

ISSN 1996-8159

ПБ
С
3'2015

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ





Вітаємо із 70-річчям

АДРІАНОВА

Володимира Павловича

**знаного фахівця в галузі монтажних і спеціальних будівельних робіт,
віце-президента Академії будівництва України,
заступника Генерального директора
ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського»,
головного редактора журналу
«Промислове будівництво та інженерні споруди»**

За роки трудової діяльності у системі Мінмонтажспецбуду України Володимир Павлович Адріанов брав безпосередню участь у будівництві та модернізації багатьох об'єктів промисловості, соціального призначення, а також складних інженерних споруд.

Набутий досвід та фахова підготовка Володимира Павловича сприяли реалізації у вітчизняне монтажне виробництво значної кількості прогресивних будівельних технологій – новітніх засобів механізації, конструкцій та виробів будівельного призначення.

Вагомий авторитет Адріанова В.П. серед будівельної спільноти допомагає йому результативно працювати на громадських засадах в Академії будівництва України, Комітеті з державних премій України в галузі науки і техніки, НТР Мінрегіону України.

У теперішній час Володимир Павлович є заступником Генерального директора ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» та заступником голови ТК 301 «Металобудівництво». Він очолює важливий напрямок роботи із проведення технічної політики у галузі проектування, виробництва та монтажу будівельних металевих конструкцій та розроблення сучасної нормативної бази.

В.П. Адріанов – непересічна особистість, якій притаманні велика енергія, ерудиція, доброзичливість, оптимізм, вміння підтримати та порадити, людина, шанована як колегами, так і усіма, з ким йому доводилося спілкуватися і співпрацювати.

**Вітаючи Володимира Павловича Адріанова з ювілеєм,
щиро зичимо йому доброго здоров'я, благополуччя
та подальших успіхів у професійній діяльності.**

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

**ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ
СТАПЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ
ІМ. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»**

Свідectво про державну реєстрацію
КВ № 17750-6600 ПР від 07.04.2011 р.

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.
Беркута А.В., к.е.н.
Голоднов О.І., д.т.н., проф.
Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.
Гордєєв В.М., д.т.н., проф.
Гуляєв В.І., д.т.н., проф.
Єгоров Є.А., д.т.н., проф.
Кваша В.Г., д.т.н., проф.
Корольов В.П., д.т.н., проф.
Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.
Лобанов Л.М., академік НАНУ,
д.т.н., проф.
Мушанов В.П., д.т.н., проф.
Оглобля О.І., д.т.н., проф.
Пасечнюк В.Л.
Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.
Стойанов В.В., д.т.н., проф.
Шимановський О.В., член-кор. НАНУ,
д.т.н., проф.

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА на 2014 — 2015 роки

Абель Д., д.т.н., проф.	(США)
Агош З., д.т.н., проф.	(Словаччина)
Белоев М., к.т.н.	(Болгарія)
Грінченко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф.	(Україна)
Зюлко Є., д.т.н., проф.	(Польща)
Кавагучі М., д.т.н., проф.	(Японія)
Каравайченко М.Г., д.т.н., проф.	(Росія)
Като Ш., д.т.н., проф.	(Японія)
Кульбах В., академік НАНЕ, д.т.н., проф.	(Естонія)
Лан Т., д.т.н., проф.	(Китай)
Назаров Ю.П., д.т.н., проф.	(Росія)
Новак А., д.т.н., проф.	(США)
Розерт Х., д.т.н., проф.	(Німеччина)
Сидорович Є.М., д.т.н., проф.	(Білорусь)
Спарлінг Б., д.т.н., проф.	(Канада)
Трошенко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф.	(Україна)
Тулебаєв К.Р., д.т.н.	(Казахстан)
Янковяк Р., д.т.н., проф.	(Польща)



3'2015

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

РЕКОНСТРУКЦІЯ

Д.Ф. Гончаренко, О.В. Старкова, Ю.В. Булгаков, А.А. Гармаш
МЕТОДЫ ВОССТАНОВЛЕНИЯ РАЗРУШЕННОГО КОЛЛЕКТОРА В г. ХАРЬКОВЕ. 2

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

С.В. Поздєєв, Ю.А. Отрош, А.М. Омельченко, І.Г. Федченко
АДЕКВАТНІСТЬ РЕЗУЛЬТАТІВ ІНТЕРПОЛЯЦІЇ
ТЕМПЕРАТУРНОГО РОЗПОДІЛУ У ЗАЛІЗОБЕТОННОМУ РИГЕЛІ
ЗА ДАНИМИ ЙОГО ВИПРОБУВАНЬ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ 11

Т.І. Матченко, Л.Б. Шаміс
РОЗРАХУНОК НА СТІЙКІСТЬ ДО СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВІВ
ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ, БУДІВЕЛЬ І СПОРУД, ЩО ЕКСПЛУАТУЮТЬСЯ 17

Я.С. Гук
ОБЧИСЛЕННЯ АТМОСФЕРНИХ ОПАДІВ ДЛЯ МЕТЕОСТАНЦІЙ ПОЖЕЖЕВСЬКА
І г. ГОВЕРЛА. РАЙОНУВАННЯ ТЕРИТОРІЇ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ
ЗА СУМОЮ РІЧНИХ АТМОСФЕРНИХ ОПАДІВ 24

НОРМАТИВНА БАЗА

В.З. Клименко
ТРАНСФОРМАЦИЯ МЕТОДА РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ
ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ 33

АРХІТЕКТУРА

О.Я. Костенко, С.В. Сьомка
СУЧАСНА ЕСТЕТИКА ФАСАДІВ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ 39

ТЕХНІЧНА ІНФОРМАЦІЯ

Е.И. Гезенцев
ОБЕСПЕЧЕНИЕ БЕЗОПАСНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ НАРУЖНЫХ ЛЕСТНИЦ
БОЛЬШОЙ ВЫСОТЫ В ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЯХ 44

ЮВІЛЕЙНІ ДАТУ

БЕРКУТА АНАТОЛІЙ ВСЕВОЛОДОВИЧ (до 70-річчя від дня народження) 47

Постановою президії ВАК України від 18.11.2009 р. № 1-05/5 журнал внесено
до переліку наукових фахових видань із технічних наук

МЕТОДЫ ВОССТАНОВЛЕНИЯ РАЗРУШЕННОГО КОЛЛЕКТОРА В г. ХАРЬКОВЕ

Обеспечение надежной и безаварийной работы систем водоотведения – одна из важнейших задач, стоящих перед коммунальными службами городов [1].

Исследование причин возникновения аварий на коллекторах позволило обобщить их с определением ранга причины и доли аварий, к которой она приводит (табл. 1).

Таблица 1

Причины возникновения аварий
на канализационных сетях

Ранг причины	Причины разрушений	Доля аварий, %
1	Коррозия свода	24
2	Истирание лотка	22
3	Разрушение колодцев	21
4	Разрушение тела труб (извне)	18
5	Разрушение стыкового соединения	15
Итого:		100

Как известно, большая часть канализационных трубопроводов и тоннельных коллекторов в промышленных центрах Украины, в т.ч. в Харькове, построена из бетона и железобетона и эксплуатируется уже более полувека [2]. Главной причиной их разрушения является внешняя и внутренняя коррозия [3].

В процессе эксплуатации железобетонные коллекторы подвергаются агрессивному воздействию как снаружи (от грунтовых вод), так и внутри (от транспортируемых вод). Результаты исследований свидетельствуют о том, что разрушение труб под действием грунтовых вод и грунтов составляет около 10 % всех случаев коррозионного повреждения.

При проектировании канализационных тоннельных коллекторов необходимо особое внимание обращать на контроль наличия коррозии и состав транспортируемых сточных вод, а также на обеспечение качественного обслуживания канализационных сетей. В любом случае в проекте должны быть предусмотрены меры по предотвращению образования сероводорода в канализационном тоннельном коллекторе [3].



Д.Ф. Гончаренко

проректор по научно-педагогической работе Харьковского национального университета строительства и архитектуры, профессор, д.т.н.



О.В. Старкова

доцент кафедры экономической кибернетики и информационных технологий Харьковского национального университета строительства и архитектуры, к.т.н.



Ю.В. Булгаков

аспирант Харьковского национального университета строительства и архитектуры



А.А. Гармаш

председатель правления ПАО «Южспецатомэнергомонтаж», г. Харьков

Примеры разрушений сводовой части канализационных тоннельных коллекторов Харькова приведены на рис. 1, 2.

Ремонт и восстановление поврежденных канализационных коллекторов производится открытым или закрытым способом [4, 5]. Открытый способ имеет значительные преимущества, если глубина залегания сети незначительна и имеются сильные локальные повреждения большого количества подсоединенных каналов. При этом обеспечиваются надлежащее качество и долговечность стыковых соединений [4].

Закрытый способ ремонта сетей водоотведения позволяет избежать недостатков, характерных для открытого способа. Это, прежде всего, неограничение или незначительное ограничение движения транспорта [5].

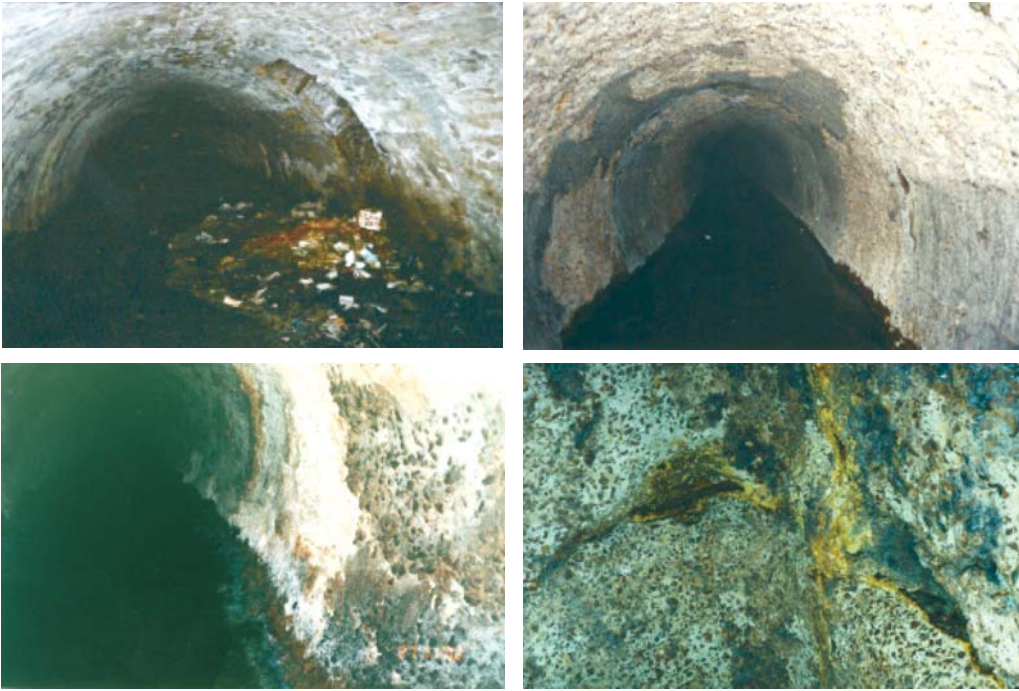


Рис. 1.
Внутренняя поверхность
канализационных тоннельных
коллекторов,
разрушенная коррозией



Рис. 2.
Разрушение обделки
и тюбинга канализационных
тоннельных коллекторов
в результате воздействия
коррозии



Рис. 3. Короткие полиэтиленовые трубы $\varnothing 1200$ мм
для введения по методу «Inliner» в коллектор $\varnothing 1500$ мм



Рис. 4. Подача трубы во временную шахту

Большой эффект достигается при использовании метода вставок с применением коротких труб из полимерных материалов [6–8].

Таким методом был осуществлен ремонт и восстановлен канализационный коллектор $\varnothing 1500$ мм по ул. Южной в Харькове (рис. 3).



Рис. 5. Введение трубы в разрушенный трубопровод



Рис. 6. Сварка коротких труб



Рис. 7. Первичная стадия проседания грунта в зоне повреждения коллектора



Рис. 8. Обрушения в зоне повреждения коллектора после засыпки грунтом первичного проседания грунта

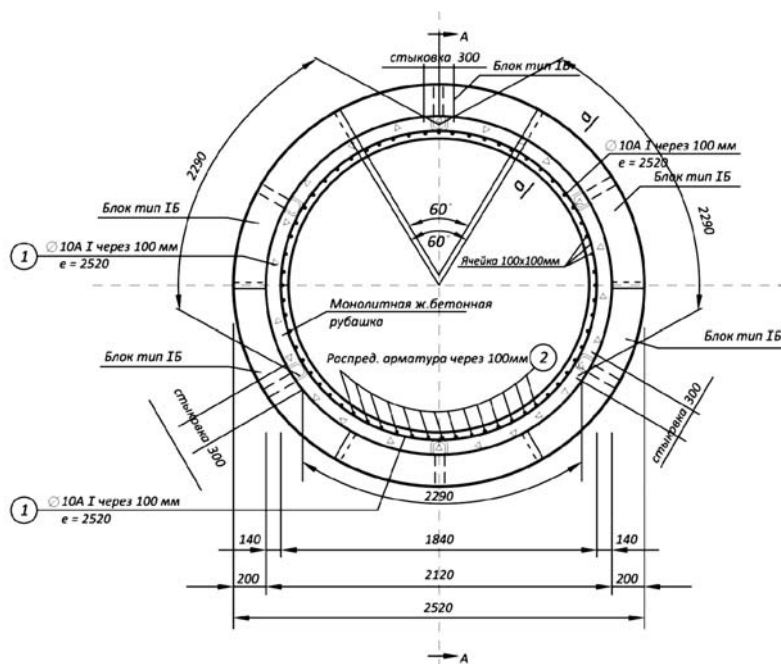


Рис. 9. Поперечное сечение коллектора

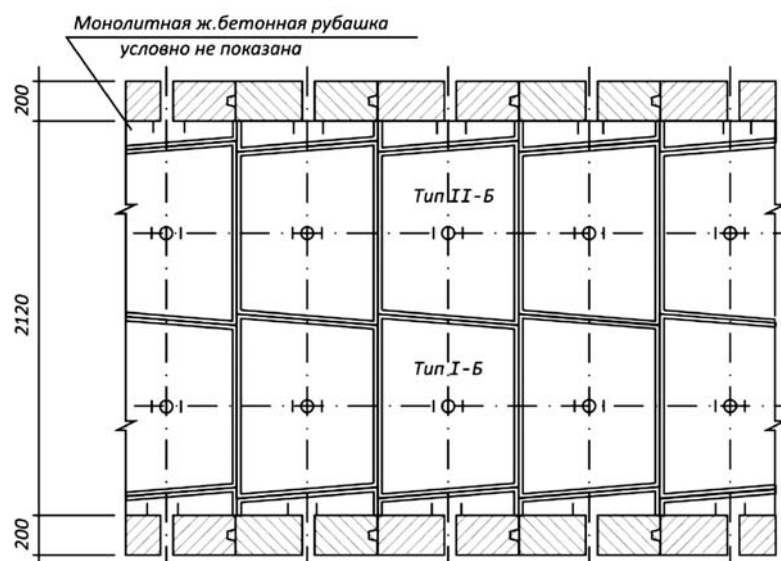


Рис. 10. Продольный разрез коллектора

Через стартовые котлованы производилось опускание в существующий коллектор модулей (рис. 4, 5), скручивание их между собой с помощью резьбы и последующее обваривание экструзионной сваркой (рис. 6).

По мере наращивания плетя протаскивалась внутрь коллектора. С помощью крана и петлевого соединения осуществлялось проворачивание нового трубопровода для сваривания стыков, что не представляло сложности ввиду наличия в существующем коллекторе воды. Протаскивание выполнялось от стартовой шахты к целевой, на которой было заранее установлено втягивающее оборудование [8].

После окончания протягивания и сварки модулей межтрубное пространство инъектировалось цементно-песчаным раствором.

На последнем этапе выполнялся демонтаж стальных и деревянных креплений в котлованах с обратной засыпкой и благоустройством территории.

В декабре 2014 г. произошло обрушение разгрузочного коллектора ХТЗ вблизи шахты № 4 в Харькове. На поверхности, в районе прохождения коллектора, была обнаружена просадка грунта глубиной до 11 м на расстоянии 6–8 м по направлению к шахте № 8 (рис. 7, 8).

Коллектор был построен методом щитовой проходки в 1969 г., глубина его залегания составляла порядка 14 м. Конструктивное решение данного коллектора показано на рис. 9.

Из анализа проектной документации следует, что основным конструктивом коллектора являются сборные железобетонные тубинги размером 1370×770×200 мм и 1210×770×200 мм. Армированные тубинги изготовлены в завод-

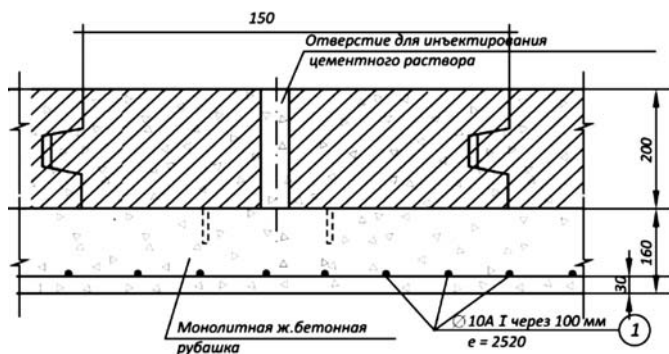


Рис. 11. Схема стыковки тубингов с устройством внутренней армированной обделки

ских условиях из бетона марки 300. На рис. 10 они маркируются как блоки типа I-Б и II-Б.

Коллектор имеет внутреннюю обделку толщиной 160 мм из бетона марки 200. Имеющаяся проектная документация не дает возможности установить, какая в проекте была заложена водонепроницаемость конструкций коллектора.

Железобетонные блоки изготавливались в соответствии с чертежами Спецшахтподзем-строя. Объем блока составляет порядка 0,183 м³ при весе 455 кг. К монтажным петлям блока в дальнейшем приваривалась арматурная сетка обделки коллектора (рис. 11).

При вводе в эксплуатацию внутренний диаметр коллектора составлял 1840 мм, наружный – 2520 мм. Отверстия в тубингах служили для инъектирования заблочного пространства цементно-песчаным раствором.

Вследствие действия коррозионных процессов обделка коллектора вблизи шахтного ствола полностью пришла в негодность. На дне коллектора обнаружены крупные обломки обрушенного блока, а также грунтовые отложения, попавшие туда из надколлекторного пространства после падения блока, что препятствовало транспортированию сточных вод.

Принимая во внимание, что общая протяженность коллектора между шахтами равна 440 м, были рассмотрены несколько вариантов его восстановления с учетом степени разрушения конструкций как обделки, так и основных несущих блоков крепи [6, 7, 12], в зависимости от основных требований к применяемым способам и выбранным конструктивам (табл. 2).

Таблица 2

Способы восстановления работоспособности коллекторов

Способ	Основные требования			
	санация с целью защиты от коррозии	применение для усиления конструкций крепи	максимальный диаметр после восстановления	применение на участках с высокими (более 4 м/с) скоростями течения стоков
Санация полиэтиленовыми трубами с последующим заполнением межтрубного пространства бетоном	+	±	—	—
Санация стеклопластиковыми трубами с последующим заполнением межтрубного пространства бетоном	+	±	—	±
Внутренняя обделка из торкрет-фибробетона и торкрет-бетона, армированного стеклопластиковой арматурой	+	+	+	+
Условные обозначения: + способ используется и эффективен; ± ограниченное применение способа; — способ не используется или неэффективен				

При использовании метода вставок рассматриваются два варианта труб (рис. 12). Один из них – полиэтиленовые трубы ПЭ 100 типа SPIRO длиной 3 м [8, 11, 12].

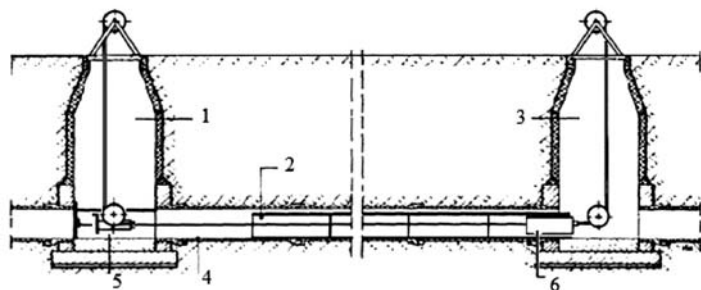


Рис. 12. Монтаж нового трубопровода без растягивающих усилий:

1 – целевая шахта; 2 – новые трубы; 3 – стартовая шахта; 4 – поврежденный трубопровод; 5 – фиксация трубопровода; 6 – вводимая труба

Предварительный гидротехнический расчет показал, что для этих целей возможно использовать трубы с внутренним диаметром 1600 мм при наружном диаметре 1732 мм.

С учетом сложной конструкции шахты № 4 и обвала тубинга на расстоянии 3,5 м от стены было принято решение об устройстве дополнительной вертикальной крепи размерами в плане 4 × 4,5 м над обрушившимся тубингом. В дальнейшем это позволит:

- перекрыть транспортировку сточных вод через коллектор непосредственно в его выходе из шахты;
- организовать перекачку сточных вод из шахты по поверхности в другой коллектор или шахту;

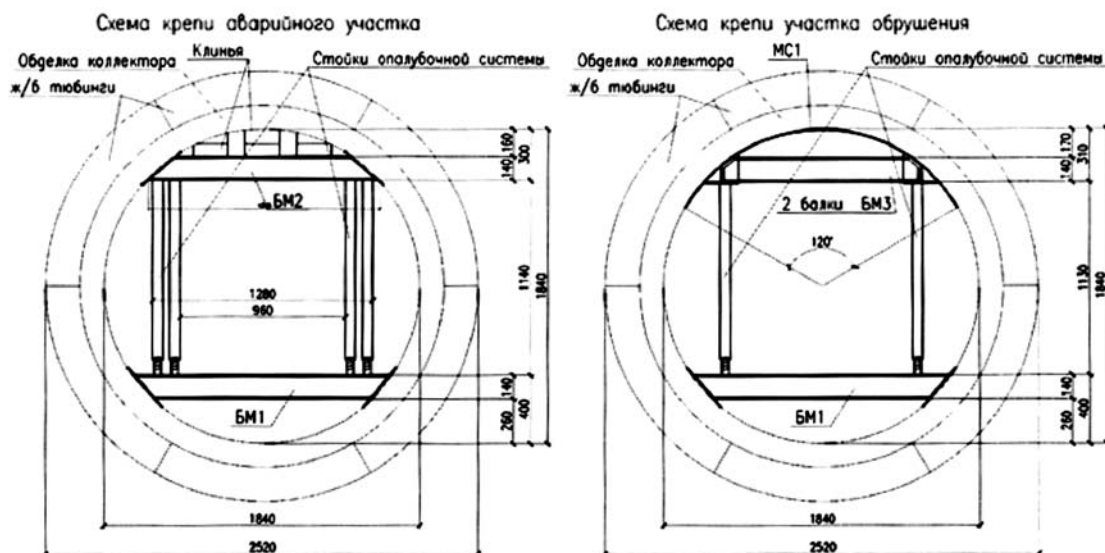


Рис. 13. Проектное решение закрепления свода



Рис. 14. Состояние конструкций тоннельного коллектора



Рис. 15. Труба SPIRO Ø1600 мм

- при помощи устроенной вертикальной крепи осуществлять подачу в коллектор коротких труб, а также трубопровода для инъектирования межтрубного пространства;
- после завершения работ выполнить устройство монолитной плиты вместо обрушившихся и демонтированных тубингов.

До начала восстановления коллектора были выполнены работы по временному закреплению его свода в месте обрушения тубинга (рис. 13, 14).

После устройства вертикальной крепи конструкция, показанная на рис. 14, удаляется и дополнительно демонтируются несколько тубингов, что позволяет обустроить доступ в коллектор.

Согласно разработанной технологии полиэтиленовые трубы длиной 3 м (рис. 15) соединяются или в шахте № 4, или в коллекторе под временной крепью. Лебедка для протягивания плети устанавливается над шахтой № 8. Плеть протягивается по мере ее наращивания.

Необходимо отметить, что при использовании этого метода растягивающих усилий между новыми трубами не возникает. Тяговый канат, находящийся внутри нового трубопровода, крепят к опорной траверсе, а ее – к торцу каждой вновь устанавливаемой для наращивания трубы. Поскольку трубы работают только на сжатие, испытывать их на растягивающее усилие нет необходимости. Протягивание осуществляется с помощью лебедки. Недостатком метода является то, что в процессе протягивания может произойти перекашивание труб, их смещение, образование трещин. Вероятность этого возрастает, если наружная поверхность восстанавливаемой трубы неровная. В таких случаях проводят дополнительные мероприятия: на внутренней трубе устанавливают специальные фиксаторы или передвижные транспортные зажимы со скользящими полозьями либо роликами [1, 4, 12].

Интересен метод восстановления коллектора с использованием стеклопластиковых труб с внутренним диаметром 1600 мм. Внешний максимальный диаметр с учетом наружного диаметра муфты составляет 1705 мм. При монтаже таких труб особое внимание необходимо уделять их стыковке.

