k_{12}	нет	$p(k_{12})$	0,93	0,81	0,69	0,31	0,13
2	Трещины в защитном слое вдоль продольных арматурных стержней	k_{21}	да	$p(k_{21})$	0,03	0,12	0,36	0,57	0,91
		k_{22}	нет	$p(k_{22})$	0,97	0,88	0,64	0,43	0,09
3	Трещины в защитном слое вдоль поперечных арматурных стержней	k_{31}	да	$p(k_{31})$	0,04	0,11	0,46	0,73	0,94
		k_{32}	нет	$p(k_{32})$	0,96	0,89	0,54	0,27	0,06
		k_{33}	да	$p(k_{41})$	0,02	0,08	0,12	0,23	0,37
4	Силовые продольные трещины	k_{41}	нет	$p(k_{42})$	0,98	0,92	0,88	0,77	0,63
		k_{42}	проектная	$p(k_{51})$	0,75	0,50	0,34	0,27	0,22
5	Прочность бетона	k_{51}	$\leq 30\%$	$p(k_{52})$	0,18	0,31	0,35	0,39	0,41
		k_{52}	$> 30\%$	$p(k_{53})$	0,07	0,19	0,31	0,34	0,37
		k_{53}	$< 5\%$	$p(k_{61})$	0,85	0,59	0,47	0,34	0,25
6	Коррозия арматуры	k_{61}	5 – 20	$p(k_{62})$	0,12	0,23	0,30	0,36	0,39
		k_{62}	$> 20\%$	$p(k_{63})$	0,03	0,18	0,23	0,30	0,36
		k_{63}	в пред. допуска	$p(k_{71})$	0,90	0,81	0,61	0,33	0,14
7	Отклонение от вертикали	k_{71}	$\leq 10\%$	$p(k_{72})$	0,07	0,12	0,27	0,37	0,41
		k_{72}	$> 10\%$	$p(k_{73})$	0,03	0,07	0,12	0,30	0,45
		k_{73}	да	$p(k_{81})$	0,93	0,84	0,61	0,42	0,23
8	Выполнение условия прочности	k_{81}	нет	$p(k_{82})$	0,07	0,16	0,39	0,58	0,77
		k_{82}	да	$p(k_{11})$	0,07	0,19	0,31	0,69	0,87

Энтропия состояния $H(G_3)=0,500$, количество внесенной информации $V(G_3)=0,200$.

Далее, используя методику, изложенную в [4, 5], для подсистемы «главные балки» можно записать:

$$H(G_1 G_2 G_3) = \sum_{k=1}^g H(G_k) = H(G_1) + H(G_2) + H(G_3) = 1,372.$$

Соколов В.А. Вероятностный метод оценки технического состояния конструкций железобетонного монолитного перекрытия зданий старой городской застройки

Максимально возможная энтропия такой системы определяется зависимостью

$$H(G_1G_2G_3)_{\max} = g \log n_{\max} = 3 \cdot \log 5 = 2,100.$$

Тогда

$$V(G_1G_2G_3) = \sum_{k=1}^g V(G_k) = V(G_1) + V(G_2) + V(G_3) = 0,728.$$

Величина $V(G_1G_2G_3)=0,728$ характеризует степень определенности или количество внесенной информации уже для объединенной подсистемы «главные балки» $G=G_1G_2G_3$ и оценивает ее вклад в состояние системы следующего, более высокого, уровня, в данном случае конструктивной системы «перекрытие».

Вероятности степени определенности состояния главных балок записываются в следующем виде:

$$P(V_1)=V(G_1)/V(G_1G_2G_3)=0,342/0,728=0,470,$$

$$P(V_2)=V(G_2)/V(G_1G_2G_3)=0,186/0,728=0,255,$$

$$P(V_3)=V(G_3)/V(G_1G_2G_3)=0,200/0,728=0,275.$$

Полученные результаты удобно представить в виде таблицы.

Таблица 5. Результаты вероятностного расчета для подсистемы «главные балки»

№№ балок	$P(G_{k1})$	$P(G_{k2})$	$P(G_{k3})$	$P(G_{k4})$	$P(G_{k5})$	$H(G_k)$	$V(G_k)$	$P(V_k)$
1	0,0088	0,194	0,697	0,099	0,0011	0,358	0,342	0,470
2	0,284	0,418	0,267	0,031	0,00013	0,514	0,186	0,255
3	0,245	0,315	0,420	0,020	0,00002	0,500	0,200	0,275

Тогда вероятности реализации пяти категорий технического состояния ($n=1, 2, \dots, 5$) для объединенной системы $G=G_1G_2G_3$ определяются по следующим зависимостям:

$$P_1(G_1G_2G_3)/K_1^* = \sum_{k=1}^g P(G_{k1}/K_1^*)P(V_k) = P(G_{11}/K_1^*)P(V_1) + P(G_{21}/K_1^*)P(V_2) + P(G_{31}/K_1^*)P(V_3) = 0,144;$$

$$P_2(G_1G_2G_3)/K_1^* = \sum_{k=1}^g P(G_{k2}/K_1^*)P(V_k) = P(G_{12}/K_1^*)P(V_1) + P(G_{22}/K_1^*)P(V_2) + P(G_{32}/K_1^*)P(V_3) = 0,285;$$

$$P_3(G_1G_2G_3)/K_1^* = \sum_{k=1}^g P(G_{k3}/K_1^*)P(V_k) = P(G_{13}/K_1^*)P(V_1) + P(G_{23}/K_1^*)P(V_2) + P(G_{33}/K_1^*)P(V_3) = \boxed{0,512};$$

$$P_4(G_1G_2G_3)/K_1^* = \sum_{k=1}^g P(G_{k4}/K_1^*)P(V_k) = P(G_{14}/K_1^*)P(V_1) + P(G_{24}/K_1^*)P(V_2) + P(G_{34}/K_1^*)P(V_3) = 0,060;$$

$$P_5(G_1G_2G_3)/K_1^* = \sum_{k=1}^g P(G_{k5}/K_1^*)P(V_k) = P(G_{15}/K_1^*)P(V_1) + P(G_{25}/K_1^*)P(V_2) + P(G_{35}/K_1^*)P(V_3) = 0,0006.$$

Таким образом, исследуемую подсистему «главные балки» $G=G_1G_2G_3$ можно отнести к третьей (ограниченно работоспособной) категории технического состояния с вероятностью этого состояния $P_3(G_1G_2G_3/K_1^*)=0,511$ и степенью определенности, равной $V(G_1G_2G_3)=0,728$. Величина $V(G_1G_2G_3)$ является вкладом состояния подсистемы «главные балки» в состояние системы следующего, более высокого уровня – системы «перекрытие».

Второстепенные балки. Вероятностный анализ состояний двадцати двух второстепенных балок W_k ($k=1, 2, \dots, w=22$) выполнен с использованием аналогичного подхода на основе полученной по результатам многочисленных обследований перекрытий подобного типа диагностической матрицы (таблица 2). Как видно, диагностические признаки остались такими же, как и для главных балок, т. е. совокупность признаков K_1 сохранилась, но вероятностные параметры их проявления несколько изменились. По результатам обследования каждой балки вычислены апостериорные вероятности тех же пяти состояний $P(W_{nk}/K_1^*)$, энтропия $H(W_k)$, степень определенности этих элементов подсистемы $V(W_k)$ и вероятности степени определенности $P(V_k)$. Полученные данные сведены в таблицу 6. По данным таблицы для подсистемы «второстепенные балки» по аналогии с главными балками получены следующие параметры:

$$H(W_1W_2W_3...W_{22}) = \sum_{k=1}^w H(W_k) = H(W_1) + H(W_2) + H(W_3) + \dots + H(W_{22}) = 9,93.$$

Максимально возможная энтропия этой подсистемы определяется зависимостью

$$H(W_1W_2W_3...W_{22})_{\max} = w \log n_{\max} = 22 \cdot \log 5 = 15,4.$$

Соколов В.А. Вероятностный метод оценки технического состояния конструкций железобетонного монолитного перекрытия зданий старой городской застройки

Тогда

$$V(W_1W_2W_3...W_{22}) = \sum_{k=1}^W V(W_k) = V(W_1) + V(W_2) + V(W_3) + ... + V(W_{22}) = 5,47.$$

Вероятности степени определенности в последней колонке таблицы 6 определены по формулам:

$$P(V_1) = V(W_1)/V(W_1W_2W_3...W_{22}) = 0,218/5,47=0,0399,$$

$$P(V_2) = V(W_2)/V(W_1W_2W_3...W_{22}) = 0,240/5,47=0,0439,$$

$$P(V_3) = V(W_3)/V(W_1W_2W_3...W_{22}) = 0,155/5,47=0,0283,$$

$$.....,$$

$$P(V_{22}) = V(W_{22})/V(W_1W_2W_3...W_{22}) = 0,143/5,47=0,0261.$$

Тогда вероятности реализации пяти категорий технического состояния ($n = 1, 2, \dots, 5$) для объединенной системы «второстепенные балки» $W=W_1W_2W_3...W_{22}$ определяются по аналогичным зависимостям:

$$P_1(W_1W_2W_3...W_{22})/K_1^* = \sum_{k=1}^W P(W_{k1}/K_1^*)P(V_k) = P(W_{11}/K_1^*)P(V_1) + ... + P(W_{221}/K_1^*)P(V_{22});$$

$$P_2(W_1W_2W_3...W_{22})/K_1^* = \sum_{k=1}^W P(W_{k2}/K_1^*)P(V_k) = P(W_{12}/K_1^*)P(V_1) + ... + P(W_{222}/K_1^*)P(V_{22});$$

$$P_3(W_1W_2W_3...W_{22})/K_1^* = \sum_{k=1}^W P(W_{k3}/K_1^*)P(V_k) = P(W_{13}/K_1^*)P(V_1) + ... + P(W_{223}/K_1^*)P(V_{22});$$

$$P_4(W_1W_2W_3...W_{22})/K_1^* = \sum_{k=1}^W P(W_{k4}/K_1^*)P(V_k) = P(W_{14}/K_1^*)P(V_1) + ... + P(W_{224}/K_1^*)P(V_{22});$$

$$P_5(W_1W_2W_3...W_{22})/K_1^* = \sum_{k=1}^W P(W_{k5}/K_1^*)P(V_k) = P(W_{15}/K_1^*)P(V_1) + ... + P(W_{225}/K_1^*)P(V_{22}).$$

Таблица 6. Результаты вероятностного расчета для подсистемы «второстепенные балки»

№№ балок	$P(W_{k1})$	$P(W_{k2})$	$P(W_{k3})$	$P(W_{k4})$	$P(W_{k5})$	$H(W_k)$	$V(W_k)$	$P(V_k)$
1	0,349	0,452	0,180	0,019	0,000081	0,482	0,218	0,0399
2	0,059	0,566	0,296	0,077	0,0020	0,460	0,240	0,0439
3	0,00063	0,078	0,294	0,418	0,210	0,545	0,155	0,0283
4	0,000011	0,0048	0,098	0,511	0,386	0,419	0,281	0,0514
5	0,00011	0,0126	0,160	0,575	0,252	0,441	0,259	0,0474
6	0,377	0,511	0,105	0,0074	0,000037	0,427	0,273	0,0499
7	0,00064	0,140	0,435	0,355	0,070	0,519	0,181	0,0331
8	0,00093	0,166	0,539	0,279	0,015	0,459	0,241	0,0441
9	0,00027	0,031	0,211	0,397	0,360	0,509	0,191	0,0349
10	0,00019	0,019	0,222	0,599	0,160	0,440	0,260	0,0475
11	0,000002	0,0013	0,033	0,248	0,717	0,307	0,393	0,0718
12	0,000023	0,0056	0,0504	0,268	0,676	0,346	0,354	0,0647
13	0,00025	0,0232	0,125	0,473	0,379	0,465	0,235	0,0430
14	0,305	0,480	0,184	0,031	0,0002	0,492	0,208	0,0380
15	0,611	0,337	0,047	0,0036	0,000013	0,361	0,339	0,0620
16	0,762	0,219	0,018	0,0006	0,0000007	0,268	0,432	0,0790
17	0,480	0,453	0,061	0,0052	0,000003	0,395	0,305	0,0558
18	0,133	0,657	0,179	0,031	0,00063	0,419	0,281	0,0514
19	0,0335	0,470	0,349	0,135	0,012	0,503	0,197	0,0360
20	0,0131	0,336	0,365	0,228	0,058	0,562	0,138	0,0252
21	0,0016	0,078	0,253	0,401	0,266	0,554	0,146	0,0267
22	0,015	0,219	0,441	0,261	0,064	0,557	0,143	0,0261

$$P_3(F_1 F_2 F_3 \dots F_{24}) / K_2^* = \sum_{k=1}^f P(F_{k1} / K_2^*) P(V_k) = P(F_{14} / K_2^*) P(V_1) + \dots + P(F_{244} / K_2^*) P(V_{24});$$

$$P_5(F_1 F_2 F_3 \dots F_{24}) / K_2^* = \sum_{k=1}^f P(F_{k1} / K_2^*) P(V_k) = P(F_{15} / K_2^*) P(V_1) + \dots + P(F_{245} / K_2^*) P(V_{24}).$$

В матричной форме эти зависимости записываются следующим образом

$$\{P_n(F)\} = \{P(F_k)\} [P(F_{kn})].$$

По результатам выполненных вычислений получены апостериорные вероятности состояний подсистемы «плитные участки»:

$$P_1(F) = P_1(F_1 F_2 F_3 \dots F_{24}) / K_2^* = 0,317; \quad P_2(F) = P_1(F_1 F_2 F_3 \dots F_{24}) / K_2^* = 0,334;$$

$$P_3(F) = P_1(F_1 F_2 F_3 \dots F_{24}) / K_2^* = 0,219; \quad P_4(F) = P_1(F_1 F_2 F_3 \dots F_{24}) / K_2^* = 0,109;$$

$$P_5(F) = P_1(F_1 F_2 F_3 \dots F_{24}) / K_2^* = 0,0198.$$

Таблица 7. Результаты вероятностного расчета для подсистемы «плитные участки»