Для восстановления рассматриваемого участка сети возможен вариант наращивания труб в

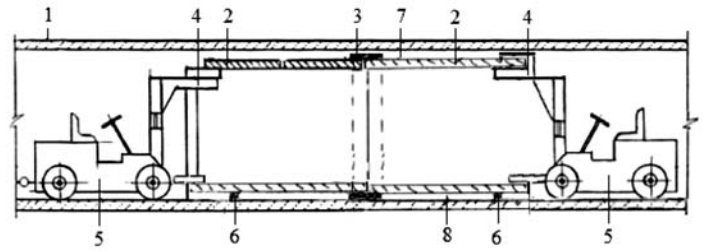


Рис. 16. Транспортировка и установка стеклопластиковых труб внутри коллектора:

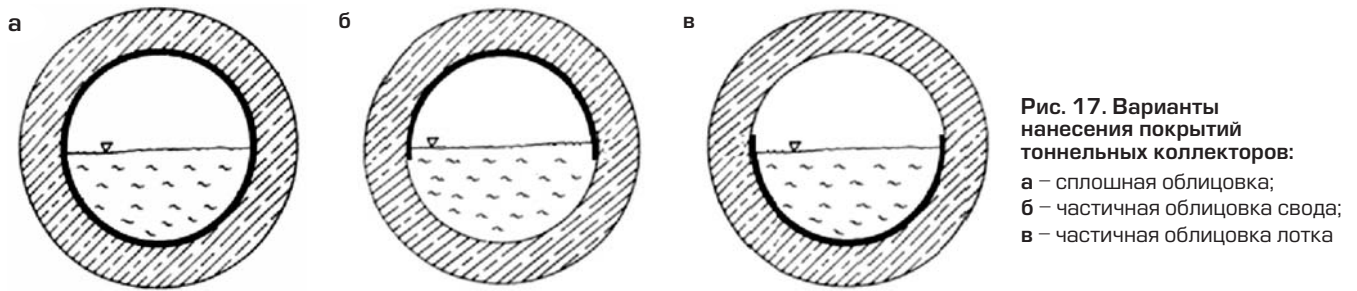
1 – коллектор; 2 – стеклопластиковая труба; 3 – соединительная муфта; 4 – захваты для строповки трубы; 5 – электрокары; 6 – подкладка для временного крепления труб; 7 – межтрубный зазор в сводовой части; 8 – межтрубный зазор в лотковой части

двух направлениях, начиная от центра участка коллектора. В этом случае подача труб осуществляется с помощью электрокара (рис. 16) или специальных тележек. Соединение выполняется с помощью муфт.

Трубу необходимо вставлять в муфту до касания трубой стопора муфты. В случае труб больших диаметров, что имеет место в данном случае, после их установки внутрь может войти специалист и проверить сопряжение стопора и трубы. Однако в случае труб меньших диаметров для проверки сопряжения трубы и стопора должны применяться другие методы. При этом на трубе отмечается расстояние от внешнего края муфты до стопора. Трубу проталкивают внутрь муфты до достижения отмеченным участком конца муфты.

Если разрушение обделки коллектора незначительно, эффективным является метод восстановления путем нанесения покрытий с использованием различных материалов. При выборе тех или иных методов нанесения покрытий в каждом конкретном случае необходим тщательный анализ состояния коллектора, в т.ч. наличие на конструкциях влаги, химический состав грунтовых вод, возможность тщательной очистки стен от продуктов коррозии.

Методы нанесения покрытий закрытого (замкнутого) слоя на внутренние стены используются для восстановления или повышения сопротивления физическим, биологическим, химическим и биохимическим воздействиям изнутри, для устранения новых образований инкрустаций, для восстановления и/или повышения статической несущей способности и водонепроницаемости коллекторов [4]. Покрытие может наноситься как по всей поверхности, так и частично, по лотковой или сводовой части коллектора (рис. 17).



Исследования поверхности в обрушенном разгрузочном коллекторе ХТЗ вблизи шахты № 4 в Харькове [12, 13] показали, что при строительстве коллектора обделка была запроектирована из бетона марки 200, что не соответствует требованиям ДБН В.2.5-75:2013 «Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування».

Принимая во внимание тот факт, что в рассматриваемом коллекторе разрушению была подвергнута сводовая часть, был выбран вариант частичной облицовки свода (рис. 17, б) из бетона класса С25/30 (марка М400). Рабочая кольцевая арматура композитная стеклопластиковая периодического профиля $\varnothing 8$ мм, с временным сопротивлением на разрыв $\sigma_c = 520$ МПа. Расчетное сопротивление стеклопластиковой арматуры $R_s = 520/1,4 = 370$ МПа, что эквивалентно по прочностным характеристикам классу стальной арматуры А400С. Защитный слой $a = 3$ см. Шаг арматуры 100 мм. Расчет произведен на

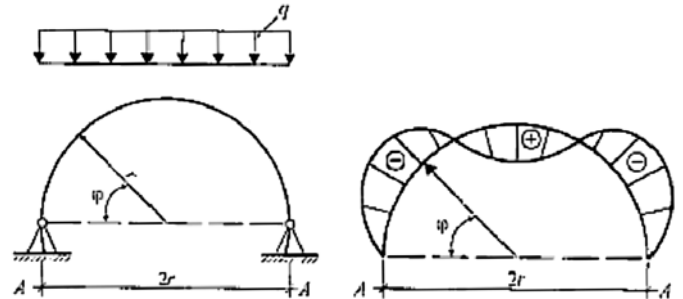


Рис. 18. Расчетная схема обделки коллектора от вертикальной нагрузки. Эпюра моментов от вертикальной нагрузки

один метр длины коллектора.

Нагрузки на монолитную железобетонную обделку коллектора состоят из собственного веса обделки и технологической нагрузки $p = 50$ кг/м². Расчетная схема монолитной железобетонной обделки приведена на рис. 18.

Статический расчет выполнен с помощью ПК ЛИРА, версия 9.6. Расчетная схема обделки с нагрузками приведена на рис. 19, 20.

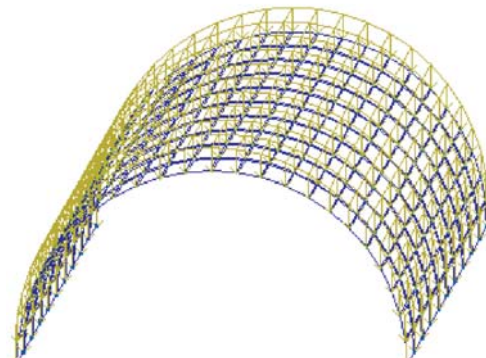
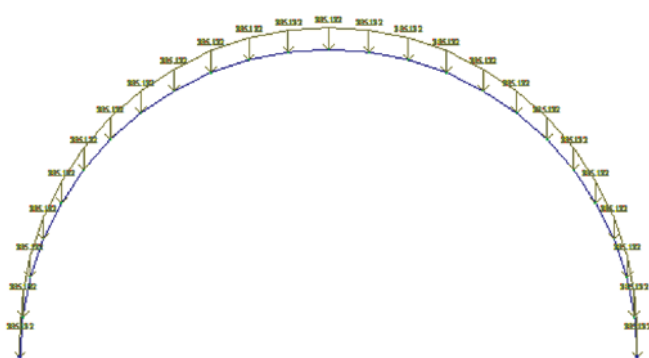


Рис. 19. Схема приложения нагрузки от собственного веса монолитной железобетонной обделки

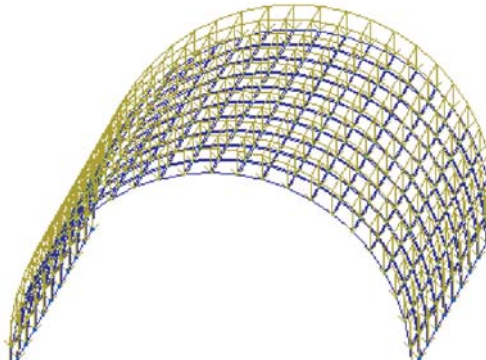
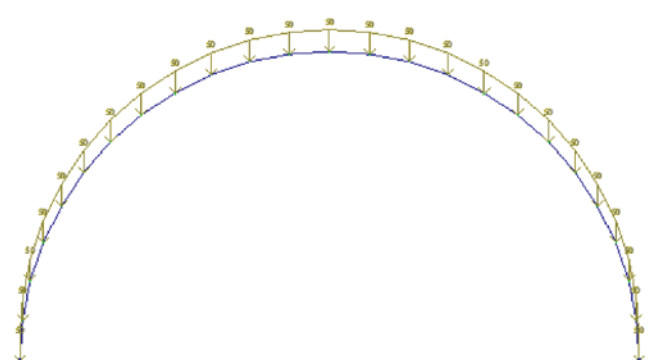


Рис. 20. Схема приложения технологической нагрузки

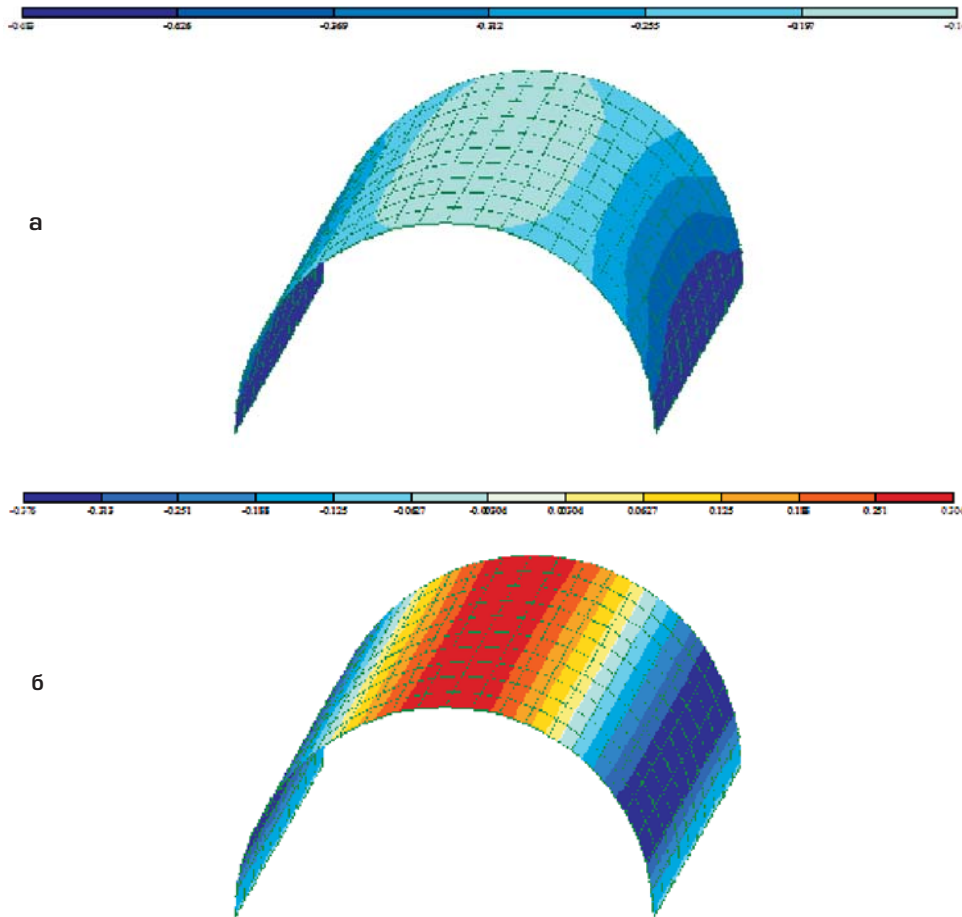


Рис. 21. Результаты статического расчета монолитной железобетонной обделки:
а – изополю нормальных напряжений N_x ; б – изополю изгибающих моментов M_x

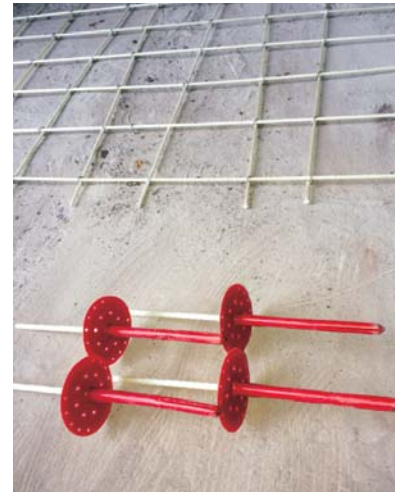


Рис. 23. Сетка из стеклопластиковой арматуры и анкеры для крепления к сводовой части коллектора



Рис. 24. Армирование стеклопластиковой арматурой сводовой части коллектора

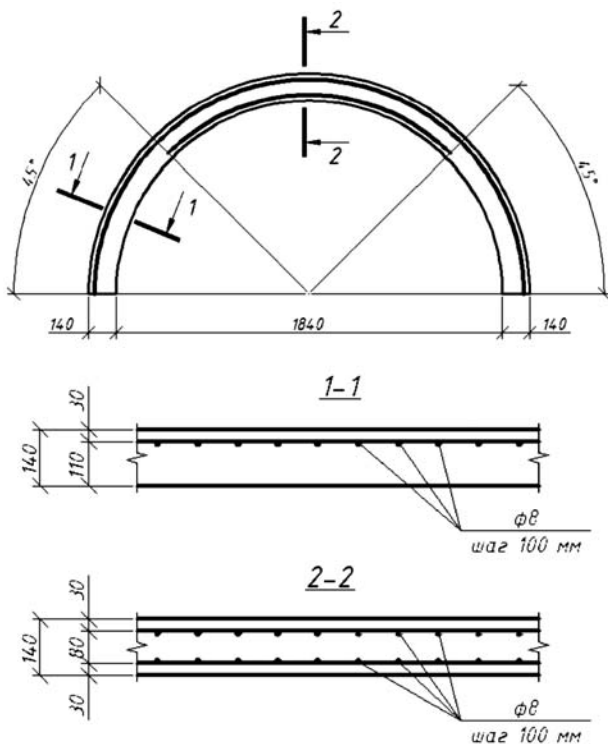


Рис. 22. Схема армирования монолитной железобетонной обделки

Результаты статического расчета показаны на рис. 21.

Расчетные усилия приняты следующими:
 $N = 0,68 \text{ т}$; $M = -0,04 \text{ т·м/м}$; $M = 0,03 \text{ т·м/м}$.

На действие расчетных и нормативных усилий выполняется проверка несущей способности по прочности и трещиностойкости прямоугольного сечения обделки $14 \times 100 \text{ см}$ на внецентренное сжатие.

В соответствии с эпюрой изгибающих моментов принята схема армирования, приведенная на рис. 22.

Проверка несущей способности железобетонных сечений (с одиночным армированием – сечение 1-1 и двойным симметричным армированием – сечение 2-2) обделки выполнена в программе-сателлите SCAD «Арбат».

Крепление арматурной сетки к поверхности коллектора после ее очистки от продуктов коррозии показано на рис. 23, 24.

Выводы.

Рассмотрены следующие методы ремонта коллектора: метод вставок с использованием полиэтиленовых труб SPIRO и труб из стеклопластика, а также метод восстановления сводовой части коллектора путем армирования разрушенной обделки композитной арматурой из стеклопластика и нанесения на неё торкрет-фибробетона. Для данного метода могут рассматриваться варианты с использованием полиакриловой, углеродистой и полипропиленовой

фибры. Стеклопластиковая арматурная сетка с ячейками 100×100 мм крепится к сохранившимся конструкциям обделки или блокам коллектора с помощью анкеров, изготовленных из композитных материалов. Элемент сетки удерживается на своде при помощи анкеров.

После оценки стоимостных показателей вариантов ремонта сделан вывод, что вариант с торкрет-фибробетонированием дешевле по сравнению с другими, рассматриваемыми в данном исследовании.

- [1] Stein D. Instandhaltung von Kanalisation. – Ernst&Sohn, 1998 – 941 s.
- [2] Гончаренко Д.Ф. Эксплуатация, ремонт и восстановление сетей водоотведения: монография. – Харьков: Консум, 2008. – 400 с.
- [3] Розенталь Н.К. Коррозия и защита бетонных и железобетонных конструкций сооружений очистки сточных вод // Бетон и железобетон. – М.: Лада, 2011. – Вып. 2. – С. 78–86.
- [4] Stein D. Practical Guideline for the Application of Microtunneling Methods. – Stein & Partner Germany, 2005. – 112 s.
- [5] Гончаренко Д.Ф., Коринько И.В. Ремонт и восстановление канализационных сетей и сооружений. – Харьков: Рубикон, 1999. – 365 с.
- [6] Гончаренко Д.Ф., Бондаренко Д.А., Булгаков Ю.В. Восстановление канализационных трубопроводов методом проталкивания коротких базальтовых труб // Вісник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. – Харків: УкрДАЗТ, 2014. – Вип. 150. – С. 108–115.
- [7] Гончаренко Д.Ф., Забелин С.А., Бондаренко Д.А. Организационно-технологические решения ремонта трубопроводов водоотведения с использованием труб-вкладышей из стеклопластика // Наук. вісник будівництва. – Харків: ХДУБА, ХОТБ АБУ, 2012. – Вип. 69. – С. 80–85.
- [8] Гончаренко Д.Ф., Булгаков Ю.В., Старкова О.В. Организационно-технические решения ремонта и восстановления канализационных коллекторов города Харькова // Вода и экология: проблемы и решения. – СПб.: ЗАО «Водопроект-Гипрокоммунаводоканал Санкт-Петербург», 2014. – Вып. 1 (57). – С. 62–70.
- [9] Гончаренко Д.Ф., Коваленко А.Н., Коваленко А.В., Белецкий И.В. Восстановление канализационного коллектора закрытым способом с применением современных технологий // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наукових праць. – Рівне, 2008. – Вип. 16. – С. 324–329.
- [10] Татаринцева О.С., Зимин Д.Е. Базальтопластик с повышенной тепло- и химической стойкостью // Материалы Международной конференции «Становление современной науки. Химия и химические технологии»: [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://rusnsuka.com/25_NNP_2011/Chimia/5_91641.doc.htm.
- [11] Удыма П.Г. Коррозионностойкие трубопроводы из неметаллических материалов. – М.: Госхимиздат, 1963. – 220 с.
- [12] Булгаков Ю.В. Исследование процесса разрушения конструкций канализационного тоннельного коллектора // Наук. вісник будівництва. – Харків: ХНУБА, ХОТБ АБУ, 2015. – Вип. 5 (79). – С. 79–84.
- [13] Гончаренко Д.Ф., Убийвовк А.В., Бондаренко Д.А., Булгаков Ю.В. Оценка несущей способности крепи канализационного тоннельного коллектора и выбор методов его восстановления // Наук. вісник будівництва. – Харків: ХНУБА, ХОТБ АБУ, 2015. – Вип. 5 (79). – С. 66–71.

Надійшла 14.04.2015 р.

УДК 624.012

АДЕКВАТНІСТЬ РЕЗУЛЬТАТІВ ІНТЕРПОЛЯЦІЇ ТЕМПЕРАТУРНОГО РОЗПОДІЛУ У ЗАЛІЗОБЕТОННОМУ РИГЕЛІ ЗА ДАНИМИ ЙОГО ВИПРОБУВАНЬ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ

Проведені порівняльні розрахунки інтерполяції температурного розподілу у поперечному перерізі залізобетонного ригеля еліптичними та параболічними апроксимуючими залежностями. Наведені температурні розподіли у перерізі залізобетонного ригеля 300×150 з важкого бетону у різні моменти часу при дії «стандартної» пожежі за двома розробленими способами. Проведено порівняння результатів розрахунку.

Comparative calculations interpolation of the temperature distribution in the cross section of reinforced concrete bolts elliptic and parabolic approximating dependencies. Shows the temperature distribution in the cross section of reinforced concrete bolts 300×150 of heavy concrete at different times under the influence of the «standard» fire in two ways developed. Shows a comparison of the calculated results.

Ключові слова: вогневі випробування, вогнестійкість, інтерполяція, залізобетонний ригель, еліптичні залежності, параболічні залежності, апроксимуючі залежності, адекватність.

Експериментальні дані щодо вимірювань температури у внутрішніх шарах залізобетонних ригелів під час їх вогневих випробувань [1–4] є дуже обмеженими. Під час проведення таких вимірювань схема розташування контрольних точок обґрунтована недостатньо і не може бути використана для проведення апроксимації температурного поля у перерізі. Існуючі побудови температурних полів по перерізах залізобетонних ригелів виконані схематично і не містять точних даних температур, оскільки це здійснити експериментальним шляхом дуже важко. Тому для розв'язання поставлених задач щодо розроблення математичного апарату для інтерполяції температурних розподілів у перерізах залізобетонних ригелів і балок необхідно залучити температурні дані, отримані за теоретичним підходом розрахунковим методом. Для цього можна використати рівняння нестационарної теплопровідності з граничними умовами III роду.

Метою роботи є розроблення та практичне застосування на основі характеру розподілу температури апроксимаційних функціоналів, що дозволять відтворювати значення температури у різні моменти часу з використанням температур у контрольних точках перерізу залізобетонних ригелів або балок.

Для апроксимації температурних розподілів, що наведені у роботах [1–4], запропонований підхід, який має такий загальний вигляд:

$$T_{k,i} = T_{0k} + (T_{\max k} - T_{0k}) \left[\frac{i}{n} \right]^{Q_k}, \quad (1)$$

де $T_{k,i}$ – температура i -ї точки перерізу у k -й момент часу; T_{0k} , $T_{\max k}$ – температура першої та



С.В. Поздєєв

начальник кафедри будівельних конструкцій Черкаського інституту пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного університету цивільного захисту України, д.т.н., професор



Ю.А. Отрош

доцент кафедри будівельних конструкцій Черкаського інституту пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного університету цивільного захисту України, к.т.н., доцент



А.М. Омельченко

пошукач Черкаського інституту пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного університету цивільного захисту України



І.Г. Федченко

пошукач Черкаського інституту пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного університету цивільного захисту України

останньої точок у k -й момент часу; n – кількість інтервалів між контрольними точками.

Був розроблений алгоритм визначення температури у вузлових точках поперечного перерізу шляхом інтерполяції температур за температурними показниками у контрольних точках перерізу, блок-схема якого наведена на рис. 1.

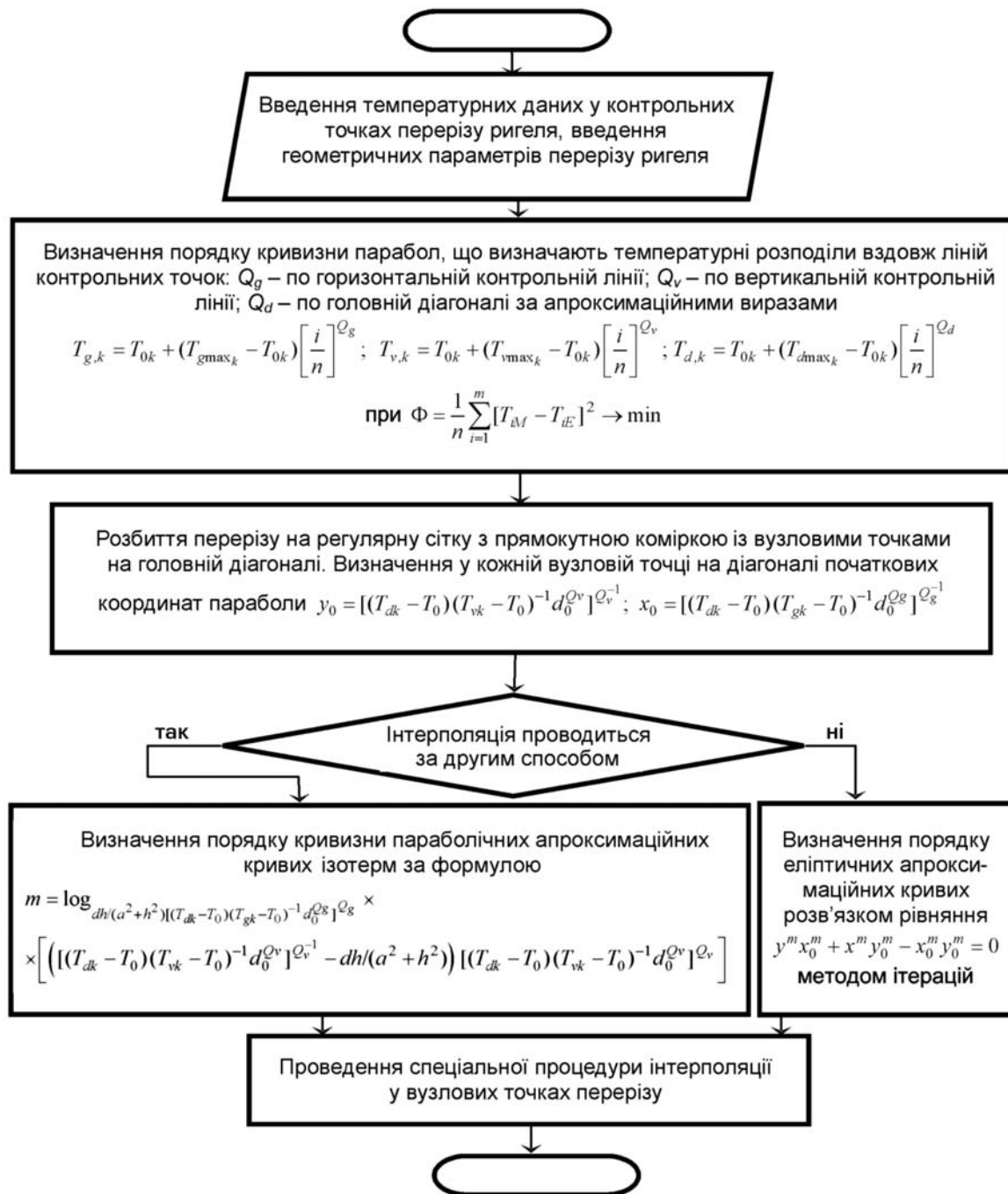


Рис. 1. Блок-схема алгоритму визначення температури у вузлових точках перерізу шляхом інтерполяції температур за температурними показниками у контрольних точках перерізу

Для відпрацювання розроблених алгоритмів проведена інтерполяція температурних розподілів для залізобетонного ригеля 300×150 з важкого бетону на гранітному заповнювачі із використанням результатів розрахунків щодо вирішення прямої задачі теплопровідності у якості початкових даних. Схема розбиття перерізу на вузлові точки, яка відповідає кінцево-різницевої схемі, використаний для чисельного розв'язку рівняння теплопровідності, показана

на рис. 2. На даній схемі також показані контрольні точки, температури в яких використані в якості початкових даних для проведення інтерполяції для половини перерізу ригеля з огляду на його симетрію.