№№ участ.	$P(F_{k1})$	$P(F_{k2})$	$P(F_{k3})$	$P(F_{k4})$	$P(F_{k5})$	$H(F_k)$	$V(F_k)$	$P(V_k)$
1	0,500	0,340	0,131	0,028	0,00039	0,470	0,230	0,042
2	0,184	0,413	0,283	0,118	0,00082	0,561	0,139	0,025
3	0,0164	0,233	0,376	0,313	0,062	0,569	0,131	0,024
4	0,00296	0,0838	0,305	0,462	0,146	0,532	0,168	0,031
5	0,00019	0,0261	0,213	0,566	0,195	0,463	0,237	0,043
6	0,735	0,228	0,034	0,0026	0,000012	0,302	0,398	0,073
7	0,419	0,478	0,090	0,011	0,0029	0,429	0,271	0,050
8	0,494	0,390	0,096	0,019	0,00077	0,443	0,257	0,047
9	0,682	0,269	0,044	0,0043	0,000021	0,337	0,363	0,066
10	0,325	0,488	0,164	0,022	0,00011	0,476	0,224	0,041
11	0,110	0,362	0,408	0,118	0,0018	0,538	0,162	0,030
12	0,0181	0,238	0,509	0,231	0,0051	0,488	0,212	0,039
13	0,181	0,450	0,313	0,056	0,00053	0,520	0,180	0,033
14	0,052	0,374	0,455	0,118	0,0012	0,495	0,205	0,038
15	0,165	0,547	0,249	0,039	0,00025	0,479	0,221	0,041
16	0,462	0,416	0,110	0,012	0,00006	0,442	0,258	0,047
17	0,090	0,517	0,321	0,071	0,0015	0,486	0,214	0,039
18	0,737	0,225	0,033	0,0021	0,00001	0,301	0,399	0,073
19	0,110	0,362	0,408	0,118	0,0018	0,538	0,162	0,029
20	0,494	0,390	0,096	0,019	0,00077	0,443	0,257	0,047
21	0,00296	0,0838	0,305	0,462	0,146	0,532	0,168	0,031
22	0,090	0,517	0,321	0,071	0,0015	0,486	0,214	0,039
23	0,0181	0,238	0,509	0,231	0,00251	0,488	0,212	0,039
24	0,181	0,450	0,313	0,056	0,00053	0,520	0,180	0,033

Окончательно исследуемую подсистему «плитные участки» $F = F_1 F_2 F_3 \dots F_{24}$ можно отнести ко второй (работоспособной) категории технического состояния с вероятностью этого состояния $P_3(F_1 F_2 F_3 \dots F_{24} / K_2) = 0,334$ и степенью определенности, равной $V(F_1 F_2 F_3 \dots F_{24}) = 5,46$. Величина $V(F_1 F_2 F_3 \dots F_{24})$ является вкладом состояния подсистемы «плитные участки» в состояние системы следующего, более высокого уровня – системы «перекрытие».

Колонны. Ниже приведен вероятностный анализ состояний двух колонн L_k ($k=1, 2$, т. е. $l = 2$, см. рис. 1), выполненный также на основе результатов многочисленных обследований колонн железобетонных перекрытий, представленных в соответствующей диагностической матрице (таблица 4). Здесь диагностические признаки тоже изменились, т. е. тоже сформулирована своя совокупность K_3 . Изменились и вероятностные параметры их проявления. Далее, по результатам обследования каждой колонны вычислены апостериорные вероятности тех же пяти состояний $P(L_{nk}/K_3^*)$, энтропия $H(L_k)$, степень определенности этих элементов подсистемы $V(L_k)$ и вероятности степени определенности $P(V_k)$.

Полученные данные отражены в таблице 8.