Початкова точка T_{00} вибрана для усунення незначної крайової особливості, що не враховується для спрощення проведення апроксимації.

Графіки температури від часу у контрольних точках наведені на рис. 3.

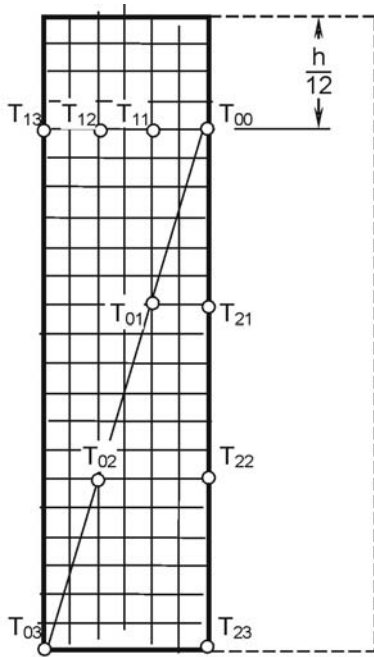


Рис. 2. Схема задання початкових даних для проведення інтерполяції температурного розподілу у перерізі залізобетонного ригеля при його нагріванні за стандартною температурною кривою пожежі

Дані, за якими побудовані графіки температур у контрольних точках, використовуються для проведення інтерполяції. Наведені графіки повністю відповідають процесам, що відбуваються у бетоні при його нагріванні, оскільки вони мають горизонтальну ділянку, яка відповідає випаровуванню вільної вологи у порах бетону.

Із застосуванням вказаних початкових даних та алгоритмів були виконані обчислення. Залежності показників ступеня апроксимаційного функціонала (1) від часу приведені на рис. 4.

Проміжні дані, отримані у результаті розрахунку для інтерполяції за першим способом, наведені у таблиці 1.

Аналізуючи дані таблиці 1, бачимо дві особливості. Початкові координати апроксимаційних кривих виходять за геометричну область перерізу ригеля, а значення ступеня апроксимаційного функціонала ізотерм поступово збільшується від внутрішніх областей до зовнішніх, причому величина показника ступеня є значною. Це означає, що кривизна еліптичних апроксимаційних кривих є сильною. Зазначені особливості повністю відповідають реальній картині розподілу температури у перерізі.

Проміжні дані, отримані у результаті розрахунку для інтерполяції за другим способом, наведені в таблиці 2.

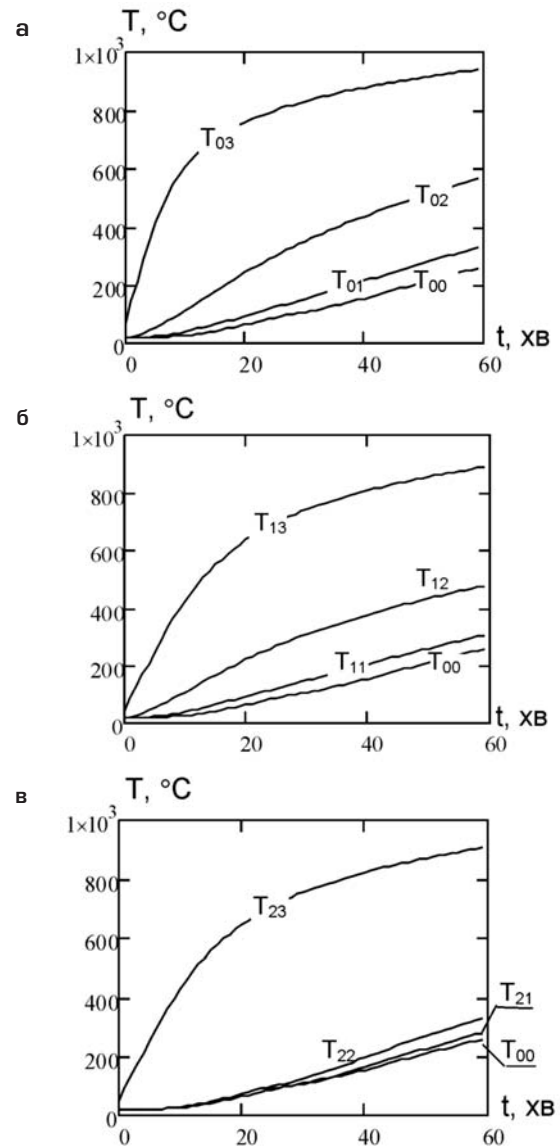


Рис. 3. Температурні режими у контрольних точках за різними контрольними лініями у перерізі ригеля: а – за головною діагоналлю; б – за серединною вертикаллю; в – за горизонталлю

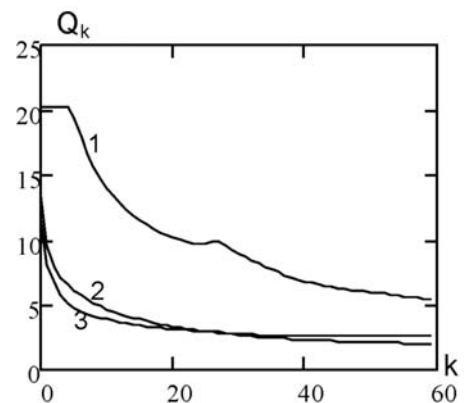


Рис. 4. Залежності показника ступеня апроксимаційного функціонала типу (1) для різних контрольних ліній: 1 – за серединною вертикаллю; 2 – за головною діагоналлю; 3 – за горизонталлю

Таблиця 1

**Основні проміжні дані, отримані під час розрахунку для 30 хв розвитку пожежі
при інтерполяції температурного розподілу у залізобетонному ригелі за першим способом**

Номер вузлової точки головної діагоналі	Початковий параметр по осі, x_0 , м	Початковий параметр по осі, y_0 , м	Довжина відрізка до вузлової по головній діагоналі, d_0 , м	Показник ступеня апроксимаційного функціонала, m	Температура першої ізотерми, T_{0k} , °C	Температура другої ізотерми, T_{0k+1} , °C
1	$3,441 \cdot 10^{-3}$	0,098	$9,977 \cdot 10^{-3}$	1,048	103,129	103,238
2	$6,748 \cdot 10^{-3}$	0,12	0,02	1,333	103,238	103,855
3	0,01	0,135	0,03	1,586	103,855	105,326
4	0,013	0,147	0,04	1,834	105,326	107,948
5	0,016	0,157	0,05	2,085	107,948	111,99
6	0,02	0,166	0,06	2,349	111,99	117,705
7	0,023	0,174	0,07	2,631	117,705	125,332
8	0,026	0,181	0,08	2,936	125,332	135,098
9	0,029	0,187	0,09	3,27	135,098	147,223
10	0,032	0,193	0,1	3,642	147,223	161,918
11	0,035	0,198	0,11	4,059	161,918	179,389
12	0,038	0,204	0,12	4,533	179,389	199,837
13	0,042	0,208	0,13	5,08	199,837	223,456
14	0,045	0,213	0,14	5,72	223,456	250,437
15	0,048	0,217	0,15	6,453	250,437	280,968
16	0,051	0,222	0,16	6,972	280,968	315,231
17	0,054	0,226	0,17	7,298	315,231	353,407
18	0,057	0,23	0,18	7,557	353,407	395,673
19	0,06	0,233	0,19	7,785	395,673	442,203
20	0,063	0,237	0,2	7,996	442,203	493,169
21	0,066	0,24	0,21	8,198	493,169	548,74
22	0,069	0,244	0,22	8,394	548,74	609,083
23	0,072	0,247	0,229	8,585	609,083	674,363
24	0,075	0,25	0,239	8,773	674,363	744,743
25	0,078	0,253	0,249	8,96	744,743	820,384

Таблиця 2

**Основні проміжні дані, отримані під час розрахунку для 30 хв розвитку пожежі
при інтерполяції температурного розподілу у залізобетонному ригелі за другим способом**

Номер вузлової точки головної діагоналі	Початковий параметр по осі, x_0 , м	Початковий параметр по осі, y_0 , м	Довжина відрізка до вузлової по головній діагоналі, d_0 , м	Показник ступеня апроксимаційного функціонала, m	Температура першої ізотерми, T_{0k} , °C	Температура другої ізотерми, T_{0k+1} , °C
1	$3,441 \cdot 10^{-3}$	0,098	$9,977 \cdot 10^{-3}$	0,62	103,129	103,238
2	$6,748 \cdot 10^{-3}$	0,12	0,02	1,17	103,238	103,855
3	0,01	0,135	0,03	1,73	103,855	105,326
5	0,016	0,157	0,05	2,31	107,948	111,99
6	0,02	0,166	0,06	2,92	111,99	117,705
7	0,023	0,174	0,07	3,56	117,705	125,332
8	0,026	0,181	0,08	4,24	125,332	135,098
9	0,029	0,187	0,09	4,96	135,098	147,223
10	0,032	0,193	0,1	5,72	147,223	161,918
11	0,035	0,198	0,11	6,54	161,918	179,389
12	0,038	0,204	0,12	7,41	179,389	199,837
13	0,042	0,208	0,13	8,36	199,837	223,456
14	0,045	0,213	0,14	9,38	223,456	250,437
15	0,048	0,217	0,15	10,49	250,437	280,968
16	0,051	0,222	0,16	11,71	280,968	315,231

Закінчення таблиці 2

Номер вузлової точки головної діагоналі	Початковий параметр по осі, x_0 , м	Початковий параметр по осі, y_0 , м	Довжина відрізка до вузлової по головній діагоналі, d_0 , м	Показник ступеня апроксимаційного функціонала, m	Температура першої ізотерми, T_{0k} , °C	Температура другої ізотерми, T_{0k+1} , °C
17	0,054	0,226	0,17	13,06	315,231	353,407
18	0,057	0,23	0,18	14,57	353,407	395,673
19	0,06	0,233	0,19	16,28	395,673	442,203
20	0,063	0,237	0,2	18,25	442,203	493,169
21	0,066	0,24	0,21	20,58	493,169	548,74
22	0,069	0,244	0,22	23,41	548,74	609,083
23	0,072	0,247	0,229	27,06	609,083	674,363
24	0,075	0,25	0,239	30,2	674,363	744,743
25	0,078	0,253	0,249	30,2	744,743	820,384

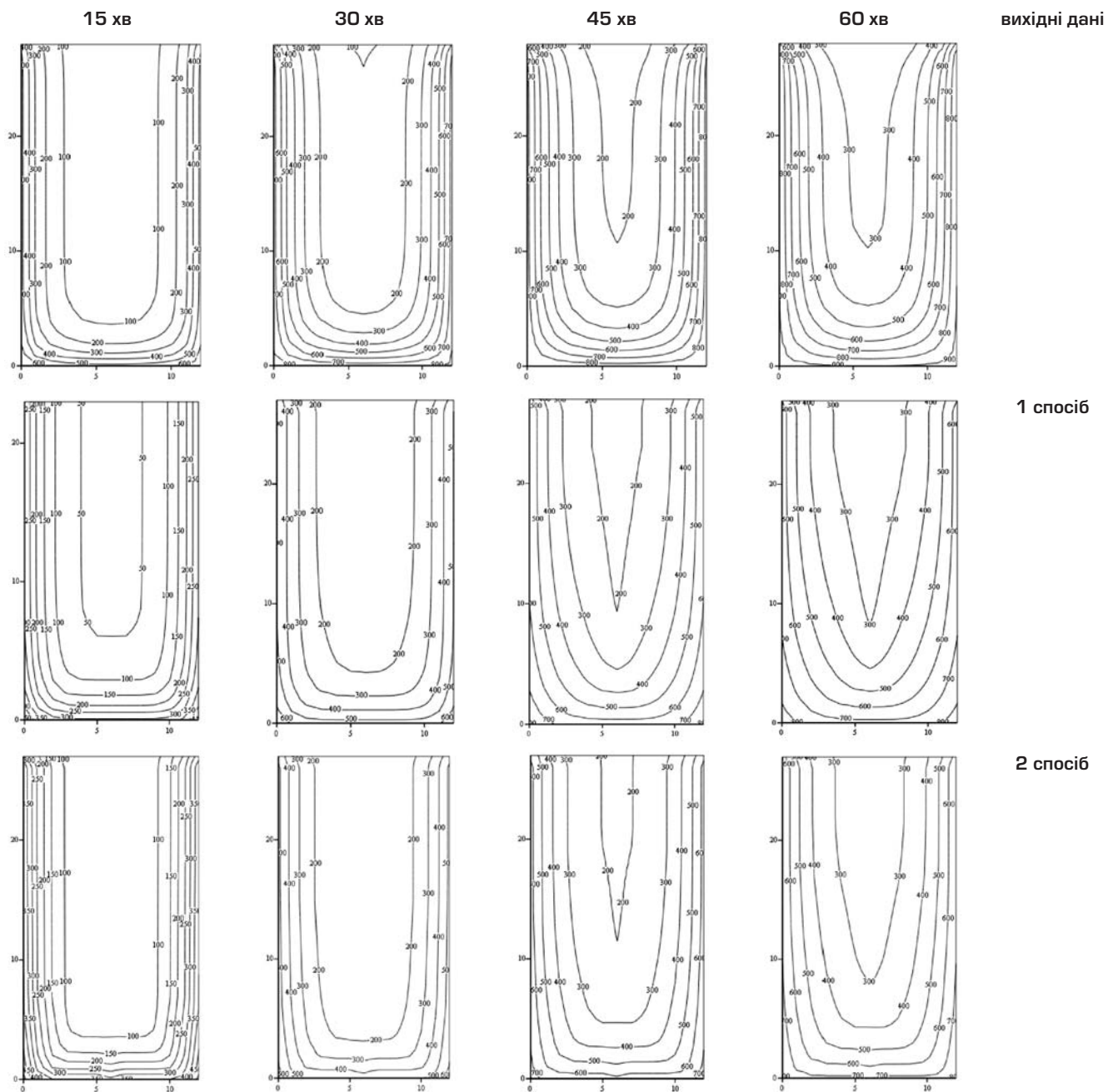


Рис. 5. Температурні розподіли у перерізі залізобетонного ригеля 300×150 з важкого бетону у різні моменти часу дії «стандартної» пожежі, визначені за розробленими способами інтерполяції

Для попередньої оцінки адекватності результатів були побудовані температурні поля у перерізі у вигляді ізоліній (рис. 5).

З поверхонь розподілів температури можна побачити, що інтерполяція, проведена за обома способами, дає майже однакові результати. Можна відмітити помітну розбіжність форм отриманих поверхонь. Ізотерми за результатами, отриманими шляхом інтерполяції, є менш заокругленими ніж ізотерми розподілів, визначених прямим розрахунком. Другий підхід дає більш точне наближення, але поверхні температурних розподілів мають розриви за першою та другою похідними.

Для більш точного аналізу співставимо початкові дані, тобто дані, що отримані при теоретичному підході, і відповідні результати інтерполяції, отримані різними методами. Результати порівняльного аналізу наведені у таблиці 3.

Таблиця 3

Порівняльний аналіз результатів інтерполяції, отриманих різними способами

Спосіб інтерполяції	Максимальне відхилення, °С	Середнє відносне відхилення, %	Середньоквадратичне відхилення, °С
Перший	115	12,8	25,8
Другий	76	8,4	18,9

Дані таблиці 3 свідчать про високу точність методів інтерполяції, однак, найбільш точним є другий спосіб. Усі розроблені способи можна використовувати для проведення наближення температурних розподілів за дискретними вимірюваннями температур у контрольних точках, де встановлюються термопари.

Висновки

1. Виявлені закономірності зміни показників ступеня апроксимуючого функціонала розподілу температур по контрольних лініях у перерізі залізобетонного ригеля у залежності від часу його експонування за стандартним температурним режимом у вогневій печі.

2. Запропоновані два методи інтерполяції температур за даними у дискретних контрольних точках перерізів залізобетонних ригелів, засновані на апроксимації ізотерм у їхніх перерізах за допомогою функціоналів двох типів: еліптичного та параболічного.

3. Запропонований чисельний алгоритм інтерполяції температури у вузлових точках перерізів залізобетонних ригелів за побудованими ізотермами на вузлових точках головної діагоналі їх перерізів.

4. Показана висока ефективність запропонованого підходу до інтерполяції температурного розподілу у перерізі залізобетонного ригеля за результатами вимірювання температури у контрольних точках, оскільки найбільше значення похибки результатів інтерполяції за першим способом становить не більше 17 %, а за другим не більше 11 %.

5. Виявлено, що найбільшу точність має другий розроблений спосіб інтерполяції температурного розподілу у перерізі залізобетонного ригеля за результатами вимірювання температури у контрольних точках, оскільки його похибка менша за перший спосіб на 6 %.

[1] Мосалков И.Л. Огнестойкость строительных конструкций / Мосалков И.Л., Плюснина Г.Ф., Фролов А.Ю. – М.: ЗАО «СПЕЦТЕХНИКА», 2001. – 496 с.

[2] Яковлев А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1988. – 144 с.

[3] Бартелими Б. Огнестойкость строительных конструкций / Бартелими Б., Крюппа Ж. – М.: Стройиздат, 1985. – 216 с.

[4] Милованов А.Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций / Милованов А.Ф. – М.: Стройиздат, 1986. – 224 с.

[5] Словінський В.К. Удосконалення методу випробувань на вогнестійкість залізобетонних колон. автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 21.06.02 «Пожежна безпека» / В.К. Словінський. – Черкаси, 2014. – 22 с.

Надійшла 27.02.2015 р.

УДК 550.341

РОЗРАХУНОК НА СТІЙКІСТЬ ДО СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВІВ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ, БУДІВЕЛЬ І СПОРУД, ЩО ЕКСПЛУАТУЮТЬСЯ

Запропоновані співвідношення, які дозволяють виконувати розрахунок на стійкість до сейсмічних впливів пальових фундаментів споруд, що перебувають в експлуатації. Враховується груповий ефект, залишковий ресурс споруди, накопичені пошкодження основи і матеріалу паль.

A relation that allows to perform the analysis of pile foundations of structures that are in ekspluatatsy resistance to seismic loads. Accounted grupovoy effect, residual life structures, damage accumulation base and material piles.

Ключові слова: пальові фундаменти, сейсміка, ресурс.

Згідно з п. 8.5.6.22 Зміни 1 ДБН В.2.1-10 [1] пальові фундаменти будівель і споруд з урахуванням сейсмічних впливів повинні розраховуватися на особливе сполучення навантажень за граничними станами першої групи відповідно до п. 8.5.2. При цьому необхідно передбачати:

- а) визначення несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи на стискувальне, висмикувальне і горизонтальне навантаження;
- б) перевірку стійкості за властивостями ґрунтової основи за умови обмеження тиску, що передається на ґрунт бічними поверхнями паль;
- в) розрахунок паль за міцністю матеріалу на спільну дію розрахункових зусиль (поздовжньої сили, згинального моменту і поперечної сили), які визначаються в залежності від розрахункових значень сейсмічних навантажень.

У розрахунках на стійкість пальових фундаментів до сейсмічних впливів будівель і споруд, що перебувають в експлуатації, слід враховувати змінні в часі характеристики матеріалів, механізми деградації та накопичені пошкодження в палях і в ростверку.

У відповідності з додатками до пункту 8.5.2 [1] при розрахунках пальових фундаментів слід виконувати:

- г) перевірку міцності вузла з'єднання паль з ростверком;
- д) розрахунок для сполучення навантажень за граничними станами другої групи і перевірку пальових фундаментів згідно з п. 8.5.2.29 на осідання, горизонтальні переміщення, кута повороту голів паль, відносну різницю осідань паль, пальових фундаментів, горизонтальні зменшення деформаційних (сейсмічних) швів;
- е) для визначеного сполучення навантажень у розрахунку за граничними станами дру-



Т.І. Матченко

провідний інженер відділу автоматизованого проектування ПАТ Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут «Енергопроект», к.т.н.



Л.Б. Шаміс

начальник відділу автоматизованого проектування ПАТ Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут «Енергопроект»

гої групи необхідно перевіряти армування паль за умови обмеження на розкриття тріщин.

Для виконання зазначених розрахунків необхідно розробити правила щодо врахування:

- впливу динамічного ефекту від сейсмічних дій на характеристики розрахункової моделі (жорсткості та коефіцієнти демпфірування ґрунту, який оточує палі);
- взаємного впливу паль у складі фундаменту (груповий ефект) на горизонтальні і вертикальні характеристики ґрунту, з урахуванням їх змін у часі;
- зміни в часі механічних характеристик матеріалів паль і ростверку;
- впливу залишкового або перепризначеного ресурсу на інтенсивність сейсмічного навантаження із розробленням методики визначення несучої здатності паль у складі фундаменту за властивостями ґрунтової основи на вертикальні і горизонтальні навантаження, які виникають при сейсмічних діях.

У ДБН В.2.1-10 такі методики відсутні.

Правила врахування взаємного впливу паль у складі фундаменту (груповий ефект) на горизонтальні і вертикальні характеристики ґрунту, з урахуванням їх змін у часі.

Відповідно до п. 8.5.4.9 згаданого нормативного документа ґрунт навколо паль може розглядатися як лінійно-деформоване середовище, що характеризується коефіцієнтом жорсткості $Cx(Z)$, кН/м³, згідно з п. 8.5.2.19, або можуть застосовуватись інші сучасні моделі ґрунту і розрахункові комплекси.

У СНиП 2.02.05-87 [2] викладена методика розрахунку будівель і споруд на палих фундаментів на динамічні навантаження, але вона не дає змоги визначити пружно-деформований стан безпосередньо в палих, ростверку та їх з'єднаннях. Така методика викладена нижче.

Якщо виконується розрахунок із застосуванням коефіцієнтів жорсткості, які моделюють роботу ґрунту, що оточує палю з номером (i) в складі фундаменту, то приймаємо наступні умовні позначення:

Kz – коефіцієнт жорсткості при рівномірному стисканні ґрунту під нижнім кінцем палі в вертикальному напрямку, кН/м;

$Kx(z)$ – коефіцієнт жорсткості ґрунту в напрямку горизонтальної осі по бічній поверхні палі на визначеній ділянці ($Kx(z) = Cx(Z) \cdot DL \cdot B$) на глибині Z від поверхні ґрунту, кН/м;

DL – довжина визначеної ділянки палі, м;

$Cx(Z)$ – коефіцієнт жорсткості ґрунтової основи на бічній поверхні палі в горизонтальному напрямку, кН/м;

B – умовна ширина палі, м;

Kj – коефіцієнт жорсткості при пружному нерівномірному обертанні палі відносно горизонтальної осі, прикладений під нижнім кінцем палі, кН/м;

Ky – коефіцієнт жорсткості при пружному нерівномірному обертанні палі відносно вертикальної осі, прикладений під нижнім кінцем палі, кН/м.

Визначення коефіцієнта жорсткості Kz при рівномірному стисканні ґрунту в вертикальному напрямку під нижнім кінцем палі в складі фундаменту, кН/м. Жорсткість ґрунту в вертикальному напрямку під нижнім кінцем одиночної палі (K_1) визначається за формулою

$$K_1 = (1 + k_d) \cdot P_1 / S_1,$$

де P_1 – навантаження на одиночну палю, кН, яке викликає її осідання на величину S_1 , м;

k_d – коефіцієнт впливу динамічної складової навантаження на жорсткість ґрунту в вертикальному напрямку під нижнім кінцем одиночної палі.

За відсутності експериментальних даних S_1 можна вирахувати за п.1 Додатка П [1] або за формулою

$$S_1 = Se \cdot P_1 / (P_U - P_1),$$

де Se – пружна складова осідання палі, яку визначають за формулою

$$Se = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot P_1 \cdot C / (E_{gt} \cdot L + P_1 \cdot L \cdot (1 + b) / (2 \cdot E_{pt} \cdot F_{pt})),$$

$$E_{gt} = E_{j0} \cdot k_f \cdot (1 - b) \cdot (1 - w_{Er}) + E_{p0} \cdot b \cdot k_p \cdot (1 - w_{Er}),$$

$$E_{pt} = E_{p0} \cdot (1 - w_{En}),$$

$$F_{pt} = F_{p0} \cdot (1 - w_{Fn}),$$

де P_U – величина граничного опору палі, навантаження, за якого вичерпується несуча здатність основи F_d ;

E_{gt} – приведений модуль деформації ґрунту у період експлуатації t , кПа;

E_{pt} – модуль пружності палі у період експлуатації t , кПа;

F_{pt} – площа поперечного перерізу стовбура палі на період експлуатації t , м²;

b – коефіцієнт, який визначає частину навантаження, що передається нижнім кінцем палі, визначається згідно з таблицею П.1.2 [1];

ν – коефіцієнт поперечної деформації ґрунту;

C – коефіцієнт осідання, що визначають за таблицею П.1.1 [1];

L – довжина палі, м;

E_{j0} – осереднений у межах довжини палі модуль деформації ґрунтової основи, що контактує з бічною поверхнею палі під час випробувань або на початку експлуатації, кПа;

E_{p0} – модуль деформації ґрунтової основи під нижнім кінцем палі, визначається в межах одного діаметра вище і чотирьох нижче позначки нижнього кінця палі під час випробувань або на початку експлуатації, кПа;

k_f , k_p – коефіцієнти умов роботи ґрунту вздовж бічної поверхні палі та під нижнім кінцем палі відповідно, визначаються згідно з П.1.5 [1];

E_{p0} – модуль пружності матеріалу стовбура палі під час випробувань або на початку експлуатації, кПа;

$F_{п0}$ – площа поперечного перерізу стовбура палі під час випробувань або на початку експлуатації, m^2 ;

$W_{Ет}$ – коефіцієнт накопичення пошкоджень (реологічних змін) ґрунтової основи у період експлуатації t в порівнянні зі значеннями під час випробувань або на початку експлуатації;

$W_{Fп}$ – коефіцієнт накопичення пошкоджень матеріалу палі та самої палі у період експлуатації t в порівнянні зі значеннями під час випробувань або на початку експлуатації.

Осідання i -ї палі у складі фундаменту визначається за формулою (П.1.5)

$$S_i = S_1 + S_{j=1}^n P_j \neq S_{ij},$$

де P_j – навантаження на j -ту палю у складі фундаменту;

S_{ij} – осідання i -ї палі під дією одиничного (1 кН) навантаження на j -ту палю у складі фундаменту, визначається за П.1.6 [1] або за формулою

$$S_{ij} = 2 \neq (1 + \nu) \neq W_j \neq k_b / (Ert \neq L),$$

де k_b – коефіцієнт, що визначається за таблицею П.1.4 [1] і залежить від співвідношення модулів деформації ґрунту під нижнім кінцем палі та в межах палі;

W_j – коефіцієнт, що визначається за таблицею П.1.3 [1] в залежності від приведеного радіуса палі і відстані між i -ю і j -ю палями.

У разі якщо на будівельному майданчику були виконані випробування натурних або контрольних паль на статичне вдавлювання і наявна залежність «P-Stest», доцільно скоригувати приведені вище співвідношення

$$S_{it} = S_{1t} + S_{j=1}^n P_j \neq W_j \neq k_j(P), \quad (1)$$

де S_{1t} – власне осідання одиночної палі від навантаження P_t , що визначається залежністю «P-Stest»;

$k_j(P)$ – коефіцієнт, який визначається залежністю, м/кН,

$$k_j(P) = Stest / P_j,$$

де $Stest$, P_j – переміщення і навантаження за залежністю «P-Stest» для кожної палі з номером j ; W_j – визначається за таблицею П.1.3 [1], враховує тільки співвідношення геометричних характеристик і не залежить від фізичних характеристик ґрунту і палі.

Якщо розрахунок системи «основа – фундамент на палях – споруда» виконується методом кінцевих елементів, то пропонується наступний

алгоритм з визначення коефіцієнта жорсткості (K_z) при рівномірному стисканні ґрунту в вертикальному напрямку під нижнім кінцем кожної палі в складі фундаменту:

1. Визначається середнє вертикальне навантаження на одну палю в складі фундаменту за формулою

$$P_0 = SV / N,$$

де N – кількість паль у фундаменті;

SV – сумарне вертикальне навантаження на фундамент з урахуванням ваги фундаменту або ростверку для сполучення навантажень, що відповідає сейсмічній дії.

2. За графіком «P-Stest» визначають, яке осідання палі відповідає навантаженню P_0 .

3. Визначають жорсткість палі в складі фундаменту за формулою

$$K_0 = (1 + k_d) \neq P_0 / S_{it}.$$

4. Задають усім палям однакову жорсткість ґрунту в вертикальному напрямку під нижнім кінцем палі.

5. Виконують розрахунок моделі «основа – фундамент на палях – споруда» методом кінцевих елементів (МКЕ).

6. Визначають реакції (P_{il}) в КЕ, що моделюють жорсткість R_z або реакції в палях, які відрізняються одна від одної.

7. Для отриманих реакцій визначають осідання кожної палі (S_{il}) за формулою (1).

8. Визначають нову жорсткість КЕ, що моделюють ґрунт (K_{il}), за формулою

$$K_{il} = P_{il} / S_{il},$$

де i – номер палі в фундаменті.

9. Знову виконують розрахунок (наступна ітерація) моделі «основа – фундамент на палях – споруда» МКЕ.

10. Повторюють пункти (6)–(9) до тих пір, доки не будуть виконані умови:

$$\begin{aligned} 0,90 \leq K_{i,k} / K_{i,k-1} \leq 1,10; \\ 0,95 \leq P_{i,k} / P_{i,k-1} \leq 1,05; \\ 0,98 \leq S_{it,k} / S_{it,k-1} \leq 1,02, \end{aligned} \quad (2)$$

де k – номер ітерації розрахунку.

Якщо умови (2) виконані, то ітераційний процес закінчений і вважається, що знайдені значення жорсткостей КЕ, які моделюють ґрунт у вертикальному напрямку для сейсмічних навантажень.

11. Якщо, внаслідок розрахунків, реакція в будь-якій палі перевищує величину граничного опору палі (P_U), то необхідно відкоригувати жорсткості в КЕ, що моделюють ґрунт, і знайти нову робочу систему «основа – фундамент на палях – споруда».

12. У палях, де $P_{i,k} > P_U$ слід відкоригувати жорсткості за формулою

$$K_{i,k+1} = K_{i,k} \cdot (P_U / P_{i,k}),$$

де $(k+1)$ – наступна ітерація в порівнянні з ітерацією з номером k .

13. Виконують розрахунок (наступна ітерація) моделі «основа – фундамент на палях – споруда» МКЕ.

14. Повторюють в ітераційному процесі пункти (11) і (12) до тих пір, доки

$$P_{i,k} / P_U \leq 1,05.$$

16. Далі необхідно врахувати новий взаємний вплив паль одна на одну за пунктами (5)–(10).

Коефіцієнт пружного рівномірного стиснення C_z під нижнім кінцем кожної палі в складі фундаменту визначається за формулою $C_z = K_z / F_p$, де F_p – площа перерізу палі, kH/m^3 .

Визначення коефіцієнта жорсткості $C_x(Z)$ ґрунтової основи на бічній поверхні палі в горизонтальному напрямку в складі фундаменту, kH/m^3 . Розрахункове значення коефіцієнта жорсткості ґрунтової основи на бічній поверхні палі допускається визначати за формулою

$$C_x(Z) = (1 + k_d) \cdot K_{пр} \cdot Z / g_c,$$

де $K_{пр}$ – коефіцієнт пропорційності, kH/m^4 , що приймається у залежності від виду ґрунту, що оточує палю, за таблицею Н.8.1 [1];

Z – глибина розташування перерізу палі в ґрунті, для якої визначається коефіцієнт жорсткості, від поверхні ґрунту при високому ростверку або від його підосви при низькому ростверку, м;

g_c – коефіцієнт умов роботи, приймається $g_c = 3$ при роботі навколо пального ґрунту як пружного лінійно-деформованого середовища, що характеризується коефіцієнтом жорсткості $C_x(Z)$, $g_c = 1$ – при виникненні у верхній частині ґрунту, що оточує палю, зони граничної рівноваги (пластичної зони), що характеризується коефіцієнтом пропорційності, який визначається за таблицею Н.8.1 [1], у випадку сейсмічних навантажень приймається $g_c = 3$;

При розрахунку паль у складі фундаменту слід враховувати їх взаємний вплив. У цьому випадку розрахунок здійснюється як для одиночної палі, але коефіцієнти жорсткості ґрунтової основи на бічній поверхні палі $C_x(Z)$ помножуються на знижувальний коефіцієнт a_{ni} , який визначається за формулою

$$a_{ni} = g_{ш} \cdot P_{jп} (1 - d \cdot k_1 \cdot k_2 / r_{ij}), \quad (3)$$

$$k_1 = [0,79 + 0,36 \cdot \cos b - 0,15 \cdot (\cos b)^2],$$

$$k_2 = [(\cos b)^5 + 0,1 \cdot (\sin b)^5],$$

де $g_{ш}$ – коефіцієнт, який враховує ущільненість ґрунту при зануренні палі і приймається $g_{ш} = 1,2$ для забивних паль суцільного перерізу і $g_{ш} = 1$ для інших паль;

$$r_{ij} = [(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2]^{1/2},$$

x_i, y_i – координати i -ї палі в плані, для якої визначається коефіцієнт a_{ni} , при цьому горизонтальне навантаження направлене по осі x ;

x_j, y_j – те саме для j -ї палі.

$$b = \arccos [(x_j - x_i) / r_{ij}].$$

Знак добутку $P_{jп}$ розповсюджується тільки на палі, розташовані в напрямку осі (x) , а також на ті, що знаходяться в секторі $(-90^\circ \leq b \leq +90^\circ)$ і на відстані r від палі з номером i , яка не перевищує відстань r_u

$$r_u = L_{оз} = (12 \cdot E_{mt} \cdot J_t \cdot U_t / H)^{1/3}.$$

Для паль з вільним оголовком

$$r_u = L_{ов} = (3 \cdot E_{mt} \cdot J_t \cdot U_t / H)^{1/3},$$

де U_t – горизонтальне переміщення оголовка палі в точці прикладення горизонтального навантаження H , яке отримане за результатами випробувань. За відсутності результатів випробувань приймають

$$r_u = L_o / 3.$$

Очевидно, що формула (2) більш коректна, ніж формула (28) Додатка 1 СНиП 2.02.03-85.

Зауважимо, що у зв'язку з тим, що в залежності від напрямку горизонтального навантаження визначається розподілення жорсткості ґрунту на боковій поверхні палі, необхідно будувати розрахункову схему фундаменту для кожного вектора горизонтального сейсмічного навантаження.

Перевірка стійкості за властивостями ґрунтової основи за умови обмеження тиску, що передається на ґрунт бічними поверхнями паль. Розрахунки несучої здатності паль на

стискувальне або висмикувальне навантаження необхідно виконувати за Додатком Н.7 [1].

Оцінку стійкості навколо пальового ґрунту основи, який повинен задовольняти умови обмеження тиску на ґрунт граничним опором ґрунту в горизонтальному напрямку бічними поверхнями паль, слід виконувати за формулою

$$S_x(z) E[S] =$$

$$= h_{1s} \cdot h_{2s} \cdot 4 \cdot (g_1 \cdot z \cdot \operatorname{tg} j_{1s} + z \cdot C_1) / \cos j_{1s}, \quad (4)$$

де $S_x(z)$ – розрахунковий тиск на ґрунт бічною поверхнею палі на глибині z від поверхні ґрунту, кПа;

j_{1s} – розрахунковий кут внутрішнього тертя за першою групою критичних станів (із забезпеченістю $a = 0,95$), зменшений для розрахункової сейсмостійкості 7 балів на 2⁰, 8 балів на 4⁰, 9 балів на 7⁰ у порівнянні з j_1 ;

$h_{1s} = 0,8$; $h_{2s} = 1$ – для розрахунків на сейсмічні навантаження.

Інші параметри відповідають Додатку 1 СНиП 2.02.03-85.

При напруженні в ґрунті, за результатами розрахунків, вище правої частини формули (3) необхідно в ітераційному процесі виконувати коригування жорсткості кінцевих елементів (КЕ), які моделюють опір ґрунту на бічній поверхні палі для кожного шару ґрунту DL за глибиною палі за формулою

$$K_{i+1} = K_i \cdot ([S]/S_i),$$

де K_i – жорсткість КЕ для i -ї ітерації;

K_{i+1} – відкоригована жорсткість після i -ї ітерації;

$[S]$ – допустимий тиск на ґрунт бічною поверхнею палі, визначений за формулою (4) для шару ґрунту DL;

S_i – тиск на ґрунт за результатами розрахунків для шару на i -ї ітерації.

Ітераційний процес закінчується, коли для усіх розрахункових глибин виконується умова

$$0,95 E[S]/S_i \leq 1,05.$$

Визначення коефіцієнта жорсткості під нижнім кінцем палі в складі фундаменту при крученні палі відносно вертикальної осі K_u , кН/м. У відповідності з п. 1.26 [2] виконується залежність

$$K_u = C_y \cdot I_y,$$

де I_y – момент інерції кручення палі відносно її вертикальної осі, м⁴;

C_y – коефіцієнт пружного нерівномірного зсуву, кН/м³.

У свою чергу, $C_y = C_z$.

Врахування впливу динамічного ефекту від сейсмічних дій на характеристики розрахункової моделі. У першому наближенні коефіцієнт впливу динамічної складової навантаження на жорсткість ґрунту в вертикальному напрямку під нижнім кінцем одиночної палі k_d можна визначити за формулою

$$k_d = b_i \cdot (1,15)^{I-5},$$

де I – інтенсивність землетрусу;

b_i – спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає i -й формі власних коливань будівлі або споруди. Приймається за рисунком 6.2 або таблицею 6.7 залежно від періоду i -ї форми і категорії ґрунту за сейсмічними властивостями. При розрахунках будівель (споруд), зазначених у 1, 6 і 3 таблиці 6.2 слід приймати значення коефіцієнтів динамічності за графіками, наведеними у Додатку Д залежно від коефіцієнта піддатливості m , визначеного за Додатком Г [9].

Відносне демпфірування для паль у складі фундаменту слід визначати, як правило, за результатами випробувань. За відсутності експериментальних даних рекомендується використовувати методику [5], адаптовану для пальових фундаментів за формулами для імпульсних коливань

$$x_\Gamma = 0,3 \cdot 10^3 \{ b_0 [1 + (A_{10}/A)^{0,5}] \cdot \\ \cdot V_s (0,7 + 0,3\Gamma) g_{de} r / r_0 \}^{-0,5},$$

де x_Γ – коефіцієнт демпфірування у вертикальному напрямку у частках від одиниці;

r – середній статичний тиск під подошвою фундаменту, кН/м²; r_0 – 400 кН/м²;

V_s – швидкість розповсюдження поперечної хвилі в ґрунті будівельного майданчика, м/с;

g_{de} – щільність ґрунту в природних умовах залягання, кг/м³;

Γ – коефіцієнт відносного ущільнення ґрунту, частки від одиниці. Для скелястих ґрунтів $\Gamma = 1$;

для гравійних та піщаних – $\Gamma = D$; для глин $\Gamma = K_d$; для супісків і суглинків $\Gamma = \sqrt{D^2 + K_d^2}$, де

D – коефіцієнт відносного ущільнення піску, частки від одиниці; K_d – коефіцієнт відносного ущільнення глини, частки від одиниці.

Коефіцієнт D вираховують за формулою [7]

$$D = [g_{d \min} \mp (g_{d,e} - g_{d \min})] / [g_{d,e} \mp (g_{d \max} - g_{d \min})],$$

де $g_{d \max}$, $g_{d,e}$, $g_{d \min}$ – об'ємні щільності скелета ґрунту при максимальній щільності; в природних умовах і при мінімальній щільності (у рихлих складаннях).

Коефіцієнт K_d вираховується за формулою [7]

$$K_d = (e_f - e) / (e_f - e_p),$$

де e – коефіцієнт пористості ґрунту в природних умовах залягання; e_f і e_p – коефіцієнти пористості ґрунту, які дорівнюють при верхній межі пластичності g_s , W_f і нижній – g_s , W_p .

У свою чергу,

$$e = (g_s - g_d) / g_d,$$

де g_s – щільність часток ґрунту, кг/м³;

g_d – об'ємна щільність скелета ґрунту, кг/м³;

W_p , W_f – вологість розрідженого і напівтвердого ґрунту.

Значення x_x , x_j , x_y – визначаються за формулами:

$$x_x = 0,6 \mp x_z;$$

$$x_j = 0,5 \mp x_z;$$

$$x_y = 0,3 \mp x_z.$$

Несуча здатність паль у складі фундаменту за властивостями ґрунтової основи на вертикальні і горизонтальні навантаження, які виникають при сейсмічних діях, визначається згідно з Додатком Н, з урахуванням пунктів 8.5.6.24 і 8.5.6.25 [1].

Розрахункову несучу здатність F_{dHS} паль у складі фундаменту за властивостями ґрунтової основи на горизонтальне навантаження при сейсмічних діях пропонується визначати за формулами, подібними до формул (24) і (27) Додатка 1 СНиП 2.02.03-85:

- для паль, що жорстко з'єднані з ростверком,

$$F_{dHS} = 1,65 \mp h_{1s} \mp h_{2s} \mp (a_{ih} \mp a_s \mp b_p \mp M_u^2)^{1/3};$$

- для паль, що не мають жорсткого з'єднання з ростверком,

$$F_{dHS} = h_{1s} \mp h_{2s} \mp a_{ih} \mp a_s \mp b_p \mp Z_z^2 / 2;$$

де a_{ih} – знижувальний коефіцієнт жорсткості ґрунту, що оточує палю з номером i , в складі фундаменту на горизонтальне навантаження за формулою (2);

M_u – критичне значення згинального моменту, який може сприйняти поперечний переріз палі з урахуванням горизонтальної сили, кНм;

Z_z – відстань від поверхні ґрунту до місця виникнення пластичного шару, м;

a_s – міцнісний коефіцієнт пропорційності на сейсмічні дії, кН/м², який вираховується за формулою

$$a_s = a \mp [1 + (A_{10}/1 \mp b_p)^{0,5}],$$

де $A_{10} = 10 \text{ м}^2 (1 - 1 \text{ м})$;

a – міцнісний коефіцієнт пропорційності на статичні навантаження, визначається за таблицею Н.8.1 [1].

Згідно з приміткою 3 до пункту 8.5.2.25 при дії короткочасних горизонтальних навантажень (до яких відносяться і сейсмічні) розрахункове навантаження допускається підвищувати на 10 % за умови, що у ряду чотири палі і на 20 % – вісім і більше паль у порівнянні з несучою здатністю палі.

Визначення внутрішніх зусиль та переміщень [5]. Внаслідок перепланування будівель і споруд, прокладання комунікацій розташування мас і жорсткостей може порушитись у порівнянні з проектними на початку експлуатації. При розрахунках споруд із несиметричним і нерегулярним розташуванням мас і жорсткостей належить враховувати найбільш небезпечні для даної конструкції або її елементів напрямки дії сейсмічних навантажень. У тих випадках, коли визначення небезпечного напрямку дії сейсмічного навантаження викликає труднощі, рекомендується виконувати незалежні розрахунки конструкції при трьох взаємно ортогональних напрямках дії сейсмічної сили, а розрахункові значення внутрішніх зусиль та напружень знаходити за формулами:

$$N_{xp} = N_x \pm \frac{N_y \cdot 0,3}{(1 - w)} \pm \frac{N_z \cdot 0,3}{(1 - w)};$$

$$N_{yp} = N_y \pm \frac{N_x \cdot 0,3}{(1 - w)} \pm \frac{N_z \cdot 0,3}{(1 - w)};$$

$$N_{zp} = N_z \pm \frac{N_x \cdot 0,3}{(1 - w)} \pm \frac{N_y \cdot 0,3}{(1 - w)},$$

а розрахункові значення переміщень визначати за формулою

$$u_p = (u_x^2 + u_y^2 + u_z^2)^{0,5},$$

де N_x , N_y , N_z – зусилля або напруження при сейсмічній дії вздовж осі x , y , z ;

u_x , u_y , u_z – переміщення при сейсмічній дії вздовж осі x , y , z ;

W – параметр пошкодження несучих конструкцій, частка від одиниці.

Розрахунки елементів конструкцій [5]. Перевірка перерізів елементів конструкцій, їх вузлів і з'єднань здійснюється за несучою здатністю у припущенні статичного прикладення сейсмічних навантажень.

Для залізобетонних і кам'яних несучих елементів, включаючи палі і ростверк, належить обмежувати допустимі значення параметра g у відповідності з п. 2.5.2 ДБН В.1.1-12:2006. Умова несучої здатності виражається залежністю

$$\frac{g_n SP}{R_{p0}(1 - w)} \leq g; \quad \frac{g_n SQ}{R_{Q0}(1 - w)} \leq g,$$

де g_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю, який визначається за п. 7.6.4 ДБН В.1.2-14:2009;

SP , SQ – розрахункові сумарні відповідно вертикальні і горизонтальні статичні навантаження, включаючи і сейсмічні, які діють у найбільш навантаженому перерізі несучих конструкцій елементів будівлі;

R_{p0} , R_{Q0} – розрахункові несучі здатності конструктивних елементів будівлі відповідно на вертикальне і горизонтальне навантаження на початку експлуатації;

W – частка від одиниці накопичених пошкоджень матеріалу палі у відповідності з [3, 4].

Вплив залишкового або перепризначеного ресурсу на інтенсивність сейсмічного навантаження визначається за методикою [6].

Висновки.

Запропоновані співвідношення дають змогу враховувати накопичені пошкодження основи та матеріалу палі у розрахунках на стійкість до сейсмічних впливів будівель і споруд на пальових фундаментах, що перебувають в експлуатації.

- [1] Зміна 1 ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Мінрегіонбуд України. – 2011.
- [2] СНиП 2.02.05-87 Фундаменты машин с динамическими нагрузками. – М.: 1988.
- [3] Матченко П.Т. Методика оцінки довговічності залізобетонних конструкцій, що працюють в ґрунті // Будівельні конструкції. – 2010. Випуск 73. – С. 617–628.
- [4] Матченко П.Т. Методика оцінки довговічності залізобетонних конструкцій, що працюють в агресивних рідинах // Будівництво України. – 2011. – № 1. С. 32–37.
- [5] Матченко П.Т. Методика врахування старіння несучих конструкцій і основи в розрахунках будівель і споруд на сейсмічні дії // Будівництво України. – 2012. – № 1. С. 31–35.

- [6] Матченко Т.І., Шаміс Л.Б., Матченко П.Т. Оцінка запасів сейсмостійкості сталевих конструкцій будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації, та визначення їх залишкового ресурсу // Будівництво України. – 2015. – № 1. С. 37–44.
- [7] Бирюков Р.С., Казарский В.Д., Мотыльев Ю.Л. Методическое пособие по определению физико-механических свойств грунтов – М.: Недра, 1975. – 278 с.
- [8] Матченко П.Т. Інженерна методика розрахунку довговічності елементів залізобетонних конструкцій за критичними деформаціями // Будівництво України. – 2011. – № 5. С. 41–46.
- [9] ДБН В.1.1-12-2013 Будівництво у сейсмічних районах України.

Надійшла 03.02.2015 р.



УДК 550.341

РОЗРАХУНОК НА СТІЙКІСТЬ ДО СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВІВ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ, БУДІВЕЛЬ І СПОРУД, ЩО ЕКСПЛУАТУЮТЬСЯ

Запропоновані співвідношення, які дозволяють виконувати розрахунок на стійкість до сейсмічних впливів пальових фундаментів споруд, що перебувають в експлуатації. Враховується груповий ефект, залишковий ресурс споруди, накопичені пошкодження основи і матеріалу паль.

A relation that allows to perform the analysis of pile foundations of structures that are in ekspluatatsy resistance to seismic loads. Accounted grupovoy effect, residual life structures, damage accumulation base and material piles.

Ключові слова: пальові фундаменти, сейсміка, ресурс.

Згідно з п. 8.5.6.22 Зміни 1 ДБН В.2.1-10 [1] пальові фундаменти будівель і споруд з урахуванням сейсмічних впливів повинні розраховуватися на особливе сполучення навантажень за граничними станами першої групи відповідно до п. 8.5.2. При цьому необхідно передбачати:

- а) визначення несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи на стискувальне, висмикувальне і горизонтальне навантаження;
- б) перевірку стійкості за властивостями ґрунтової основи за умови обмеження тиску, що передається на ґрунт бічними поверхнями паль;
- в) розрахунок паль за міцністю матеріалу на спільну дію розрахункових зусиль (поздовжньої сили, згинального моменту і поперечної сили), які визначаються в залежності від розрахункових значень сейсмічних навантажень.