Таблица 8. Результаты вероятностного расчета для подсистемы «колонны»

№№ колонн	P(Lk1)	P(Lk2)	P(Lk3)	P(Lk4)	P(Lk5)	H(Lk)	V(Lk)	P(Vk)
1	0,807	0,184	0,0085	0,00017	0,00000025	0,229	0,471	0,780
2	0,056	0,336	0,368	0,220	0,019	0,567	0,133	0,220

По данным этой таблицы для подсистемы «колонны» получено:

$$H(L_1L_2) = \sum_{k=1}^2 H(L_k) = H(L_1) + H(L_2) = 0,796.$$

Максимально возможная энтропия и степень определенности этой подсистемы определяются зависимостями

$$H(L_1L_2)_{\max} = l \log n_{\max} = 2 \cdot \log 5 = 1,400.$$

$$V(L_1L_2) = \sum_{k=1}^l V(L_k) = V(L_1) + V(L_2) = 0,604.$$

Вероятности степени определенности получились равными

$$P(V_1) = V(L_1)/V(L_1L_2) = 0,470/0,604 = 0,780,$$

$$P(V_2) = V(L_2)/V(L_1L_2) = 0,133/0,604 = 0,220.$$

В таком случае вероятности реализации пяти категорий технического состояния для объединенной системы $L=L_1L_2$ определяются по следующим зависимостям:

$$P_1(L_1L_2)/K_3^* = \sum_{k=1}^l P(L_{k1}/K_3^*)P(V_k) = P(L_{11}/K_3^*)P(V_1) + P(L_{21}/K_3^*)P(V_2) = \boxed{0,640};$$

$$P_2(L_1L_2)/K_3^* = \sum_{k=1}^l P(L_{k2}/K_3^*)P(V_k) = P(L_{12}/K_3^*)P(V_1) + P(L_{22}/K_3^*)P(V_2) = 0,218;$$

$$P_3(L_1L_2)/K_3^* = \sum_{k=1}^l P(L_{k3}/K_3^*)P(V_k) = P(L_{13}/K_3^*)P(V_1) + P(L_{23}/K_3^*)P(V_2) = 0,089;$$

$$P_4(L_1L_2)/K_3^* = \sum_{k=1}^l P(L_{k4}/K_3^*)P(V_k) = P(L_{14}/K_3^*)P(V_1) + P(L_{24}/K_3^*)P(V_2) = 0,049;$$

$$P_5(L_1L_2)/K_3^* = \sum_{k=1}^l P(L_{k5}/K_3^*)P(V_k) = P(L_{15}/K_3^*)P(V_1) + P(L_{25}/K_3^*)P(V_2) = 0,0043.$$

Как видно, исследуемую подсистему «колонны» $L=L_1L_2$ можно отнести к первой (исправной) категории технического состояния с вероятностью этого состояния $P_1(L_1L_2/K_3^*) = 0,640$ и степенью определенности, равной $V(L_1L_2) = 0,604$. Величина $V(L_1L_2)$ является также вкладом состояния подсистемы «колонны» в состояние системы следующего, более высокого уровня – системы «перекрытие».

Таким образом, по данным выполненного вероятностного анализа для четырех подсистем перекрытия – «главные балки», «второстепенные балки», «плитные участки» и «колонны» – получены вероятностные параметры, по которым можно выполнить анализ состояния конструктивной системы «перекрытие» – $U(GWFL)$. Полученные результаты удобно свести в таблицу.

По данным таблицы 9 для конструктивной системы «перекрытие», следуя рассмотренной методике, вычислены следующие параметры:

$$H(U_k) = \sum_{k=1}^u H(U_k) = H(U_1) + H(U_2) + H(U_3) + H(U_4) = 23,44.$$

$$V(U_k) = \sum_{k=1}^u V(U_k) = V(U_1) + V(U_2) + V(U_3) + V(U_4) = 12,26.$$

Соколов В.А. Вероятностный метод оценки технического состояния конструкций железобетонного монолитного перекрытия зданий старой городской застройки

Таблица 9. Результаты вероятностного расчета для системы «перекрытие»

Подсистемы	$P(U_{k1})$	$P(U_{k2})$	$P(U_{k3})$	$P(U_{k4})$	$P(U_{k5})$	$H(U_k)$	$V(U_k)$	$P(V_k)$
Главные балки	0,144	0,285	0,512	0,060	0,0006	1,372	0,728	0,0594
Второстепенные балки	0,181	0,236	0,177	0,223	0,183	9,93	5,47	0,446
Плитные участки	0,317	0,334	0,219	0,109	0,0198	11,34	5,46	0,445
Колонны	0,640	0,218	0,089	0,049	0,0043	0,796	0,604	0,0492