У розрахунках на стійкість пальових фундаментів до сейсмічних впливів будівель і споруд, що перебувають в експлуатації, слід враховувати змінні в часі характеристики матеріалів, механізми деградації та накопичені пошкодження в палях і в ростверку.

У відповідності з додатками до пункту 8.5.2 [1] при розрахунках пальових фундаментів слід виконувати:

- г) перевірку міцності вузла з'єднання паль з ростверком;
- д) розрахунок для сполучення навантажень за граничними станами другої групи і перевірку пальових фундаментів згідно з п. 8.5.2.29 на осідання, горизонтальні переміщення, кута повороту голів паль, відносну різницю осідань паль, пальових фундаментів, горизонтальні зменшення деформаційних (сейсмічних) швів;
- е) для визначеного сполучення навантажень у розрахунку за граничними станами дру-



Т.І. Матченко

провідний інженер відділу автоматизованого проектування ПАТ Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут «Енергопроект», к.т.н.



Л.Б. Шаміс

начальник відділу автоматизованого проектування ПАТ Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут «Енергопроект»

гої групи необхідно перевіряти армування паль за умови обмеження на розкриття тріщин.

Для виконання зазначених розрахунків необхідно розробити правила щодо врахування:

- впливу динамічного ефекту від сейсмічних дій на характеристики розрахункової моделі (жорсткості та коефіцієнти демпфірування ґрунту, який оточує палі);
- взаємного впливу паль у складі фундаменту (груповий ефект) на горизонтальні і вертикальні характеристики ґрунту, з урахуванням їх змін у часі;
- зміни в часі механічних характеристик матеріалів паль і ростверку;
- впливу залишкового або перепризначеного ресурсу на інтенсивність сейсмічного навантаження із розробленням методики визначення несучої здатності паль у складі фундаменту за властивостями ґрунтової основи на вертикальні і горизонтальні навантаження, які виникають при сейсмічних діях.

У ДБН В.2.1-10 такі методики відсутні.

Правила врахування взаємного впливу паль у складі фундаменту (груповий ефект) на горизонтальні і вертикальні характеристики ґрунту, з урахуванням їх змін у часі.

Відповідно до п. 8.5.4.9 згаданого нормативного документа ґрунт навколо паль може розглядатися як лінійно-деформоване середовище, що характеризується коефіцієнтом жорсткості $Cx(Z)$, кН/м³, згідно з п. 8.5.2.19, або можуть застосовуватись інші сучасні моделі ґрунту і розрахункові комплекси.

У СНиП 2.02.05-87 [2] викладена методика розрахунку будівель і споруд на палих фундаментів на динамічні навантаження, але вона не дає змоги визначити пружно-деформований стан безпосередньо в палих, ростверку та їх з'єднаннях. Така методика викладена нижче.

Якщо виконується розрахунок із застосуванням коефіцієнтів жорсткості, які моделюють роботу ґрунту, що оточує палю з номером (*i*) в складі фундаменту, то приймаємо наступні умовні позначення:

K_z – коефіцієнт жорсткості при рівномірному стисканні ґрунту під нижнім кінцем палі в вертикальному напрямку, кН/м;

$Kx(z)$ – коефіцієнт жорсткості ґрунту в напрямку горизонтальної осі по бічній поверхні палі на визначеній ділянці ($Kx(z) = Cx(Z) \cdot DL \cdot B$) на глибині Z від поверхні ґрунту, кН/м;

DL – довжина визначеної ділянки палі, м;

$Cx(Z)$ – коефіцієнт жорсткості ґрунтової основи на бічній поверхні палі в горизонтальному напрямку, кН/м;

B – умовна ширина палі, м;

K_j – коефіцієнт жорсткості при пружному нерівномірному обертанні палі відносно горизонтальної осі, прикладений під нижнім кінцем палі, кН/м;

K_u – коефіцієнт жорсткості при пружному нерівномірному обертанні палі відносно вертикальної осі, прикладений під нижнім кінцем палі, кН/м.

Визначення коефіцієнта жорсткості K_z при рівномірному стисканні ґрунту в вертикальному напрямку під нижнім кінцем палі в складі фундаменту, кН/м. Жорсткість ґрунту в вертикальному напрямку під нижнім кінцем одиночної палі (K_1) визначається за формулою

$$K_1 = (1 + k_d) \cdot P_1 / S_1,$$

де P_1 – навантаження на одиночну палю, кН, яке викликає її осідання на величину S_1 , м;

k_d – коефіцієнт впливу динамічної складової навантаження на жорсткість ґрунту в вертикальному напрямку під нижнім кінцем одиночної палі.

За відсутності експериментальних даних S_1 можна вирахувати за п.1 Додатка П [1] або за формулою

$$S_1 = Se \cdot P_1 / (P_U - P_1),$$

де Se – пружна складова осідання палі, яку визначають за формулою

$$Se = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot P_1 \cdot C / (E_{rt} \cdot L + P_1 \cdot L \cdot (1 + b) / (2 \cdot E_{nt} \cdot F_{nt})),$$

$$E_{rt} = E_{j0} \cdot k_f \cdot (1 - b) \cdot (1 - w_{Er}) + E_{p0} \cdot b \cdot k_p \cdot (1 - w_{Er}),$$

$$E_{nt} = E_{n0} \cdot (1 - w_{En}),$$

$$F_{nt} = F_{n0} \cdot (1 - w_{Fn}),$$

де P_U – величина граничного опору палі, навантаження, за якого вичерпується несуча здатність основи F_d ;

E_{rt} – приведений модуль деформації ґрунту у період експлуатації t , кПа;

E_{nt} – модуль пружності палі у період експлуатації t , кПа;

F_{nt} – площа поперечного перерізу стовбура палі на період експлуатації t , м²;

b – коефіцієнт, який визначає частину навантаження, що передається нижнім кінцем палі, визначається згідно з таблицею П.1.2 [1];

ν – коефіцієнт поперечної деформації ґрунту;

C – коефіцієнт осідання, що визначають за таблицею П.1.1 [1];

L – довжина палі, м;

E_{j0} – осереднений у межах довжини палі модуль деформації ґрунтової основи, що контактує з бічною поверхнею палі під час випробувань або на початку експлуатації, кПа;

E_{p0} – модуль деформації ґрунтової основи під нижнім кінцем палі, визначається в межах одного діаметра вище і чотирьох нижче позначки нижнього кінця палі під час випробувань або на початку експлуатації, кПа;

k_f , k_p – коефіцієнти умов роботи ґрунту вздовж бічної поверхні палі та під нижнім кінцем палі відповідно, визначаються згідно з П.1.5 [1];

E_{n0} – модуль пружності матеріалу стовбура палі під час випробувань або на початку експлуатації, кПа;

$F_{п0}$ – площа поперечного перерізу стовбура палі під час випробувань або на початку експлуатації, m^2 ;

$W_{Ет}$ – коефіцієнт накопичення пошкоджень (реологічних змін) ґрунтової основи у період експлуатації t в порівнянні зі значеннями під час випробувань або на початку експлуатації;

$W_{Fп}$ – коефіцієнт накопичення пошкоджень матеріалу палі та самої палі у період експлуатації t в порівнянні зі значеннями під час випробувань або на початку експлуатації.

Осідання i -ї палі у складі фундаменту визначається за формулою (П.1.5)

$$S_i = S_1 + S_{j=1}^n P_j \neq S_{ij},$$

де P_j – навантаження на j -ту палю у складі фундаменту;

S_{ij} – осідання i -ї палі під дією одиничного (1 кН) навантаження на j -ту палю у складі фундаменту, визначається за П.1.6 [1] або за формулою

$$S_{ij} = 2 \neq (1 + \nu) \neq W_j \neq k_b / (Ert \neq L),$$

де k_b – коефіцієнт, що визначається за таблицею П.1.4 [1] і залежить від співвідношення модулів деформації ґрунту під нижнім кінцем палі та в межах палі;

W_j – коефіцієнт, що визначається за таблицею П.1.3 [1] в залежності від приведеного радіуса палі і відстані між i -ю і j -ю палями.

У разі якщо на будівельному майданчику були виконані випробування натурних або контрольних паль на статичне вдавлювання і наявна залежність «P-Stest», доцільно скоригувати приведені вище співвідношення

$$S_{it} = S_{1t} + S_{j=1}^n P_j \neq W_j \neq k_j(P), \quad (1)$$

де S_{1t} – власне осідання одиночної палі від навантаження P_t , що визначається залежністю «P-Stest»;

$k_j(P)$ – коефіцієнт, який визначається залежністю, м/кН,

$$k_j(P) = Stest / P_j,$$

де $Stest$, P_j – переміщення і навантаження за залежністю «P-Stest» для кожної палі з номером j ; W_j – визначається за таблицею П.1.3 [1], враховує тільки співвідношення геометричних характеристик і не залежить від фізичних характеристик ґрунту і палі.

Якщо розрахунок системи «основа – фундамент на палях – споруда» виконується методом кінцевих елементів, то пропонується наступний

алгоритм з визначення коефіцієнта жорсткості (K_z) при рівномірному стисканні ґрунту в вертикальному напрямку під нижнім кінцем кожної палі в складі фундаменту:

1. Визначається середнє вертикальне навантаження на одну палю в складі фундаменту за формулою

$$P_0 = SV / N,$$

де N – кількість паль у фундаменті;

SV – сумарне вертикальне навантаження на фундамент з урахуванням ваги фундаменту або ростверку для сполучення навантажень, що відповідає сейсмічній дії.

2. За графіком «P-Stest» визначають, яке осідання палі відповідає навантаженню P_0 .

3. Визначають жорсткість палі в складі фундаменту за формулою

$$K_0 = (1 + k_d) \neq P_0 / S_{it}.$$

4. Задають усім палям однакову жорсткість ґрунту в вертикальному напрямку під нижнім кінцем палі.

5. Виконують розрахунок моделі «основа – фундамент на палях – споруда» методом кінцевих елементів (МКЕ).

6. Визначають реакції (P_{il}) в КЕ, що моделюють жорсткість R_z або реакції в палях, які відрізняються одна від одної.

7. Для отриманих реакцій визначають осідання кожної палі (S_{il}) за формулою (1).

8. Визначають нову жорсткість КЕ, що моделюють ґрунт (K_{il}), за формулою

$$K_{il} = P_{il} / S_{il},$$

де i – номер палі в фундаменті.

9. Знову виконують розрахунок (наступна ітерація) моделі «основа – фундамент на палях – споруда» МКЕ.

10. Повторюють пункти (6)–(9) до тих пір, доки не будуть виконані умови:

$$\begin{aligned} 0,90 \leq K_{i,k} / K_{i,k-1} \leq 1,10; \\ 0,95 \leq P_{i,k} / P_{i,k-1} \leq 1,05; \\ 0,98 \leq S_{it,k} / S_{it,k-1} \leq 1,02, \end{aligned} \quad (2)$$

де k – номер ітерації розрахунку.

Якщо умови (2) виконані, то ітераційний процес закінчений і вважається, що знайдені значення жорсткостей КЕ, які моделюють ґрунт у вертикальному напрямку для сейсмічних навантажень.

11. Якщо, внаслідок розрахунків, реакція в будь-якій палі перевищує величину граничного опору палі (P_U), то необхідно відкоригувати жорсткості в КЕ, що моделюють ґрунт, і знайти нову робочу систему «основа – фундамент на палях – споруда».

12. У палях, де $P_{i,k} > P_U$ слід відкоригувати жорсткості за формулою

$$K_{i,k+1} = K_{i,k} \cdot (P_U / P_{i,k}),$$

де $(k+1)$ – наступна ітерація в порівнянні з ітерацією з номером k .

13. Виконують розрахунок (наступна ітерація) моделі «основа – фундамент на палях – споруда» МКЕ.

14. Повторюють в ітераційному процесі пункти (11) і (12) до тих пір, доки

$$P_{i,k} / P_U \leq 1,05.$$

16. Далі необхідно врахувати новий взаємний вплив паль одна на одну за пунктами (5)–(10).

Коефіцієнт пружного рівномірного стиснення C_z під нижнім кінцем кожної палі в складі фундаменту визначається за формулою $C_z = K_z / F_p$, де F_p – площа перерізу палі, kH/m^3 .

Визначення коефіцієнта жорсткості $C_x(Z)$ ґрунтової основи на бічній поверхні палі в горизонтальному напрямку в складі фундаменту, kH/m^3 . Розрахункове значення коефіцієнта жорсткості ґрунтової основи на бічній поверхні палі допускається визначати за формулою

$$C_x(Z) = (1 + k_d) \cdot K_{np} \cdot Z / g_c,$$

де K_{np} – коефіцієнт пропорційності, kH/m^4 , що приймається у залежності від виду ґрунту, що оточує палю, за таблицею Н.8.1 [1];

Z – глибина розташування перерізу палі в ґрунті, для якої визначається коефіцієнт жорсткості, від поверхні ґрунту при високому ростверку або від його підосви при низькому ростверку, м;

g_c – коефіцієнт умов роботи, приймається $g_c = 3$ при роботі навколо пального ґрунту як пружного лінійно-деформованого середовища, що характеризується коефіцієнтом жорсткості $C_x(Z)$, $g_c = 1$ – при виникненні у верхній частині ґрунту, що оточує палю, зони граничної рівноваги (пластичної зони), що характеризується коефіцієнтом пропорційності, який визначається за таблицею Н.8.1 [1], у випадку сейсмічних навантажень приймається $g_c = 3$;

При розрахунку паль у складі фундаменту слід враховувати їх взаємний вплив. У цьому випадку розрахунок здійснюється як для одиночної палі, але коефіцієнти жорсткості ґрунтової основи на бічній поверхні палі $C_x(Z)$ помножуються на знижувальний коефіцієнт a_{ni} , який визначається за формулою

$$a_{ni} = g_{nc} \cdot P_{j\pi} (1 - d \cdot k_1 \cdot k_2 / r_{ij}), \quad (3)$$

$$k_1 = [0,79 + 0,36 \cdot \cos b - 0,15 \cdot (\cos b)^2],$$

$$k_2 = [(\cos b)^5 + 0,1 \cdot (\sin b)^5],$$

де g_{nc} – коефіцієнт, який враховує ущільненість ґрунту при зануренні палі і приймається $g_{nc} = 1,2$ для забивних паль суцільного перерізу і $g_{nc} = 1$ для інших паль;

$$r_{ij} = [(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2]^{1/2},$$

x_i, y_i – координати i -ї палі в плані, для якої визначається коефіцієнт a_{ni} , при цьому горизонтальне навантаження направлено по осі x ;

x_j, y_j – те саме для j -ї палі.

$$b = \arccos [(x_j - x_i) / r_{ij}].$$

Знак добутку $P_{j\pi}$ розповсюджується тільки на палі, розташовані в напрямку осі (x) , а також на ті, що знаходяться в секторі $(-90^\circ \leq b \leq +90^\circ)$ і на відстані r від палі з номером i , яка не перевищує відстань r_u

$$r_u = L_{oz} = (12 \cdot E_{mt} \cdot J_t \cdot U_T / H)^{1/3}.$$

Для паль з вільним оголовком

$$r_u = L_{ov} = (3 \cdot E_{mt} \cdot J_t \cdot U_T / H)^{1/3},$$

де U_T – горизонтальне переміщення оголовка палі в точці прикладення горизонтального навантаження H , яке отримане за результатами випробувань. За відсутності результатів випробувань приймають

$$r_u = L_o / 3.$$

Очевидно, що формула (2) більш коректна, ніж формула (28) Додатка 1 СНиП 2.02.03-85.

Зауважимо, що у зв'язку з тим, що в залежності від напрямку горизонтального навантаження визначається розподілення жорсткості ґрунту на боковій поверхні палі, необхідно будувати розрахункову схему фундаменту для кожного вектора горизонтального сейсмічного навантаження.

Перевірка стійкості за властивостями ґрунтової основи за умови обмеження тиску, що передається на ґрунт бічними поверхнями паль. Розрахунки несучої здатності паль на

стискувальне або висмикувальне навантаження необхідно виконувати за Додатком Н.7 [1].

Оцінку стійкості навколо пальового ґрунту основи, який повинен задовольняти умови обмеження тиску на ґрунт граничним опором ґрунту в горизонтальному напрямку бічними поверхнями паль, слід виконувати за формулою

$$S_x(z) E[S] =$$

$$= h_{1s} \cdot h_{2s} \cdot 4 \cdot (g_1 \cdot z \cdot \operatorname{tg} j_{1s} + z \cdot C_1) / \cos j_{1s}, \quad (4)$$

де $S_x(z)$ – розрахунковий тиск на ґрунт бічною поверхнею палі на глибині z від поверхні ґрунту, кПа;

j_{1s} – розрахунковий кут внутрішнього тертя за першою групою критичних станів (із забезпеченістю $a = 0,95$), зменшений для розрахункової сейсмостійкості 7 балів на 2⁰, 8 балів на 4⁰, 9 балів на 7⁰ у порівнянні з j_1 ;

$h_{1s} = 0,8$; $h_{2s} = 1$ – для розрахунків на сейсмічні навантаження.

Інші параметри відповідають Додатку 1 СНиП 2.02.03-85.

При напруженні в ґрунті, за результатами розрахунків, вище правої частини формули (3) необхідно в ітераційному процесі виконувати коригування жорсткості кінцевих елементів (КЕ), які моделюють опір ґрунту на бічній поверхні палі для кожного шару ґрунту DL за глибиною палі за формулою

$$K_{i+1} = K_i \cdot ([S]/S_i),$$

де K_i – жорсткість КЕ для i -ї ітерації;

K_{i+1} – відкоригована жорсткість після i -ї ітерації;

$[S]$ – допустимий тиск на ґрунт бічною поверхнею палі, визначений за формулою (4) для шару ґрунту DL;

S_i – тиск на ґрунт за результатами розрахунків для шару на i -ї ітерації.

Ітераційний процес закінчується, коли для усіх розрахункових глибин виконується умова

$$0,95 E[S]/S_i \leq 1,05.$$

Визначення коефіцієнта жорсткості під нижнім кінцем палі в складі фундаменту при крученні палі відносно вертикальної осі K_u , кН/м. У відповідності з п. 1.26 [2] виконується залежність

$$K_u = C_y \cdot I_y,$$

де I_y – момент інерції кручення палі відносно її вертикальної осі, м⁴;

C_y – коефіцієнт пружного нерівномірного зсуву, кН/м³.

У свою чергу, $C_y = C_z$.

Врахування впливу динамічного ефекту від сейсмічних дій на характеристики розрахункової моделі. У першому наближенні коефіцієнт впливу динамічної складової навантаження на жорсткість ґрунту в вертикальному напрямку під нижнім кінцем одиночної палі k_d можна визначити за формулою

$$k_d = b_i \cdot (1,15)^{I-5},$$

де I – інтенсивність землетрусу;

b_i – спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає i -й формі власних коливань будівлі або споруди. Приймається за рисунком 6.2 або таблицею 6.7 залежно від періоду i -ї форми і категорії ґрунту за сейсмічними властивостями. При розрахунках будівель (споруд), зазначених у 1, 6 і 3 таблиці 6.2 слід приймати значення коефіцієнтів динамічності за графіками, наведеними у Додатку Д залежно від коефіцієнта піддатливості m , визначеного за Додатком Г [9].

Відносне демпфірування для паль у складі фундаменту слід визначати, як правило, за результатами випробувань. За відсутності експериментальних даних рекомендується використовувати методику [5], адаптовану для пальових фундаментів за формулами для імпульсних коливань

$$x_r = 0,3 \cdot 10^3 \{ b_0 [1 + (A_{10}/A)^{0,5}] \cdot V_s (0,7 + 0,3 \Gamma) g_{de} r / r_0 \}^{-0,5},$$

де $x_r = x_\Gamma$ – коефіцієнт демпфірування у вертикальному напрямку у частках від одиниці;

r – середній статичний тиск під подошвою фундаменту, кН/м²; $r_0 = 400$ кН/м²;

V_s – швидкість розповсюдження поперечної хвилі в ґрунті будівельного майданчика, м/с;

g_{de} – щільність ґрунту в природних умовах залягання, кг/м³;

Γ – коефіцієнт відносного ущільнення ґрунту, частки від одиниці. Для скелястих ґрунтів $\Gamma = 1$; для гравійних та піщаних – $\Gamma = D$; для глин $\Gamma = K_d$; для супісків і суглинків $\Gamma = \sqrt{D^2 + K_d^2}$, де

D – коефіцієнт відносного ущільнення піску, частки від одиниці; K_d – коефіцієнт відносного ущільнення глини, частки від одиниці.

Коефіцієнт D вираховують за формулою [7]

$$D = [g_{d \min} \mp (g_{d,e} - g_{d \min})] / [g_{d,e} \mp (g_{d \max} - g_{d \min})],$$

де $g_{d \max}$, $g_{d,e}$, $g_{d \min}$ – об'ємні щільності скелета ґрунту при максимальній щільності; в природних умовах і при мінімальній щільності (у рихлих складаннях).

Коефіцієнт K_d вираховується за формулою [7]

$$K_d = (e_f - e) / (e_f - e_p),$$

де e – коефіцієнт пористості ґрунту в природних умовах залягання; e_f і e_p – коефіцієнти пористості ґрунту, які дорівнюють при верхній межі пластичності g_s , W_f і нижній – g_s , W_p .

У свою чергу,

$$e = (g_s - g_d) / g_d,$$

де g_s – щільність часток ґрунту, кг/м³;

g_d – об'ємна щільність скелета ґрунту, кг/м³;

W_p , W_f – вологість розрідженого і напівтвердого ґрунту.

Значення x_x , x_j , x_y – визначаються за формулами:

$$x_x = 0,6 \mp x_z;$$

$$x_j = 0,5 \mp x_z;$$

$$x_y = 0,3 \mp x_z.$$

Несуча здатність паль у складі фундаменту за властивостями ґрунтової основи на вертикальні і горизонтальні навантаження, які виникають при сейсмічних діях, визначається згідно з Додатком Н, з урахуванням пунктів 8.5.6.24 і 8.5.6.25 [1].

Розрахункову несучу здатність F_{dHS} паль у складі фундаменту за властивостями ґрунтової основи на горизонтальне навантаження при сейсмічних діях пропонується визначати за формулами, подібними до формул (24) і (27) Додатка 1 СНиП 2.02.03-85:

- для паль, що жорстко з'єднані з ростверком,

$$F_{dHS} = 1,65 \mp h_{1s} \mp h_{2s} \mp (a_{ih} \mp a_s \mp b_p \mp M_u^2)^{1/3};$$

- для паль, що не мають жорсткого з'єднання з ростверком,

$$F_{dHS} = h_{1s} \mp h_{2s} \mp a_{ih} \mp a_s \mp b_p \mp Z_z^2 / 2;$$

де a_{ih} – знижувальний коефіцієнт жорсткості ґрунту, що оточує палю з номером i , в складі фундаменту на горизонтальне навантаження за формулою (2);

M_u – критичне значення згинального моменту, який може сприйняти поперечний переріз палі з урахуванням горизонтальної сили, кНм;

Z_z – відстань від поверхні ґрунту до місця виникнення пластичного шару, м;

a_s – міцнісний коефіцієнт пропорційності на сейсмічні дії, кН/м², який вираховується за формулою

$$a_s = a \mp [1 + (A_{10}/1 \mp b_p)^{0,5}],$$

де $A_{10} = 10 \text{ м}^2 (1 - 1 \text{ м})$;

a – міцнісний коефіцієнт пропорційності на статичні навантаження, визначається за таблицею Н.8.1 [1].

Згідно з приміткою 3 до пункту 8.5.2.25 при дії короткочасних горизонтальних навантажень (до яких відносяться і сейсмічні) розрахункове навантаження допускається підвищувати на 10 % за умови, що у ряду чотири палі і на 20 % – вісім і більше паль у порівнянні з несучою здатністю палі.

Визначення внутрішніх зусиль та переміщень [5]. Внаслідок перепланування будівель і споруд, прокладання комунікацій розташування мас і жорсткостей може порушитись у порівнянні з проектними на початку експлуатації. При розрахунках споруд із несиметричним і нерегулярним розташуванням мас і жорсткостей належить враховувати найбільш небезпечні для даної конструкції або її елементів напрямки дії сейсмічних навантажень. У тих випадках, коли визначення небезпечного напрямку дії сейсмічного навантаження викликає труднощі, рекомендується виконувати незалежні розрахунки конструкції при трьох взаємно ортогональних напрямках дії сейсмічної сили, а розрахункові значення внутрішніх зусиль та напружень знаходити за формулами:

$$N_{xp} = N_x \pm \frac{N_y \cdot 0,3}{(1 - w)} \pm \frac{N_z \cdot 0,3}{(1 - w)};$$

$$N_{yp} = N_y \pm \frac{N_x \cdot 0,3}{(1 - w)} \pm \frac{N_z \cdot 0,3}{(1 - w)};$$

$$N_{zp} = N_z \pm \frac{N_x \cdot 0,3}{(1 - w)} \pm \frac{N_y \cdot 0,3}{(1 - w)},$$

а розрахункові значення переміщень визначати за формулою

$$u_p = (u_x^2 + u_y^2 + u_z^2)^{0,5},$$

де N_x, N_y, N_z – зусилля або напруження при сейсмічній дії вздовж осі x, y, z ;

u_x, u_y, u_z – переміщення при сейсмічній дії вздовж осі x, y, z ;

W – параметр пошкодження несучих конструкцій, частка від одиниці.

Розрахунки елементів конструкцій [5]. Перевірка перерізів елементів конструкцій, їх вузлів і з'єднань здійснюється за несучою здатністю у припущенні статичного прикладення сейсмічних навантажень.

Для залізобетонних і кам'яних несучих елементів, включаючи палі і ростверк, належить обмежувати допустимі значення параметра g у відповідності з п. 2.5.2 ДБН В.1.1-12:2006. Умова несучої здатності виражається залежністю

$$\frac{g_n SP}{R_{p0}(1 - w)} \leq g; \quad \frac{g_n SQ}{R_{Q0}(1 - w)} \leq g,$$

де g_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю, який визначається за п. 7.6.4 ДБН В.1.2-14:2009;

SP, SQ – розрахункові сумарні відповідно вертикальні і горизонтальні статичні навантаження, включаючи і сейсмічні, які діють у найбільш навантаженому перерізі несучих конструкцій елементів будівлі;

R_{p0}, R_{Q0} – розрахункові несучі здатності конструктивних елементів будівлі відповідно на вертикальне і горизонтальне навантаження на початку експлуатації;

W – частка від одиниці накопичених пошкоджень матеріалу палі у відповідності з [3, 4].

Вплив залишкового або перепризначеного ресурсу на інтенсивність сейсмічного навантаження визначається за методикою [6].

Висновки.

Запропоновані співвідношення дають змогу враховувати накопичені пошкодження основи та матеріалу палі у розрахунках на стійкість до сейсмічних впливів будівель і споруд на пальових фундаментах, що перебувають в експлуатації.

- [1] Зміна 1 ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Мінрегіонбуд України. – 2011.
- [2] СНиП 2.02.05-87 Фундаменты машин с динамическими нагрузками. – М.: 1988.
- [3] Матченко П.Т. Методика оцінки довговічності залізобетонних конструкцій, що працюють в ґрунті // Будівельні конструкції. – 2010. Випуск 73. – С. 617–628.
- [4] Матченко П.Т. Методика оцінки довговічності залізобетонних конструкцій, що працюють в агресивних рідинах // Будівництво України. – 2011. – № 1. С. 32–37.
- [5] Матченко П.Т. Методика врахування старіння несучих конструкцій і основи в розрахунках будівель і споруд на сейсмічні дії // Будівництво України. – 2012. – № 1. С. 31–35.

- [6] Матченко Т.І., Шаміс Л.Б., Матченко П.Т. Оцінка запасів сейсмостійкості сталевих конструкцій будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації, та визначення їх залишкового ресурсу // Будівництво України. – 2015. – № 1. С. 37–44.
- [7] Бирюков Р.С., Казарский В.Д., Мотыльев Ю.Л. Методическое пособие по определению физико-механических свойств грунтов – М.: Недра, 1975. – 278 с.
- [8] Матченко П.Т. Інженерна методика розрахунку довговічності елементів залізобетонних конструкцій за критичними деформаціями // Будівництво України. – 2011. – № 5. С. 41–46.
- [9] ДБН В.1.1-12-2013 Будівництво у сейсмічних районах України.

Надійшла 03.02.2015 р.



УДК 624.012

ОБЧИСЛЕННЯ АТМОСФЕРНИХ ОПАДІВ ДЛЯ МЕТЕОСТАНЦІЙ ПОЖЕЖЕВСЬКА І Г. ГОВЕРЛА. РАЙОНУВАННЯ ТЕРИТОРІЇ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ ЗА СУМОЮ РІЧНИХ АТМОСФЕРНИХ ОПАДІВ

У ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» не наведені параметри суми річних атмосферних опадів для метеостанцій Пожежевська і г. Говерла. За 50-річними спостереженнями (1955–2005 рр.) на 9 метеостанціях Закарпатської обл., 23 напрямками між метеостанціями і перехідними станціями та висотно-логірифічними коефіцієнтами кліматичні параметри визначені для населених пунктів, вершин і перевалів. Вперше проведено районування території регіону за річними атмосферними опадами.

In DСТU-N B V.1.1-27:2010 «Building Climatology» parameters are not the sum of annual precipitation for meteorological Pozhezhevsk mountains Hoverla. Over 50 years of observations (1955–2005 years) in the Transcarpathian region 9 meteorological stations, 23 lines between meteorological and transition stations and altitude-logarithmic coefficients climatic parameters specified for residential, peaks and passes. For the first time zoning rahionu on annual precipitation.

Ключові слова: метеостанції, перехідні станції, напрямки, висотно-логірифічні коефіцієнти, районування території.

Базовими даними для обчислення суми річних та рідких і змішаних атмосферних опадів для метеостанцій Пожежевська і г. Говерла є результати 50-річних спостережень за кліматичними параметрами на 9 метеостанціях Закарпатської обл., які наведені в таблиці 1.

Параметри суми річних атмосферних опадів для г. Говерла детально не досліджувались. Базування метеостанції Пожежевська (1480,5 м), що в Івано-Франківській обл., змінено – її місце розташування переміщено за висотою нижче на 50 м, тому попередні кліматичні параметри, отримані на даній метеостанції, використовувати не доцільно.

Методики досліджень. Для визначення кліматичних параметрів для метеостанцій Пожежевська та г. Говерла застосовано 5 напрямків між 6 метеостанціями Закарпатської обл.:



Я.С. Гук
доцент кафедри
міського будівництва і господарства
Ужгородського національного
університету, к.т.н.

1. Берегово – 113 м (1) – Плай – 1330 м (2);
2. Ужгород – 114,6 м (1) – Плай – 1330 м (2);
3. Хуст – 166 м (1) – Плай – 1330 м (2);
4. Рахів – 438 м (1) – Плай – 1330 м (2);
5. Міжгір'я – 456 м (1) – Плай – 1330 м (2),
висотно-логірифічні коефіцієнти і три методи.

А. За методикою висотно-логірифічних коефіцієнтів [1–6] визначені суми річних атмосферних опадів, пружностей водяної пари, від-

Таблиця 1

Вхідні дані для обчислення суми річних та рідких і змішаних атмосферних опадів
на 9 метеостанціях Закарпатської обл. за спостереженнями 1955–2005 рр.

Назва метеостанції	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Річна сума опадів, мм	Річна сума опадів рідких і змішаних, мм	Річна сума барометричного тиску, ГПа	Річна сума відносної вологості зовнішнього повітря, %	Тривалість дощового періоду, діб	Річна сума пружності водяної пари, ГПа
Берегово	113,0	687	440	12028,1	905	306	119,5
Ужгород	114,6	748	466	12025,1	871	303	113,8
Хуст	166,0	1095	641	11971,0	948	285	117,8
В. Березний	209,0	878	561	11911,3	939	298	111,8
Рахів	438,0	1197	751	11639,0	938	276	105,6
Міжгір'я	456,0	1204	763	11617,3	960	295	104,2
Н. Ворота	500,0	1046	693	11563,9	961	250	103,0
Н. Студений	615,0	1073	722	12379,3	992	260	98,9
Плай	1330,0	1646	1028	10369,8	989	214	79,7

носної вологості зовнішнього повітря, барометричного тиску, тривалості дощового періоду за формулами:

$$P'_X = P'_1 + \lg K_{1-2} \cdot \lg(H_X - H_1), \quad (1)$$

або

$$P'_X = P'_2 - \lg K_{1-2} \cdot \lg(H_2 - H_X), \quad (2)$$

де P'_X, P'_1, P'_2 – кліматичні параметри на станціях $X, 1, 2$ напрямку 1–2 (суми: річних рідких і змішаних атмосферних опадів, пружностей водяної пари, відносної вологості зовнішнього повітря, барометричного тиску та тривалості дощового періоду);

$\lg K_{1-2}$ – висотно-логіарифмічний коефіцієнт кліматичних параметрів між напрямком 1–2;

$$\lg K_{1-2} = \frac{P'_2 - P'_1}{\lg(H_2 - H_1)}, \quad (3)$$

H_X, H_1, H_2 – висоти над рівнем Балтійського моря на станціях $X, 1, 2$ напрямку 1–2, м.

Б. За методикою висотно-логіарифмічних коефіцієнтів і сумою річних пружностей водяної пари, барометричного тиску та відносної вологості зовнішнього повітря [7–9] визначені річні суми атмосферних опадів та рідких і змішаних за формулами:

$$Q_{\text{річ. (р., з)}} = K_{\text{ст.Пож., Гов.}} \cdot P''_{\text{ст.Пож., Гов.}}, \quad (4)$$

де

$$K_{\text{ст.Пож., Гов.}} = \Delta K_{\text{ст.Пож., Гов.}} + K_1; \quad (5)$$

$$\Delta K_{\text{ст.Пож., Гов.}} = \Delta K_{1-2, \text{річ. (р., з.)}} \cdot \lg(H_{\text{ст.Пож., Гов.}} - H_1); \quad (6)$$

$$K_{1,2, \text{річ. (р., з.)}} = \frac{Q_{1,2, \text{річ. (р., з.)}}}{P''_{1-2, \text{річ.}}}, \quad (7)$$

$$\Delta K_{1-2, \text{річ. (р., з.)}} = \frac{(K_2 - K_1)_{\text{річ. (р., з.)}}}{\lg(H_2 - H_1)}, \quad (8)$$

де K_1, K_2 – відношення суми річних (рідких і змішаних) опадів, мм, до сум P'' на станціях 1, 2 напрямку 1–2 (річної пружності водяної пари, ГПа, відносної вологості зовнішнього повітря, %, атмосферного тиску, ГПа);

$\Delta K_{1,2, \text{річ. (р., з.)}}$ – різниця між коефіцієнтами $(K_2 - K_1)_{\text{річ. (р., з.)}}$ на логарифм різниці висот між станціями 2, 1 напрямку 1–2;

$K_{\text{Пож., Гов., річ. (р., з.)}}$ – коефіцієнт відношення суми річних опадів (рідких і змішаних) до річних: P'' – пружності водяної пари, ГПа, відносної вологості зовнішнього повітря, %, атмосферного тиску, ГПа, на станціях Пожежевська і Говерла напрямків 1–2.

В. За методикою висотно-логіарифмічних коефіцієнтів та напрямків: річної вологості зовнішнього повітря і тривалості дощового періоду [10–13] визначені суми річних атмосферних опадів рідких і змішаних за формулами:

$$Q_{\text{річ., Пож., Гов.}} = K_{\text{Пож., Гов.}} \cdot \frac{T_{\text{Пож., Гов.}}}{\Sigma B_{\text{Пож., Гов.}}}; \quad (9)$$

$$\Delta K_{\text{річ., Q/ΣB}} = \frac{K_{2, Q/ΣB} - K_{1, Q/ΣB}}{\lg(H_2 - H_1)}, \quad (10)$$

$$\Delta K_{\text{Пож., Гов.}} = \Delta K_{Q/ΣB} \cdot \lg(H_{\text{Пож., Гов.}} - H_1), \quad (11)$$

$$K_{\text{Пож., Гов.}} = \Delta K_{\text{Пож., Гов.}} + K_{1, Q/ΣB}; \quad (12)$$

$$K_{1, (\text{річ.}) Q/ΣB} = \frac{Q_1}{\Sigma B_1} \cdot T_1; \quad (13)$$

$$K_{2, (\text{річ.}) Q/ΣB} = \frac{Q_2}{\Sigma B_2} \cdot T_2; \quad (14)$$

$$T_{\text{д., X}} = 365 - T_{\text{сн., X}}, \quad (15)$$

де $K_1, \text{річ. (р., з.)}, K_2, \text{річ. (р., з.)}$ – коефіцієнти відношення суми опадів річних (рідких і змішаних) до суми річної вологості зовнішнього повітря на станціях 1, 2 напрямку 1–2, мм/%;

$\Delta K_{\text{річ. (р., з.) Q/ΣB}}$ – коефіцієнт відношення різниці коефіцієнтів $K_2 - K_1$, на логарифм різниці висот на станціях 1, 2, (мм/%·м);

$H_{\text{Пож., Гов.}}$ – висоти над рівнем Балтійського моря на станціях Пожежевська, Говерла, м;

$Q_{\text{річ. (р., з.), Пож., Гов.}}$ – сума річних (рідких і змішаних) опадів на станціях Пожежевська і Говерла, мм;

$T_X, T_1, T_2, T_{\text{Пож.}}, T_{\text{Гов.}}$ – тривалість дощового періоду на станціях 1, 2, Пожежевська і Говерла, діб;

$T_{\text{сн., X}}$ – тривалість снігового покриву, діб;

365 – кількість діб у році.

Результати досліджень. Результати обчислень річних та рідких і змішаних атмосферних опадів за формулами 1–15 для 18 перехідних станцій наведені в таблиці 2.

Результати обчислень сум: річних пружностей водяної пари, відносної вологості зовнішнього повітря, барометричного тиску і тривалості дощового періоду на метеостанціях Пожежевська і г. Говерла наведені в таблицях 3, 4, сум річних та рідких і змішаних атмосферних опадів на метеостанціях Пожежевська і г. Говерла за формулами 1–15 – у таблицях 5–10.

За формулами 1–15 і 23 напрямками між 9 метеостанціями і 18 перехідними станціями (рис. 1.) обчислені річні атмосферні опади для населених пунктів, вершин і перевалів Закар-

патської обл., за якими на карті масштабу 1:250000 нанесені ізогієти та проведено районування території регіону (рис. 2.), де виділено 7 районів із такими показниками річних атмосферних опадів:

- 1 район 600 – 800 мм;
2 район 800 – 1000 мм;
3 район 1000 – 1200 мм;
4 район 1200 – 1400 мм;
5 район 1400 – 1600 мм;
6 район 1600 – 1800 мм;
7 район 1800 – 2000 мм.

За даними таблиць 1–10 побудований графік (рис. 3) залежності сум річних атмосферних опадів від розташування станцій над рівнем Балтійського моря.

Таблиця 2

**Результати обчислення суми річних та рідких
і змішаних атмосферних опадів
для 18 перехідних станцій Закарпатської обл.**

Назва станції	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Сума атмосферних опадів, мм	
		річних	рідких і змішаних
Мукачево	116,5	690,8	442,2
Перечин	142,0	785,7	493,6
Буштино	195,8	1108,6	651,3
Свалява	203,5	771,4	499,1
Бедевя	225,2	1121,9	661,5
Поляна	242,0	807,0	524,3
Діброва	250,0	1133,2	670,1
г. Глибока	301,1	890,5	555,4
г. Свалявка	525,0	1095,8	692,2
г. Чорна Гора	565,0	1283,9	773,7
Ужоцький перевал	852,0	1346,7	843,3
г. Дарвайка	883,0	1421,0	889,2
г. Хмелів	887,0	1423,0	890,4
г. Маковиця	978,0	1408,0	880,2
г. Мокра	1225,0	1593,2	995,4
г. Угорська	1294,0	1627,8	1016,8
г. Кук	1361,0	1661,2	1037,4
г. Полонина Рівна	1470,0	1747,2	1084,5

Результати обчислення сум річних пружностей водяної пари і відносної вологості зовнішнього повітря за методикою А (формули 1-3)

Напрямки	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Lg ст.2 - ст.1	Lg ст.Пож. - ст.1	Lg ст.Гов. - ст.1	П _{1,2, річ., ГПа}	ΔП _{1,2, ГПа/м}	ΔП _{річ.,Пож. ГПа}	П _{річ.Гов., ГПа}	В _{річ.,1,2, %}	ΔВ _{річ., %/м}	В _{річ.,Пож., %}	ΔВ _{річ.,Гов., %}	В _{річ.,Гов., %}
Берегово - (1)	113,0	3,0853	3,1264	3,2895	119,5	12,8999	40,330	79,1698	905	27,226	990,118	89,559	994,559
Плай - (2)	1330,0				79,7			42,434	989				
Жгород - (1)	114,6	3,0847	3,1354	3,2892	113,8	11,0545	34,660	79,1395	871	38,253	990,939	125,822	996,820
Плай - (2)	1330,0				79,7			36,360	989				
Хуст - (1)	166,0	3,0660	3,1188	3,2776	117,8	12,4266	38,756	79,0438	948	13,372	989,706	43,829	991,830
Плай - (2)	1330,0				79,7			40,729	989				
Равів - (1)	438,0	2,9504	3,0181	3,2103	105,6	8,7785	26,494	79,1056	938	17,286	990,170	55,493	993,490
Плай - (2)	1330,0				79,7			28,181	989				
Міжгір'я - (1)	456,0	2,9415	3,0105	3,2055	104,2	8,3290	25,075	79,1252	960	8,839	986,609	28,332	988,330
Плай - (2)	1330,0				79,7			26,698	989				
							Сер.: 79,12	Сер.: 77,29		Сер.: 13,37	Сер.: 989,51	Сер.: 43,83	Сер.: 993,00

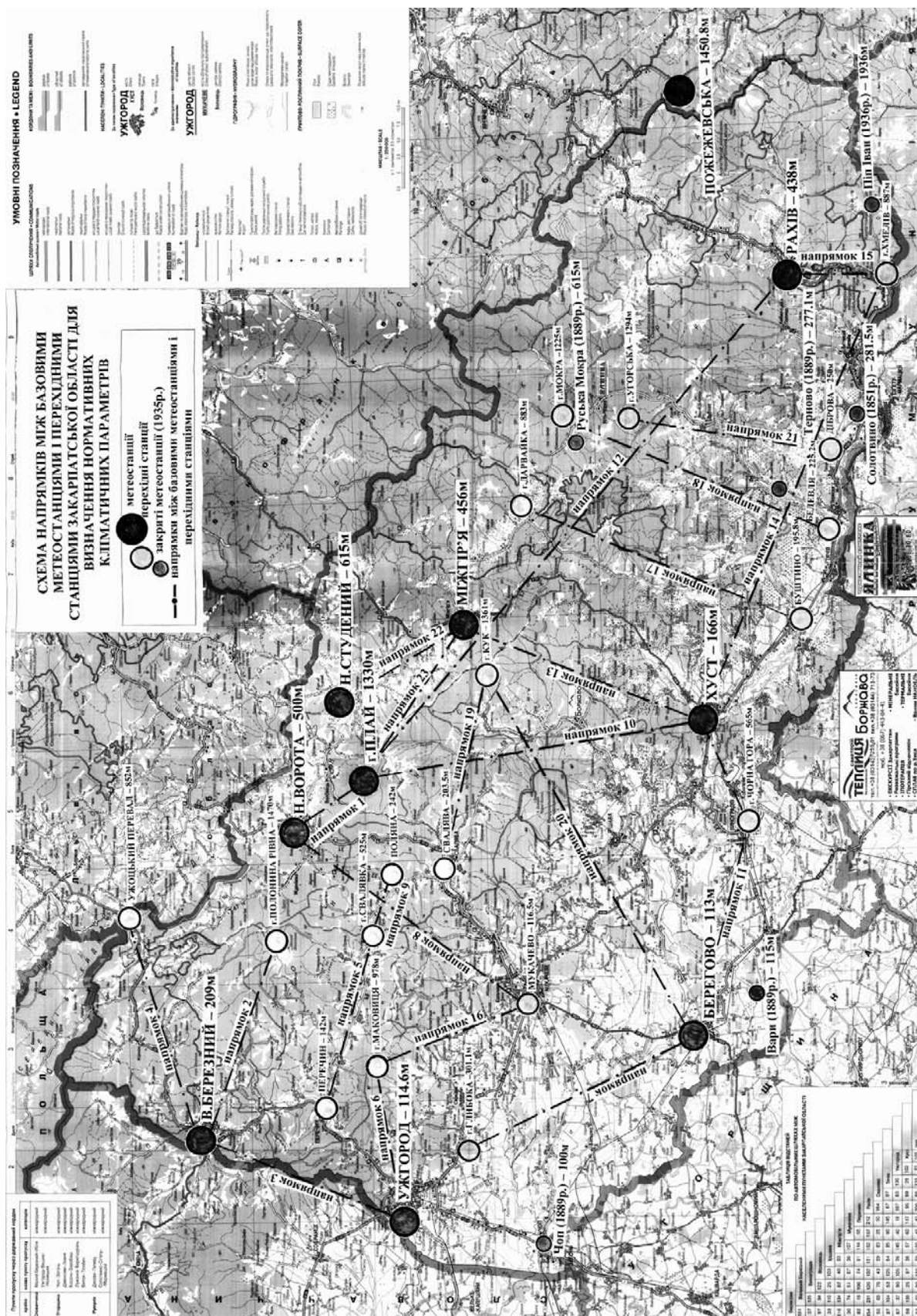


Рис. 1. Схема напрямків між базовими метеостанціями і перехідними станціями Закарпатської обл. для визначення нормативних кліматичних параметрів

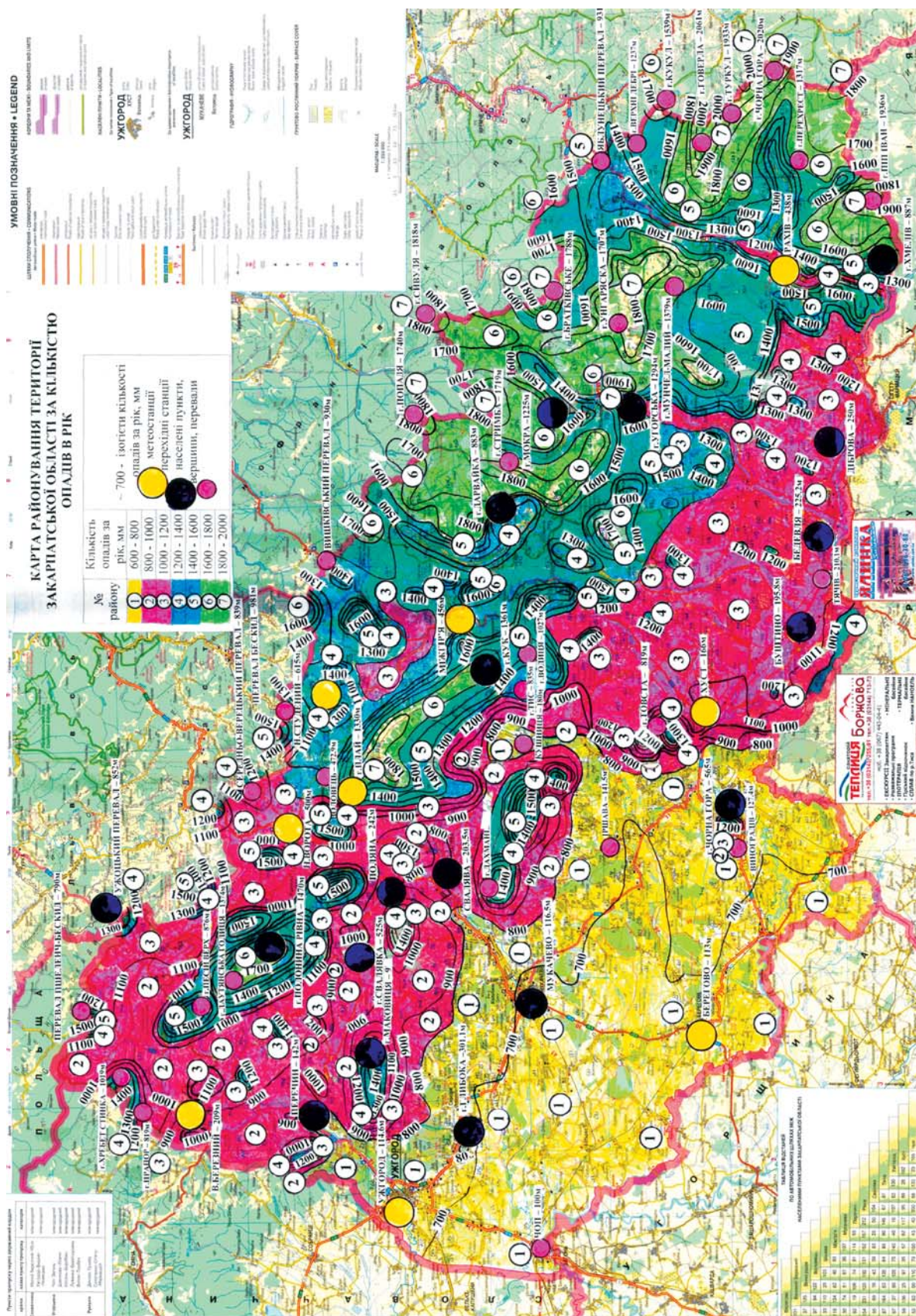


Рис. 2. Карта районування території Закарпатської обл. за кількістю річних опадів

Таблиця 4

Результати обчислення сум річних барометричного тиску і тривалості дощового періоду за методикою А (формули 1–3)