Вероятности степени определенности в последней колонке таблицы 9 вычислены по формулам

$$P(V_1)=V(U_1)/V(U_k)=0,728/12,26=0,0594,$$

$$P(V_2)=V(U_2)/V(U_k)=5,47/12,26=0,446,$$

$$P(V_3)=V(U_3)/V(U_k)=5,46/12,26=0,445,$$

$$P(V_4)=V(U_4)/V(U_k)=0,604/12,26=0,0492$$

Окончательно вероятности реализации пяти категорий технического состояния для объединенной системы «перекрытие» определяются по следующим зависимостям:

$$P_1(U) / K_u^* = \sum_{k=1}^u P(U_{k1} / K_u^*) P(U_k) = P(U_{11} / K_u^*) P(V_1) + \dots + P(U_{41} / K_u^*) P(V_4) = 0,262;$$

$$P_2(U) / K_u^* = \sum_{k=1}^u P(U_{k2} / K_u^*) P(U_k) = P(U_{12} / K_u^*) P(V_1) + \dots + P(U_{42} / K_u^*) P(V_4) = \boxed{0,281};$$

$$P_3(U) / K_u^* = \sum_{k=1}^u P(U_{k3} / K_u^*) P(U_k) = P(U_{13} / K_u^*) P(V_1) + \dots + P(U_{43} / K_u^*) P(V_4) = 0,211;$$

$$P_4(U) / K_u^* = \sum_{k=1}^u P(U_{k4} / K_u^*) P(U_k) = P(U_{14} / K_u^*) P(V_1) + \dots + P(U_{44} / K_u^*) P(V_4) = 0,154;$$

$$P_5(U) / K_u^* = \sum_{k=1}^u P(U_{k5} / K_u^*) P(U_k) = P(U_{15} / K_u^*) P(V_1) + \dots + P(U_{45} / K_u^*) P(V_4) = 0,091.$$

Конструктивная система здания «перекрытие», выполненная в монолитном железобетоне по схеме балочной клетки и состоящая из подсистем «главные балки», «второстепенные балки», «плитные участки» и «колонны» (см. рис. 1) по результатам выполненного обследования и проведенного вероятностного анализа, относится ко второй (работоспособной) категории технического состояния с вероятностью этого состояния $P_2(U)/K_u^*=0,281$. Степень определенности этой системы $V(U)=12,26$. Величина $V(U)$ является вкладом состояния системы «перекрытие» в состояние системы следующего, высшего уровня – здания в целом.

Литература

1. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. Свод правил по проектированию и строительству. Госстрой России. ГУЛ ЦПП. 2003.
2. Биргер И. А. Техническая диагностика. М. : Машиностроение, 1978. 240 с.
3. Шеннон К. Работы по теории информации и кибернетики. М. : Изд-во иностранной литературы, 1963. 830 с.
4. Соколов В.А. Определение категорий технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений с использованием вероятностных методов распознавания // Сборник научных трудов IV Международной конференции «Предотвращение аварий зданий и сооружений», выпуск 9. М., 2010.
5. Соколов В.А. Вероятностный анализ технического состояния (ВАТС) элементов строительных систем // Материалы XIV научно-методической конференции ВИТУ «Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций». СПб. : Изд-во ВИТУ, 2010.
6. Соколов В. А. Диагностический вес признаков и диагностическая ценность обследования при распознавании состояний элементов строительных систем // Инженерно-строительный журнал. 2010. №3(13). С. 27-31.

* Владимир Алексеевич Соколов, Санкт-Петербург
Тел. раб.: +7(812)535-16-32; эл. почта: sva0808@rambler.ru

Основные направления повышения надежности строительных процессов

*К.т.н., докторант Г.И. Абдуллаев**

ГОУ Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Для повышения надежности плановых и управляющих решений при строительстве крупных и линейно-протяженных сооружений можно предложить различные методы. Эти методы можно классифицировать как организационные, технологические, структурные, информационные, управленческие и др. Эти методы в том или ином объеме, отдельно или комплексно могут применяться в процессе разработки плановых или управляющих решений. В условиях строительства любых достаточно сложных сооружений возможно применение следующих подходов улучшения показателей надежности:

- формирование и реализация методов организации работ, наиболее целесообразных для показателей надежности;
- разработка способов создания резервов времени и ресурсов в составе плановых и управляющих решений, способствующих повышению уровня надежности;
- формирование в составе плановых и управляющих решений дублирующих методов организации и технологии выполнения отдельных комплексов работ, обеспечивающих соблюдение принятых показателей надежности;
- построение системы управления строительным производством, обеспечивающей непрерывный мониторинг хода работ и своевременное реагирование на отклонения от принятых плановых показателей надежности;
- разработка плановых и управляющих решений с учетом компенсации возможных внешних воздействий для повышения уровня надежности.

Реализация рассмотренных подходов по повышению организационно-технологической надежности (ОТН) требует решения двух достаточно сложных теоретических проблем. Первой проблемой является разработка способов оценки вероятности того, что принятые плановые и управляющие решения для конкретного приема повышения надежности (метода организации работ, полученных резервов времени и ресурсов, сформированных дублирующих цепей работ, структуры управления и др.) будут выполнены. Второй, не менее сложной проблемой является оценка уровня надежности при совместном применении нескольких методов, каждый из которых вносит свой конкретный вклад.