Напрямки	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Lg ст.2 - ст.1	Lg ст.Пож.-ст.1	Lg ст.Гов.-ст.1	P _{1,2, річ., ГПа}	ΔP _{1,2, ГПа/м}	ΔP _{річ.,Пож., ГПа}	P _{річ.,Пож., ГПа}	ΔP _{річ.,Гов., ГПа}	P _{річ.,Гов., ГПа}	T _{річ.,1,2, діб}	ΔT _{річ., діб/м}	ΔT _{річ.,Пож., діб}	T _{річ.,Пож., діб}	ΔT _{річ.,Гов., діб}	T _{річ.,Гов., діб}
Берегово – (1) Плай – (2)	113,0 1330,0	3,0853	3,1264	3,2895	12028,1 10369,8	537,484	1680,39	10347,71	1768,05	10260,04	306 214	29,819	93,22	212,78	98,08	207,92
Ужгород – (1) Плай – (2)	114,6 1330,0	3,0847	3,1354	3,2892	12025,1 10369,8	536,616	1682,50	10342,59	1765,03	10260,06	303 214	28,852	90,46	212,54	94,89	208,11
Хуст – (1) Плай – (2)	166,0 1330,0	3,0660	3,1188	3,2776	11971,0 10369,8	522,243	1628,77	10342,22	1711,71	10259,29	285 214	23,157	72,22	212,77	75,89	209,11
Раків – (1) Плай – (2)	438,0 1330,0	2,9504	3,0181	3,2103	11639,0 10369,8	430,184	1298,29	10340,70	1381,02	10257,97	276 214	21,014	63,42	212,57	67,46	208,53
Міжгір'я – (1) Плай – (2)	456,0 1330,0	2,9415	3,0105	3,2055	11617,3 10369,8	424,102	1276,76	10340,53	1359,44	10257,95	295 214	27,537	82,90	212,09	88,26	206,73
							Сер.: 10342,75	Сер.: 10259,06								

Таблиця 5

Результати обчислення сум річних (чисельник) та рідких і змішаних (знаменник) атмосферних опадів за висотно-логарифмічними коефіцієнтами за методикою А (формули 1–3)

Напрямки	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Логарифм різниці висот між ст.2 і ст.1	Логарифм різниці висот між ст.Пож.-ст.1	Логарифм різниці висот між ст.Гов.-ст.1	Q _{1 річ. (р.1,2), мм}	Q _{2 річ. (р.1,2), мм}	K _{1,2, (р.1,2), мм/м}	ΔK _{Пож., мм}	Q _{Пож., мм}	ΔK _{Гов.-рл., мм}	Q _{Гов.-рл., мм}
Берегово – (1) Плай – (2)	113,0 1330,0	3,0853	3,1264	3,2895	687 440	1646 1028	310,83 190,58	971,775 595,83	1658,75 1035,83	1022,57 626,93	1709,50 1066,91
Ужгород – (1) Плай – (2)	114,6 1330,0	3,0847	3,1354	3,2892	748 466	1646 1028	291,11 182,18	912,76 571,24	1660,75 1037,24	957,53 599,23	1705,53 1065,23
Хуст – (1) Плай – (2)	166,0 1330,0	3,0660	3,1188	3,2776	1095 641	1646 1028	179,71 126,22	560,8 393,66	1655,48 1034,66	589,02 413,69	1684,02 1054,69
Раків – (1) Плай – (2)	438,0 1330,0	2,9504	3,0181	3,2103	1197 751	1646 1028	152,18 93,89	459,29 283,35	1656,28 1034,35	488,54 300,96	1685,54 1052,00
Міжгір'я – (1) Плай – (2)	456,0 1330,0	2,9415	3,0105	3,2055	1204 763	1646 1028	150,26 90,09	452,36 271,22	1656,37 1034,21	481,64 288,77	1685,64 1051,72

Таблиця 6
Результати обчислення суми річних (чисельник) і рідких і змішаних (знаменник) атмосферних опадів за висотно-логарифмічними коефіцієнтами, річною відносною вологістю повітря за методикою Б (формули 4–8)

Напрямки	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Lg ст.2 - ст.1	Lg ст.Пож. - ст.1	Lg ст.Гов. - ст.1	Сума річних відносних вологостей повітря на ст.1, 2		Сума атмосферних опадів на ст.1, 2		K _{1,р.ч.} мм/%	K _{2,р.ч.} мм/%	ΔK _{пож,р.ч.} мм/%·м	K _{пож,р.ч.} мм/%	ΣB _{пож,р.ч.} %	Q _{пож,р.ч.} мм	ΔK _{гов,р.ч.} мм/%·м	K _{гов,р.ч.} мм/%	ΣB _{гов,р.ч.} %	Q _{гов,р.ч.} мм
					ΣB ₁ , %	ΣB ₂ , %	Q ₁ , мм	Q ₂ , мм										
Берегово – (1)	113,0	3,0853	3,1264	3,2895	905	989	687	1,6643	0,7591	1,6643	0,2934	1,6763	989,51	1658,75	0,9651	1,7242	993	1712,15
Плай – (2)	1330,0						440	1,039	0,4861	1,0394	0,1793	1,0468		1035,82	0,5898	1,0760		1068,51
Ужгород – (1)	114,6	3,0847	3,1354	3,2892	871	989	748	1,6643	0,8587	1,6643	0,2611	1,6775	989,51	1659,90	0,8589	1,7171	993	1705,69
Плай – (2)	1330,0						466	1,039	0,5350	1,0394	0,1635	1,0477		1036,73	0,5378	1,0728		1065,36
Хуст – (1)	166,0	3,0660	3,1188	3,2776	948	989	1095	1,6643	1,1551	1,6643	0,1661	1,6731	989,51	1655,54	0,5444	1,6994	993	1687,57
Плай – (2)	1330,0						641	1,039	0,6761	1,0394	0,1184	1,0457		1034,71	0,3883	1,0645		1057,05
Рахів – (1)	438,0	2,9504	3,0181	3,2103	938	989	1197	1,6643	1,2711	1,6643	0,1316	1,6732	989,51	1655,64	0,4224	1,6985	993	1686,64
Плай – (2)	1330,0						751	1,039	0,8006	1,0394	0,0809	1,0449		1033,95	0,2598	1,0604		1053,05
Міжгір'я – (1)	456,0	2,9415	3,0105	3,2055	960	989	1204	1,6643	1,2541	1,6643	0,1394	1,6739	989,51	1656,39	0,4469	1,711	993	1689,23
Плай – (2)	1330,0						763	1,039	0,7948	1,0394	0,0831	1,0451		1034,21	0,2665	1,0614		1053,95

Таблиця 7
Результати обчислення суми річних (чисельник) і рідких і змішаних (знаменник) атмосферних опадів за висотно-логарифмічними коефіцієнтами і сумою річної пружності водяної пари зовнішнього повітря за методикою Б (формули 4–8)

Напрямки	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Lg ст.2 - ст.Пож. - ст.1	Lg ст.Пож. - ст.Гов. - ст.1	Lg ст.Гов. - ст.1	Сума річних пружностей водяної пари на ст.1, 2		Сума атмосферних опадів на ст.1, 2		K _{1,р.ч.} мм/ГПа	K _{2,р.ч.} мм/ГПа	ΔK _{1-2,р.ч.} мм/ГПа·м	ΔK _{пож,р.ч.} мм/ГПа	K _{пож,р.ч.} мм/ГПа	ΣΠ _{пож,р.ч.} ГПа	Q _{пож,р.ч.} мм	ΔK _{гов,р.ч.} мм/ГПа	K _{гов,р.ч.} мм/ГПа	ΣΠ _{гов,р.ч.} ГПа	Q _{гов,р.ч.} мм
					ΣΠ ₁ , ГПа	ΣΠ ₂ , ГПа	Q ₁ , мм	Q ₂ , мм											
Берегово – (1)	113,0	3,0853	3,1264	3,2895	119,5	797	687	1646	5,7489	20,6524	4,8305	15,102	20,85	79,12	1649,65	15,8899	21,6388	77,29	1672,46
Плай – (2)	1330,0						440	1028	3,6820	12,8983	2,9871	6,6651	13,0211		1030,23	9,8270	13,5090		1044,11
Ужгород – (1)	114,6	3,0847	3,1354	3,2892	113,8	797	748	1646	6,5729	20,6524	4,5643	14,3109	20,88	79,12	1652,03	15,0128	21,58	77,29	1667,91
Плай – (2)	1330,0						466	1028	4,0949	12,8983	2,8539	9,4565	13,0426		1031,93	9,3879	13,4819		1042,02
Хуст – (1)	166,0	3,0660	3,1188	3,2776	117,8	797	1095	1646	9,2954	20,6524	3,7042	11,5525	20,85	79,12	1649,65	12,1409	21,44	77,29	1657,10
Плай – (2)	1330,0						641	1028	5,4414	12,8983	2,4321	7,5852	13,0266		1030,66	7,9715	13,4128		1036,68
Рахів – (1)	438,0	2,9504	3,0181	3,2103	105,6	797	1197	1646	11,3352	20,6524	3,1580	9,5310	20,86	79,12	1650,44	10,1381	21,47	77,29	1659,41
Плай – (2)	1330,0						751	1028	7,1117	12,8983	1,9613	5,9193	13,0310		1031,01	6,2963	13,4081		1036,31
Міжгір'я – (1)	456,0	2,9415	3,0105	3,2055	104,2	797	1204	1646	11,5547	20,6524	3,0928	9,3111	20,85	79,12	1650,44	9,9141	21,468	77,29	1659,26
Плай – (2)	1330,0						763	1028	7,3224	12,8983	1,8959	5,7076	13,0211		1030,86	6,0773	13,3965		1035,41

Таблиця 8
Результати обчислення суми річних (чисельник) та рідких і змішаних (знаменник) атмосферних опадів за висотно-логіарифмічними коефіцієнтами, сумаю річних барометричних тисків на за методикою Б (формули 4–8)

Напрямки	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Lg ст.2-ст.1	Lg ст.Пож.-ст.1	Lg ст.Гов.-ст.1	$\Sigma P_{ст.1,2}$ ГПа	$\Sigma P_{рід.Пож.}$ ГПа	$\Sigma P_{Гов.рід.}$ ГПа	$Q_{д.рід.}$ мм	$Q_{д.рід.}$ мм	$K_{1,рід.}$ мм/ГПа	$K_{2,рід.}$ мм/ГПа	$K_{1+2,рід.}$ мм/ГПа-м	$\Delta K_{Пож.рід.}$ мм/ГПа	$K_{Пож.рід.}$ мм/ГПа	$Q_{Пож.рід.}$ мм	$\Delta K_{Гов.рід.}$ мм/ГПа	$K_{Гов.рід.}$ мм/ГПа	$Q_{Гов.рід.}$ мм
Берегово – (1)	113,0	3,0853	3,1264	3,2895	12028,1	10347,71	10260,04	687	1646	0,05711	0,15873	0,03293	0,1029	0,1601	1656,5	0,1083	0,1654	1697,58
Плай – (2)	1330,0				10369,8			440	1028	0,03658	0,09913	0,02027	0,06339	0,09997	1034,43	0,06669	0,1033	1059,59
Ужгород – (1)	114,6	3,0847	3,1354	3,2892	12025,1	10342,59	10260,06	748	1646	0,06220	0,15873	0,03129	0,0981	0,1603	1658,25	0,1029	0,1651	1694,40
Плай – (2)	1330,0				10369,8			466	1028	0,03875	0,09913	0,01957	0,06137	0,1001	1034,25	0,06438	0,1031	1058,19
Хуст – (1)	166,0	3,0660	3,1188	3,2776	11971,0	10342,22	10259,29	1095	1646	0,09147	0,15873	0,02193	0,0684	0,1599	1653,59	0,0683	0,1599	1640,10
Плай – (2)	1330,0				10369,8			641	1028	0,06198	0,09913	0,01215	0,03779	0,09977	1031,88	0,03972	0,1017	1043,27
Рахів – (1)	438,0	2,9504	3,0181	3,2103	11639,0	10340,70	10257,97	1197	1646	0,10284	0,15873	0,01894	0,0571	0,160	1654,82	0,0572	0,1600	1641,28
Плай – (2)	1330,0				10369,8			751	1028	0,06452	0,09913	0,01173	0,03540	0,09993	1025,05	0,03765	0,1022	1048,11
Міжгір'я – (1)	456,0	2,9415	3,0105	3,2055	11617,3	10340,53	10257,95	1204	1646	0,10364	0,15873	0,01872	0,0564	0,160	1654,71	0,060	0,1637	1678,95
Плай – (2)	1330,0				10369,8			763	1028	0,06568	0,09913	0,01137	0,03424	0,09991	1033,13	0,03640	0,1021	1047,09

Таблиця 9
Результати обчислення річних атмосферних опадів та рідких і змішаних за висотно-логіарифмічними коефіцієнтами і сумаю річних відносних вологостей зовнішнього повітря тривалістю дощового періоду за методикою В (формули 9–15)

Напрямки	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Lg ст.2-ст.1	Lg ст.Пож.-ст.1	Lg ст.Гов.-ст.1	Сума атмосферних опадів на ст.1, 2	$K_{1,рід.}$ мм-дб % м	$K_{2,рід.}$ мм-дб %	$\Delta K_{рід.}$ мм-дб %	$\Delta K_{Пож.рід.}$ мм-дб %	$K_{Пож.рід.}$ мм-дб %	$T_{Пож.}$ дб	$Q_{Пож.рід.}$ мм	$\Delta K_{Гов.рід.}$ мм-дб %	$K_{Гов.рід.}$ мм-дб %	$T_{Гов.}$ дб	$Q_{Гов.рід.}$ мм
Берегово – (1)	113,0	3,0853	3,1264	3,2895	687	232,28	356,16	40,1516	125,53	357,81	990,12	1669,06	132,08	364,3	994,56	1738,9
Плай – (2)	1330,0				440	148,77	222,43	23,8745	74,6412	223,41	212,78	1042,5	78,53	227,41	207,92	1092,8
Ужгород – (1)	114,6	3,0847	3,1354	3,2892	748	260,21	356,16	31,105	97,52	357,73	990,94	1669,29	102,31	362,8	996,82	1730,3
Плай – (2)	1330,0				466	162,11	222,43	19,5546	61,3114	223,42	212,52	1042,55	64,31	226,42	208,11	1088,0
Хуст – (1)	166,0	3,0660	3,1188	3,2776	1095	329,19	356,16	8,7964	27,4344	356,62	989,71	1664,11	28,83	358,02	991,83	1708,9
Плай – (2)	1330,0				641	192,71	222,43	9,6934	30,2318	222,94	212,77	1040,31	31,77	224,48	209,11	1078,7
Рахів – (1)	438,0	2,9504	3,0181	3,2103	1197	352,20	356,16	1,3422	4,0508	356,25	990,17	1662,39	4,31	356,51	993,49	1701,7
Плай – (2)	1330,0				751	220,97	222,43	0,4949	1,4935	222,46	212,57	1038,07	1,58	222,56	208,53	1069,5
Міжгір'я – (1)	456,0	2,9415	3,0105	3,2055	1204	369,97	356,16	-4,699	-14,13	355,84	986,61	1660,47	-13,10	354,92	988,33	1694,1
Плай – (2)	1330,0				763	234,46	222,43	-4,0897	-12,31	222,14	212,09	1036,58		221,36	206,73	1063,7

Таблиця 10

Зведені результати обчислення сум річних (чисельник) та рідких і змішаних (знаменник) атмосферних опадів для метеостанцій Пожежевська і г. Говерла

Назва станцій	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Обчислені за висотно-логіфімічними коефіцієнтами, мм	Та додатковими кліматичними коефіцієнтами				Середні із обчислених, мм
			сума річної пружності водяної пари зовнішнього повітря, мм	сума річної відносної вологості зовнішнього повітря, %	сума річного барометричного тиску, ГПа	суми річної вологості зовнішнього повітря та тривалості дощового періоду, діб	
Пожежевська	1480,5	$\frac{1657,33}{1035,16}$	$\frac{1650,44}{1030,94}$	$\frac{1657,25}{1035,08}$	$\frac{1665,53}{1031,75}$	$\frac{1665,18}{1040,00}$	$\frac{1657,19}{1034,59}$
г. Говерла	2061,0	$\frac{1694,05}{1058,12}$	$\frac{1659,26}{1038,91}$	$\frac{1696,26}{1059,68}$	$\frac{1670,46}{1051,25}$	$\frac{1714,78}{1078,54}$	$\frac{1686,96}{1057,30}$

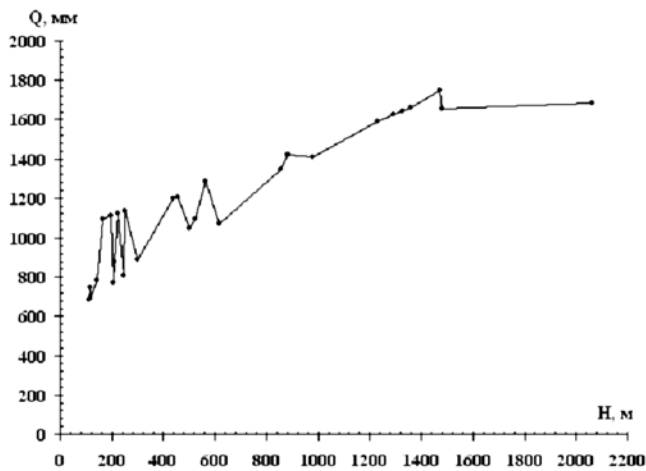


Рис. 3. Залежність зміни суми річних атмосферних опадів від розташування станцій над рівнем Балтійського моря

Висновки.

1. За запропонованими трьома методиками (А, Б, В) визначені суми річних (рідких і змішаних) атмосферних опадів на метеостанціях Пожежевська і г. Говерла, результати яких самоконтрольовані і близькі між собою:

- мінімальне відхилення від середніх результатів складає +0,0 1%;
- максимальне – +1,9 %.

2. Обчислені параметри є доповненням до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» та застосовуються при проектуванні будівель та споруд на території Закарпатської області.

3. Запропоновані методики рекомендовано використовувати для визначення сум річних (рідких і змішаних) атмосферних опадів для гірських територій Прикарпаття та Криму.

4. Наведені формули для обчислення річних (рідких і змішаних) атмосферних опадів, із використанням інших кліматичних параметрів, є взаємопов'язаними та взаємозамінними.

- [1] Андреева Г.К. Некоторые вопросы построения климатических карт / Андреева Г.К., Бабиченко В.Н. – К.: УкрНИГМИ. Вып. 131. – 1974. – С. 106–116.
- [2] Бабиченко В.Н. Климат Ужгорода / Бабиченко В.Н. – Л.: Гидрометеиздат, 1991. – 190 с.
- [3] Будыко М.И. Климат в прошлом и будущем / Будыко М.И. – Л.: Гидрометеиздат, 1980. – 351 с.
- [4] Бучинский И.Е. Климат Украины / Бучинский И.Е. – Л.: Гидрометеиздат, 1960. – 130 с.
- [5] Гук М.І. Клімат Української РСР / Гук М.І., Половко І.К., Прихотько Г.Ф. – К.: Радянська школа, 1958. – 72 с.
- [6] Гук Я.С. Визначення рекомендованих нормативних параметрів тиску для населених пунктів, окремих вершин і перевалів Закарпатської області / Гук Я.С. – Ужгород: Науковий вісник УжНУ. Серія Фізика. Вип.19. – 2006. – С. 206–208.
- [7] ДСТУ НБ В.1.1-21:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, пожежі. Будівельна кліматологія. – К.: 2010. – 55 с.
- [8] Закарпатська область. Загальногеографічна карта м-б 1 : 250 000 / – К.: АГП, 2006. – 1 лист.
- [9] Кінаш Р.І. Методика визначення параметрів будівельної кліматології для населених пунктів, вершин і перевалів Закарпатської області / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Львів: Problems of the Technical Meteorology, 22–26 may, 2006. – Р. 50–56.
- [10] ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / – К.: Мінбуд України, 2006. – 35 с.
- [11] СНИП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования / – М.: Стройиздат, 1985. – 35 с.
- [12] СНИП 2.01.01.82 Строительная климатология и геофизика / – М.: Стройиздат, 1983. – 136 с.
- [13] Kinash Roman Technique of Determination the Parameters of snowloads for Towns, peaks and Passes of Carnation region / Kinash R.I., Huck J.S. – Canada: Snow Engineering VI, June 1–5, 2008. – Р. 121–128.

Надійшла 05.06.2014 р.

ТРАНСФОРМАЦИЯ МЕТОДА РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Расчет конструкций по расчетным предельным состояниям, который является достижением отечественной строительной науки, внедрен в Евростандарт под названием «метод частных коэффициентов надежности». В философии подобная ситуация есть предметом теории психофизического параллелизма. Разрешение параллелизма и восприятие двух методов дается в работе ведущего ученого в теории расчета строительных конструкций А.В. Перельмутера [1]. Рассмотрим трансформацию формализации метода предельных состояний с позиции философских категорий *содержание и форма*, не вдаваясь в философскую глубину единства и противоположности этих категорий, на примере расчета деревянных конструкций.

Расчет конструкций по допускаемым напряжениям.

Формулировки *метод расчета по допускаемым напряжениям* официально не существовало. В нормах и технических условиях проектирования деревянных конструкций (ГОСТ 9000-1-38 и в п. 8 гл. II Инструкции по проектированию деревянных конструкций) говорится, что «При разработке проекта надежности следует руководствоваться приводимыми ниже ННТУ проектирования деревянных конструкций в части материалов и допускаемых напряжений». Автор сохранил определения и терминологию Инструкции.

В гл. II Инструкции приведены обозначения и значения основных допускаемых напряжений воздушно-сухой сосны в конструкциях возводимых сооружений:

2-го класса – из лесоматериала отборного сорта;
3-го класса – из лесоматериала первого сорта;
4-го класса – из лесоматериала второго сорта.

Разделение по классам и сортам не отразилось на количественных значениях допускаемых напряжений. Содержались достаточно жесткие требования к качеству пиленого лесоматериала в зависимости от сорта, а именно: наличие, расположение и размеры пороков – сучков, трещин, косослоя, свилеватость (не допускалась), сердцевина.



В.3. Клименко

профессор кафедры металлических и деревянных конструкций Киевского национального университета строительства и архитектуры, к.т.н., профессор

Поправочные коэффициенты к основным допускаемым напряжениям. При наличии в центрально- или внецентренно-растянутых элементах ослаблений, помимо учета ослаблений сечения и изгибающего момента, допускаемые напряжения снижаются умножением на коэффициент k_p , принимаемый в зависимости от вида ослабления равным от 0,6 до 0,9.

В зависимости от влажности применяемого лесоматериала и условий эксплуатации конструкций допускаемые напряжения умножают на поправочные коэффициенты от 1,0 до 0,7 для защищенной и незащищенной древесины.

При расчете временных сооружений допускаемые напряжения могут быть увеличены на 20 %.

Для гнутых элементов допускаемые напряжения снижаются умножением на коэффициенты в зависимости от отношения R/a (R – радиус кривизны, a – размер сечения одной изгибаемой доски в направлении радиуса).

Проектирование и расчет элементов деревянных конструкций. При конструировании элементов следует по возможности избегать использования работы дерева на растяжение поперек волокон.

Расчет элементов по допускаемым напряжениям заключался в проверке условия

$$s_i \leq [s_i]. \quad (1)$$

Растянутые элементы

$$\frac{N}{k_p F_{HT}} \leq [s_p]. \quad (2)$$

Растянуто-изогнутые элементы

$$\frac{N}{k_p F_{HT}} + \frac{M}{W_{HT}} \leq [s_p]. \quad (3)$$

Сжатые стержни. Централно-сжатые стержни помимо расчета на простое сжатие (по площади нетто) должны проверяться на продольный изгиб

$$\frac{N}{F} \leq [\sigma_c]. \quad (4)$$

Сжато-изогнутые стержни. Расчет в плоскости изгиба

$$\frac{N}{F_{HT}} + \frac{M}{W_{HT} \chi} \leq [\sigma_c] \quad (5)$$

$$\text{при } \chi = 1 - \frac{l^2}{100} \frac{\sigma_c}{[\sigma_c]}. \quad (6)$$

Анализ расчета по Инструкции сделан в [2].

Проектирование и расчет деревянных конструкций (раздел 4).

Настилы и балки. Нормальные напряжения в случае простого изгиба проверяются по формуле

$$\frac{M}{W_{HT}} \leq [\sigma_u]. \quad (7)$$

При наличии сосредоточенных нагрузок вблизи опор необходимо проверять скалывающие напряжения по формуле

$$\frac{Q S_{6p}}{J_{6p} b} \leq [\tau]. \quad (8)$$

Расчет по допускаемым напряжениям выполнялся по формулам сопротивления материалов с учетом особенностей расчета (небольших в рассмотренном нормативном документе) реальных деревянных элементов.

В расчете по допускаемым напряжениям коэффициент χ находился с учетом коэффициента запаса k_3 , на который умножалось продольное усилие N , и формула (6) получена из

$$\chi = 1 - \frac{k_3 N}{N_{\text{Э}}} = 1 - \frac{1}{j_{\text{Э}}} \frac{N}{A[\sigma_c]}, \quad (9)$$

где $N_{\text{Э}}$ – критическая сила по Эйлеру.

В расчете по допускаемым напряжениям для перехода от усилий разрушающих к допускаемым вводили коэффициент запаса. Его наличие создавало видимое представление о надежности конструкций и получило название – коэффициент незнания.