Другой важной и сложной проблемой является оценка эффективности принятых решений по ОТН при строительстве крупных и сложных сооружений. В качестве показателя эффективности ОТН может использоваться рост уровня надежности, повышение эффективности строительного процесса, снижение затрат на организацию строительства сооружений и др. На основе показателей эффективности можно сформировать критерии оптимизации принимаемых проектных решений. Как правило, эти критерии принимают экстремальный вид в виде $W \rightarrow \max$ или $W \rightarrow \min$.

Для изучения, анализа и решения рассмотренных проблем необходимо более детально исследовать возможные подходы и сформировать необходимые методы повышения организационно-технологической надежности. Одним из важнейших методов повышения ОТН является формирование эффективных методов организации работ. При строительстве линий метрополитена закрытым способом в виде тоннелей и открытым способом линий и станций или некоторых других сооружений наиболее эффективными следует считать поточные методы организации работ. Их значительное разнообразие и разнообразие применяемых моделей для расчета и оптимизации организации работ требуют детального исследования возникающих возможностей.

Другим важным подходом к повышению надежности реализации планов строительства является создание резервов времени и ресурсов. Резервы времени у работ образуются при применении метода критического пути, а также при предельном насыщении работ ресурсами. В этом случае могут возникать дополнительные затраты из-за простоя фронтов работ и простоя ресурсов. Простое резервирование как времени, так и основных видов ресурсов в большинстве случаев экономически нецелесообразно. Поиск и формирование наиболее эффективных вариантов создания различных резервов с позиций надежности и экономичности также представляет собой достаточно сложную задачу.

Одним из мощных способов повышения надежности разрабатываемых плановых и регулирующих решений является дублирование наиболее значимых взаимосвязанных работ (цепей работ). Дублирование может осуществляться с позиций организации работ и с позиций технологии выполнения группы работ. Дублирование с позиций организации позволяет при возникновении осложнений, например, с фронтами работ, перевести производственный процесс на другую цепь до разрешения осложнений без снижения его темпов и уровня надежности. С позиций технологии дублирующая цепь работ позволяет заменить технические и трудовые ресурсы на другие комплексы по другой технологии также без снижения темпов работ и уровня надежности.

Абдуллаев Г.И. Основные направления повышения надежности строительных процессов

На наш взгляд, построение работоспособной системы управления является наиболее эффективным путем повышения уровня ОТН до определенных значений. Управление позволяет своевременно корректировать производственный процесс, не допуская возникновения дополнительных затрат и снижения уровня надежности. Однако построение соответствующей управляющей системы и ее функционирование требует определенных экономических издержек. При сокращении продолжительности цикла управления возрастает объем издержек, и необходимо сопоставление возникающих издержек и получаемого эффекта от сокращения затрат на строительное производство и повышения уровня надежности.

Дополнительно к рассмотренным направлениям повышения надежности плановых и регулирующих решений необходимо учитывать воздействие внешних условий. Воздействия носят случайный характер как по частоте возникновения, так и по величине самого воздействия на развитие производственного процесса. Прогнозирование развития производственного процесса позволяет заблаговременно разработать необходимые мероприятия и в значительной мере снизить воздействия на темпы работ и на уровень ОТН.

Повышение ОТН при разработке и реализации проектных решений требует некоторых дополнительных затрат, но приводит к определенным положительным результатам. Дополнительные затраты возникают в сфере управления в ходе более детальной проработки плановых решений, привлечения дополнительных ресурсов и расходов на регулярный контроль и выработку управляющих решений. Положительные экономические результаты возникают в сфере строительного производства по следующим направлениям:

- обеспечение, как правило, досрочного окончания строительства сооружения или комплекса работ;
- сокращение затрат в связи с простоями, на авральные работы и излишнее перебазирование трудовых и технических ресурсов;
- увеличение производительности основного персонала и оборудования;
- экономия материалов и энергоресурсов.

Если рассматривать надежность как вероятность выполнения комплексов в запланированные сроки U , то при повышении уровня ОТН можно записать:

$$U = \varphi\left(p, \sum P_i, \sum T_i, \sum D_i, \varepsilon\right), (1)$$

т.е. надежность находится в некоторой функциональной зависимости от общей вероятности p выполнения рассматриваемого комплекса работ, совокупности возможных резервов различных видов ресурсов $\sum P_i$, совокупности предусмотренных резервов времени для ряда работ $\sum T_i$, совокупности дублирующих цепей работ $\sum D_i$ и схемы функционирования системы управления – ε . Весь опыт строительства любых сооружений, в том числе и линейно-протяженных, а также многочисленные исследования свидетельствуют о наличии такой зависимости. Однако качественная степень корреляционной и (или) функциональной зависимости исследовалась в незначительной степени.

Конечной целью повышения уровня надежности является снижение общих затрат и достижение экономической эффективности. Экономическую эффективность можно определить из выражения

$$\text{Энад.} = Ca - Cu - Zu + Za, (2)$$

где $Ca - Cu$ – объем снижения стоимости производственного процесса в результате повышения уровня надежности;

$Zu - Za$ – объем дополнительных затрат на повышение уровня надежности.

Экономическую эффективность можно оценить и с помощью коэффициента экономической эффективности. При расчете экономической эффективности ОТН в ряде случаев можно воспользоваться показателями приведенных затрат.

$$\begin{aligned} K_{\text{эф}} &= (Ca - Cu) / (Zu + Za) \\ \text{Эф} &= \text{Энад.} + K_{\text{с}} \cdot E_{\text{н}} \end{aligned} (3)$$

Рассмотренные выражения 2 и 3 имеют весьма общий вид и отражают только физический смысл. Формирование расчетных выражений, обеспечивающих решение практических задач, требует дополнительных исследований.

Литература

1. Шульман Г.С., Романов М.В., Надежность инженерных сооружений. СПбГТУ, 1997.
2. ГОСТ 27.002-89. Надежность в технике. Термины и определения. М., 1989.
3. Макаркин Н.П. Экономика надежности техники. М. Экономика, 2001.
4. Жуков А.А. Оптимизация технологии и организации строительства. Будивельник, Киев, 1977.
5. Никулин С.М. Надежность элементов радиоэлектронной аппаратуры. Энергия, М., 1979.

* Гасым Исрафилъ оглы Абдуллаев, Санкт-Петербург
Тел. раб.: +7(812) 297-59-49



Государственное образовательное учреждение высшего
профессионального образования
**«Санкт-Петербургский государственный
политехнический университет»**
Инженерно-строительный факультет
**Отделение повышения квалификации и
профессиональной переподготовки**

Профессиональная переподготовка специалистов

Программа предназначена для специалистов строительных и проектных организаций, не имеющих базового строительного образования, а также для лиц, желающих получить дополнительное образование по направлению «Строительство».

Форма обучения вечерняя. По окончании обучения выдается диплом о переподготовке государственного образца с правом на ведение нового вида профессиональной деятельности. Программа рассчитана на 500 ак. часов, обучение проводится в течение одного учебного семестра.

Стоимость обучения 46000 рублей.

Переподготовка ведется по четырем направлениям:



Строительство зданий и сооружений	Экономика и управление в строительстве
■ <i>Строительные конструкции и материалы</i> ■ <i>Выполнение строительно-монтажных работ</i> ■ <i>Контроль качества строительно-монтажных работ</i> ■ <i>Управление строительной организацией</i> ■ <i>Функции участников инвестиционно-строительного проекта</i> ■ <i>Основы расчета строительных конструкций</i> ■ <i>Проектирование зданий и сооружений с использованием современных программных продуктов</i>	■ <i>Основы строительного дела</i> ■ <i>Технология строительного производства и системы управления качеством в строительстве</i> ■ <i>Основные функции участников инвестиционно-строительного проекта</i> ■ <i>Функции заказчика-застройщика</i> ■ <i>Управление строительной организацией</i> ■ <i>Сметное дело в строительстве</i> ■ <i>Календарное и сетевое планирование в строительстве с использованием MS Project</i>
Проектирование и конструирование зданий и сооружений	Инженерные системы зданий и сооружений
■ <i>Основы сопротивления материалов и механики стержневых систем</i> ■ <i>Проектирование и расчет оснований и фундаментов зданий и сооружений</i> ■ <i>Проектирование и расчет железобетонных конструкций</i> ■ <i>Проектирование и расчет металлических конструкций</i> ■ <i>Проектирование зданий и сооружений с использованием AutoCAD</i> ■ <i>Расчет строительных конструкций с использованием SCAD Office</i>	■ <i>Основные понятия механики жидкости и газа</i> ■ <i>Системы вентиляции и кондиционирования. Проектирование, монтаж и эксплуатация</i> ■ <i>Системы отопления. Проектирование, монтаж и эксплуатация</i> ■ <i>Системы водоснабжения и водоотведения. Проектирование, монтаж и эксплуатация</i> ■ <i>Проектирование и монтаж систем электроснабжения</i> ■ <i>Проектирование инженерных сетей и систем с использованием современных программных продуктов</i>