Исторический экскурс¹.

В середине 19 ст. один из основоположников русской школы мостостроения С.В. Кербедз возглавил проектирование и строительство металлического моста через р. Лугу на Петербурго-Варшавской железной дороге. На этой же линии по его инициативе возводились железные балочные мосты при пересечении малых водотоков. Все это было делом новым, поэтому возникла потребность в проведении специальных испытаний стальных балок мостов на прочность. В октябре 1852 г. С.В. Кербедз разработал проект норм допускаемых напряжений на растяжение и на сжатие для стали, согласно которым «полное сопротивление» (видимо, временное) стали на растяжение принималось равным 3200, а на сжатие – 2555 кг/см². Допускаемые напряжения в отдельных частях мостов были приняты следующими: для малых мостов и поперечных балок всех мостов – 1/6 временного сопротивления, для раскосов ферм больших мостов, которые непосредственно подвержены действию нагрузок, – 1/5 временного сопротивления, для верхнего и нижнего поясов ферм или балок – 1/4 временного сопротивления. Кроме того, «по причине влияния холода» допускаемое напряжение было уменьшено еще на 1/10.

В соответствии с проектом норм специальная комиссия 21 ноября 1852 г. провела испытание двух сплошных стальных балок, связанных между собой, при ширине между подкладками 6,1 м, четырьмя поперечными железными связями. При этом считалось, что полное сопротивление малых мостов должно в шесть раз превышать наибольший груз от подвижной нагрузки. Опыты, проведенные над балками с нагрузкой, в шесть раз превышающей подвижную нагрузку, показали, что средние части балок сохранили совершенно вертикальное положение и никаких признаков разрушения в этих частях балок не было обнаружено. На этом основании комиссия установила: «...приняв в соображение, что главное сопротивление такого рода сплошных железных балок сосредоточено в несжимаемости верхнего и нерастяжимости нижнего поясов, толщина 5/16 дюйма может быть принята и для мостов с балками, большими нежели 20 фут (6,1 м) отверстиями, с тем, чтобы, сооб-

¹ Материал взят из книги М.И. и М.М. Ворониных «Станислав Вячеславович Кербедз» (Л.: «Наука», 1982 г.) со ссылкой на «Проект постоянного моста через р. Неву. Записка к проекту». 1841. Рукопись. Библиотека ЛИИЖТа. Л. 1–80 обл., 5 л. Черт.

разно отверстию, сжатие и растяжение верхнего и нижнего поясов, при полной нагрузке моста, не было бы более 1/6 части полного сопротивления сжатию и растяжению железа, из которого будет устроен мост, а также чтобы между балками было положено достаточное для устойчивости мостов число поперечных связей».

Испытание стали для ферм мостов через р. Лугу производилось на сидерометре Александровского механического завода. Так были созданы первые расчетные нормы нагрузки для металлических мостов. Конечно, позже они были заменены другими, однако первые нормы представляют собой важный этап в истории науки и техники.

Расчет конструкций по расчетным предельным состояниям.

Идеология метода. Расчет элементов и соединений по несущей способности – прочности или устойчивости – производится по наибольшей нагрузке и по наименьшему сопротивлению материалов. Новый метод исключает коэффициент запаса. Отличие метода предельных состояний от расчета по допускаемым напряжениям не только в этом. Идеологическое содержание метода и важность усвоения его идеологии рассмотрены в [1]: «Практикующие инженеры-проектировщики дисциплинированно исполняют предписания действующих нормативных документов, которые основаны на методе предельных состояний, и, казалось бы, никакой проблемы нет. Но в любой мало-мальски нестандартной ситуации, когда прямые рекомендации норм отсутствуют, оказывается, что практики недостаточно знакомы с идеологическими основами метода...».

Остановимся на математической формализации метода предельных состояний с соблюдением требований математической логики и семиотики, исходя из обязательного условия единства содержания и формы.

Математическая формализация метода предельных состояний. Идеология метода отражена в математической его формализации в виде неравенства для первого предельного состояния

$$u_n u_{fd} u [a_i F_i(T)] \in AR u_c(T) u_{nd}, \quad (10)$$

где u_n – коэффициент ответственности, назначаемый в зависимости от степени ответственности проектируемого объекта; u_{fd} – коэффициент надежности модели, учитывающий неоп-

ределенность расчетной схемы; u – коэффициент сочетания нагрузок, определяемый из условия равнонадежности конструктивных элементов; a_i – коэффициент влияния i -й нагрузки; $F_i(T)$ – соответствующее рассматриваемому предельному состоянию расчетное значение i -й нагрузки; A – геометрическая расчетная характеристика поперечного сечения элемента соответственно виду деформаций (напряжений); R – расчетное сопротивление материала соответственно виду деформации; $u_c(T)$ – коэффициент условий работы, учитывающий фактические условия эксплуатации. Для элементов из разных материалов и при разных деформациях в них сочетания коэффициентов $u_c(T)$ различное из их общей номенклатуры; u_{rd} – коэффициент, учитывающий возможные неточности (геометрические, в свойствах материалов и прочее).

Автор привел формулу из [1] в связи с тем, что формула (10) отвечает современному физическому содержанию первого предельного состояния с позиции надежности конструкций. В этом эволюционность метода предельных состояний.

Принципиальное отличие метода предельных состояний от расчета по допускаемым напряжениям заключается в том, что в нем выполняется проверка несущей способности элемента, соединения, а не отдельных поперечных сечений по допускаемым напряжениям.

В расчетах элементов и соединений конструкций общая формула метода предельных состояний (10) приобретает детерминированный вид соответственно работе элементов и соединений с соблюдением условия

$$N \in F, \quad (11)$$

в котором N – расчетное усилие; F – несущая способность элемента, соединения.

Расчет элементов деревянных конструкций. После внедрения метода предельных состояний в СНиП II-Б.5 «Деревянные конструкции зданий и промышленных сооружений» и в ННТУ 122-55 «Нормы и технические условия проектирования деревянных конструкций», а также в учебной литературе [3] математическая запись расчетных формул соответствовала пособию Коченова В.М. «Расчет деревянных конструкций по расчетным предельным состояниям» под ред. Г.Г. Карлсена, т.е. соблюдалось единство идеологии метода и математической ее форма-

лизации. Учитывая, что современному поколению студентов и специалистов эта формализация неизвестна, напомним расчет элементов по первому предельному состоянию согласно СНиП II-Б.5.

Центрально-растянутые элементы

$$N \leq m_c R_p F_{нт} . \quad (12)$$

Внецентренно-растянутые элементы

$$\frac{N}{m_p F_{нт}} + \frac{0,77 M}{m_u R_u} \leq R_p . \quad (13)$$

Центрально-сжатые элементы

$$N \leq m_c R_c F_{нт} ; \quad N \leq m_j R_c F_{рас} . \quad (14)$$

Внецентренно-сжатые элементы

$$\frac{N}{m_c F_{нт}} + \frac{M}{m_c X W_{нт}} \leq R_c \quad (15)$$

$$\text{при } \chi = 1 - \frac{l^2}{3100 F_{бр} R_c} \diamond \frac{N}{F_{бр} R_c} . \quad (16)$$

Изгибаемые элементы

$$M \leq m_u R_u W_{нт} \quad (17)$$

с коэффициентом условий работы m_u от 0,85 до 1,15.

На скалывание древесины

$$Q \leq m_{ск} R_{ск} \frac{J_{бр} h}{S_{бр}} . \quad (18)$$

В пособии Коченова В.М. в примерах расчета проверка несущей способности элементов и соединений выполнялась по условию (11).

Трансформация расчета конструкций по методу предельных состояний вынуждает обратиться к философскому понятию термина *метод*. Метод (греч. *methodos* – буквально «путь к чему либо») – в самом общем значении способ достижения цели... средство познания, есть способ воспроизведения в мышлении изучаемого предмета. Сознательное применение научно обоснованных методов является существенным условием получения новых знаний... метод есть движение самого содержания и поэтому не может разрабатываться вне связи с содержанием. Учение о методе научного познания – есть методология. Методология опирается на диалектику предмета и на специфику ее отражения в мышлении.

То, что произошло с методом предельных состояний, целиком и полностью не отвечает понятиям «метод» и «методология».

В СНиП II-В.4-71 «Деревянные конструкции, нормы проектирования» в п. 3.7 говорится: «Расчет деревянных конструкций производится по двум группам предельных состояний: по предельному состоянию первой группы (по несущей способности);...»

Дальше в гл. 4 расчет элементов выполняется не по условию (11), а по следующему условию:

$$S_i \leq R_i , \quad (19)$$

отличному от условия расчета по допускаемым напряжениям (1) наличием в правой части немногочисленных в то время коэффициентов условий работы.

СНиП II-25-80 «Нормы проектирования. Деревянные конструкции» в п. 1.3 гласит: «Деревянные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности...». Далее в гл. 4 расчет элементов выполняется не по условию (11), а по условию (19) с более расширенной системой коэффициентов условий работы по сравнению с предыдущими нормами.

Не соответствующая с методологической позиции формализация метода предельных состояний в нормативных документах отразилась и в учебной литературе. В [4] и [5] приводятся основы метода предельных состояний с его формализацией по условию (11), но при этом расчет элементов выполняется по условию $S_i \leq R_i$, а не по формулам (12)–(18).

В учебнике [6] основы расчета элементов рассмотрены с позиции метода предельных состояний: «Проф., д.т.н. Н.С. Стрелецкий сформулировал основной принцип всякого инженерного расчета, который состоит в том, чтобы было соблюдено условие неразрушимости». Математическая формализация условия не приведена и расчетные формулы даны в виде $S_i \leq R_i$.

В нормах проектирования и в учебной литературе по деревянным конструкциям почти исчезла идеология метода предельных состояний². Система коэффициентов условий работы – то, что отличает метод предельных состояний от расчета по допускаемым напряжениям с коэффициентом запаса – не раскрывает идеологию

2 Это касается расчета не только деревянных конструкций, но и металлических. В учебниках, изданных в последние годы, расчет по предельным состояниям только декларируется, а выполняется расчет по условию $S_i \leq R_i$.

метода, отраженную в формуле (10). В такой ситуации разрешение психофизического параллелизма происходит скорее в сторону признания нового названия расчета – метод частных коэффициентов надежности, чем сохранения старого названия – метод предельных состояний. В новом названии с объяснением физического содержания каждого частного коэффициента может быть оправдано использование формул сопротивления материалов взамен формул (12) П(18). Физическая суть расчета сохраняется, а значит – сохраняется идеология, и это способствует формированию у студентов технического мировоззрения, а не механического использования математического аппарата. Однако сохранение старого названия расчета в сочетании с формулами сопротивления материалов – это нарушение единства содержания и формы. Такого в нормативной и учебной литературе быть не должно.

Вернемся к философии: во взаимосвязи C и Φ содержание представляет ведущую, определяющую сторону предмета, а Φ – ту сторону, которая модифицируется, изменяется в зависимости от изменений содержания. В свою очередь Φ , обладая относительной самостоятельностью, оказывает обратное активное влияние на C : Φ , соответствующая C , ускоряет его развитие, тогда как Φ , переставшая соответствовать изменившемуся C , тормозит дальнейшее его развитие.

Представляется, что использование расширяющейся и углубляющейся по физическому содержанию системы коэффициентов надежности в условии (10) сохранило бы содержание метода предельных состояний с его идеологией.

Использование тех же уже частных коэффициентов в расчетах элементов по условию (19) не соответствует содержанию метода предельных состояний.

В [7] автор, не вспоминая ни первого, ни второго названия расчета деревянных конструкций, ввел понятие базовые расчетные сопротивления, установленные при нормальных лабораторных условиях. Фактические расчетные сопротивления древесины в каждом деревянном элементе конструкций находятся с учетом реальных условий эксплуатации, изменения прочности, появления собственных внутренних напряжений, ответственности объекта и прочее. Учет осуществляется системой соответствующи-

щих коэффициентов (их определение не дано, но и не применены определения – условия работы или надежности). В общем виде расчетные фактические сопротивления находятся таким образом:

$$R_i^{\Phi} = R_i^6 m_b m_t m_q m_u m_o m_{sh} m_{gn} m_o m_a / V_n . \quad (20)$$

Номенклатура коэффициентов m и их комбинаторика при некоторых обязательных разная для каждого элемента. Это обеспечивает равнопрочность элементов. Равнопрочность – составляющая идеологии расчета, обеспечивающая проектную надежность конструкций.

Таким образом, можно констатировать, что в СНиПах 1972 и 1982 годов отсутствует содержательная идеология. Условие (10) в виде детерминированных формул типа (11) оказалось непривычным и неудобным в инженерных расчетах по сравнению с хорошо известными формулами сопротивления материалов. Проверка условия (10) при переборе геометрических характеристик поперечного сечения элементов в соответствии с сортаментами требует определенного ручного труда и затрат времени.

Причина серьезная, но успешно решаемая при автоматизации расчетов даже не с помощью компьютерных программ, а с использованием автоматизированных калькуляторов. Однако устранение ее за счет лишения метода идеологии представляется иррациональным. Сохранение идеологии – системы взглядов – важнее технических трудностей расчета.

Изменения, произошедшие с методом предельных состояний, не являются его модификацией. Произошла, по мнению автора, скорее деградация метода. Расчет элементов по условиям (19) содержит мало признаков метода предельных состояний с позиции его идеологии. С методологической позиции такая интерпретация метода в нормах и учебной литературе не желательна, она не способствует формированию технического мировоззрения, а содержит только арифметический расчетный аппарат.

Сохранение идеологии метода предельных состояний. В упомянутом выше учебном пособии (7) нет идеологии метода, как нет и самого метода. При разработке национального нормативного документа по деревянным конструкциям автор высказал свое видение метода предельных состояний с его гармонизацией с методом расчета по Еврокоду 5.

В стандарте [8] расчет элементов деревянных конструкций по предельному состоянию первой группы представлен в следующей редакции.

Условие обеспечения безотказности элемента согласно [9] определяется через функцию S (эффект загрузки, расчетное усилие) и R (несущая способность элемента) в виде

$$u_n S(G_d, u_{fd}, T_{ed}) \leq R(f_d, a_d, u_{rd}, T_{ef}), \quad (21)$$

однотипному условию (10).

Для каждого элемента условие (21) записывается формулой сопоставления напряжений с расчетным сопротивлением в виде

$$s_d = \frac{q(G_d T_{ed})}{q(a_d u_d)} \leq \frac{f_d}{u_n}. \quad (22)$$

Формула (22) устанавливает связь между формализацией предельного состояния (21) и его идеологией с расчетными формулами стандарта для проверки прочности расчетных поперечных сечений элемента

$$s_{i,d} \leq f_{i,d}, \quad (23)$$

в которых фактическое расчетное сопротивление материала каждого элемента находится по

формулам для цельной и клееной древесины, однотипным формуле (20).

В инженерной практике уже давно пользуются приемом трансформации формул типа (23) к виду для решения обратной задачи: подбора поперечного сечения. После уточнения размеров поперечного сечения, согласно действующим сортаментам, условие предельного состояния (21) выполняется.

Вывод. Поскольку физическое содержание двух расчетов элементов и их формулировка разные, то и формулировки должны быть разные. По условию (10) – метод предельных состояний, по условию (19) – метод частных коэффициентов. Второй метод не является модификацией первого и они должны функционировать самостоятельно, а не в виде неопределенного симбиоза в форме условия (19) с частными коэффициентами и называться методом предельных состояний.

Отсутствие диалектической связи между физическим содержанием и идеологией метода с его математической формализацией не способствует формированию технического мировоззрения у пользователей норм.

- [1] Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций/К.: Изд-во УкрНИИпроектстальконструкция, 1999. – 212 с.
- [2] Клименко В.З. Розрахунок елементів із деревини на поздовжньо-поперечний згин//Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2013. – № 3. – С. 39–45.
- [3] Иванов В.Ф. Деревянные конструкции. Учебник/Л.: – М.: ГСИ, 1956. – 316 с.
- [4] Клименко В.З. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник/Иванов В.А., Клименко В.З. К.: Вища школа, 1983. – 279 с.
- [5] Клименко В.З. Конструкції з дерева і пластмас. Підручник/К.: Вища школа, 2000. – 304 с.: іл.

- [6] Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник/ Под ред. Г.Г. Карлсена и Ю.В. Слишкоухова. – 5-е изд. – М.: СИ, 1986. – 543 с., ил.
- [7] Клименко В.З. Проектування дерев'яних конструкцій. Навч. посібник/К.: ІЗМН, 1998. – 432 с.
- [8] ДСТУ-Н Б В. 2.6 -184:2012 Конструкції з ціЛЬНОЇ і клеєної деревини. Настанова з проектування. – К.: Мінрегіон України, 2013. – С. 119.
- [9] ДБН В.1.2-14-2009 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. – К.:Мінрегіон України, 2010.

Надійшла 06.03.2014 р.



СУЧАСНА ЕСТЕТИКА ФАСАДІВ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

Будівля починається з фасаду. Фасад – це обличчя будинку, його візитна картка, тому обробці фасадів зодчі завжди приділяли особливу увагу. З розвитком технологій і появою нових промислових будівельних і оздоблювальних матеріалів вирішення фасадів може бути найрізноманітнішим, а пропозиції систем і широкий вибір у рамках певної системи відкривають перед дизайнерами і архітекторами широкі творчі можливості.

Архітектурний образ промислових будівель найбільшою мірою залежить від того, наскільки явно в його подібні виражені типологічні особливості цього виду споруд, його характерні ознаки. Величезні розміри і значна протяжність фасадів, велика суцільна площа глухих стін зашкленних поверхонь, відповідних єдиному нерозчленованому внутрішньому простору, багато разів повторені схеми паралельних прогонів, елементи покриттів, сходові клітки, наявність технічних пристроїв – все це структура, котра потребує композиційного вирішення і раціонального оздоблення матеріалом.

Великий вплив на естетику промислових будівель (особливо при індустріальних способах будівництва) має художнє вираження тектонічних властивостей використовуваних матеріалів і конструкцій, пластичне осмислення конструкцій, прийнята система розчленовування стін фасадів на збірні елементи, а також фактура і колір конструкційних і оздоблювальних матеріалів.

Композиція форми. В архітектурі промислових будівель найчастіше використовується найпростіший вид архітектурної композиції та ритміки – метр, заснований на точному повторенні абсолютно подібних елементів. Необхідність розміщення однакових за розміром вікон, просторів, опорних стовпів і колон і т. п. породжує особливий тип архітектурної композиції, в якій метр стає провідним чинником при багатоосьовому членуванні простору. Кожен об'єкт являє собою геометричну форму тривимірного характеру. Від переваги одного з вимірів (довжини, ширини або висоти) залежить об'ємна, площинна або лінійна форма (горизонтальна чи вертикальна) архітектурного об'єму. Кожна проста форма може мати по



О.Я. Костенко

доцент Київського національного університету будівництва і архітектури,
канд. архіт.



С.В. Сьомка

доцент Київського національного університету будівництва і архітектури,
канд. архіт.

відношенню до глядача багато положень, що визначає її якість:

- масивність (коли всі три виміри приблизно рівні між собою);
- статичність (коли відсутнє прагнення змінити положення в просторі);
- динамічність (коли існує між елементами напруження рівноваги, виражене силуетом).

Пропорційні відношення. Щоб форма і деталі були більш художньо виразними, в основу пропорційних співвідношень закладаються величини найбільш важливих параметрів – довжини, висоти, ширини. Саме ці елементи одночасно стають головними у композиції. Підпорядкування всіх розмірів єдиного модуля дає змогу створити об'єм із чітким і визначеним членуванням, в кожному з яких вгадується характер цілого. У сучасній архітектурі використовується здавна відома побудова Ератосфена. Геометричний ряд чисел, закономірно зростаючих, береться у відповідності з основними елементами споруди. Передбачається набір розмірів, в які природно укладаються всі членування архітектурного твору. Метод не обмежує можливостей проектувальника, тому що існує нескінченна безліч геометричних прогресій і відношень, що лежать в їх основі.

Структурна форма – розрахована на виразне бачення її у всіх елементах, коли протилежності вільно сприймаються, а відстані між ними легко вимірюються. Точні силуети вірно передають деталі і форму будівлі в цілому. Світло і тіні обрисовують деталі, впорядковують ціле.



Композиційне вирішення структури фасадів промислових комплексів (Австрія)

Світло і моделювання, що вірно співвіднесені один з одним, а колірні акценти збігаються зі змістовними. Цілісність досягається лише за одночасної значущості декількох гармонізованих просторових, пластичних і світлокольорових елементів, що беруть участь у формоутворенні цілого комплексу. Пов'язані між собою в сукупність, вони внутрішньо залежать від головного змістовного мотиву і утворюють потужний єдиний внутрішній потік. Тоді форми звільняються від ізолюваності, отримують глибинний розвиток. Геометричні об'єми перетворюються на перетікаючу пластичну однорідність. При плоскому монотонному фасаді, особливо в панельних та інших будівлях, колір додає різноманітності і посилює пластику промислових будівель.

Суперграфіка. У деяких випадках для сприйняття елементів плоского фасаду може бути застосована суперграфіка – нанесення масштабного, іноді багатоколірного малюнка на великі площини будівлі.

Активне застосування кольористичного рішення, «накладене» на самостійно нюансний

існуючий об'ємно-просторовий об'єкт, засноване на контрастній або узгодженій взаємодії зображення та форми, створює візуальне відчуття принципово нової форми або простору.

Включення в композицію промислових будівель кольору є досить актуальним. Введення поліхромії підвищує різноманітність сучасних промислових будівель комплексів, їх пластику. За допомогою кольору можна досягти підкреслення окремих функціональних зон, наприклад сходових клітин або структурних елементів каркаса будівлі. Загальне рішення кольору (вибір тону, гама) повинно доповнюватись різноманітними зеленими насадженнями і слугувати активним комплексним засобом для створення гармонії забудови промислових будівель у поєднанні із середовищем проживання людини.

Суперграфіка все частіше використовується в формуванні гармонійного, комфортного середовища функціонування промислових будівель, у т.ч. її колористики на різних масштабних рівнях.



Використання пропорційного модуля при вирішенні елементів промислових фасадів



Активне використання кольору при вирішенні промислового фасаду (Австрія)



Приклади використання скла при вирішенні архітектури будівель складної форми

Архітектурний світлодизайн. Архітектурне освітлення промислових будівель у наш час є полем для реалізації найсміливіших дизайнерських ідей. Художнє освітлення направлене на збереження виразності образу будівлі і підкреслення естетичної сторони його зовнішності. Сучасні можливості світлотехніки перетворилися на мальовничу палітру для медіа-мистецтва, яка

захоплює глядача. Актуальним напрямком є синтез традиційної і нової світлотехніки і можливостей цифрових програмних систем керування з використанням комп'ютерних технологій. Сучасні методи проектування промислових будівель дозволяють здійснювати комп'ютерне моделювання та розрахунок інтенсивності освітленості, а також реалізувати найсміливішу ідею з освітленості будівлі. З кожним роком технологічний прогрес приносить на ринок світлових приладів все нові і нові технічні засоби, які розроблені з урахуванням зростаючих вимог до якості експлуатації промислових будівель.

Сучасна архітектура промислових будівель неможлива без дзеркальних скляних поверхонь фасадів. Подібні будівлі чудово вписуються не тільки в нові квартали з сучасною забудовою, але і в історичні центри міст з віддзеркаленою фоновою забудовою з будинками минулих століть.

За останні роки в Європі досить популярними стали світлопропускні конструкції фасадів і покрівель із скла і неіржавіючої сталі. Наприклад, у Німеччині багато фасадів, виготовлених з алюмінію, які не вичерпали ще ні свій «моральний», ні технічний ресурс, замінюються на неіржавіючі, які мають практично необмежений термін служби. Зовні профілі з алюмінію і неіржавіючої сталі майже не відрізняються, проте за властивостями це абсолютно різні елементи.

Оригінальність і незвичність скляних фасадів, прозорість у поєднанні з високими тепло- і звукоізоляційними властивостями захоплюють архітекторів і дизайнерів в усьому світі. Виявляється, скло, формуючи оболонку будівлі, може бути настільки ж непрозорим, як камінь. Разом із тим, відображаючи оточуючу архітектуру, скло дозволяє світлу досягати внутрішньої частини будинку.

Скляні фасади. Сучасні технології дозволяють втілювати в реальність практично будь-які архітектурні ідеї зі світлопрозорими конструкціями – від простих тамбурів і зовнішніх вітражів до найбільш складних у виконанні атріумів та зенітних ліхтарів із декількома площинами перелому або фасадів на всю висоту будівлі з численними відхиленнями від вертикальної площини.

Крім самого скла у фасадних системах промислових будівель використовують алюмінієві

та сталевалюмінієві модулі. Засклення будівлі виконують з листового матеріалу або зі склопакетів. У зонах з несприятливим і холодним кліматом оптимально застосовувати енергозберігаючі моделі або профілі з термомостом, які допомагають досягти непоганого рівня теплоізоляції приміщень. На теперішній час великі скломонтажні компанії вже напрацювали досвід і пропонують органічні рішення, що поєднують світлопрозорі конструкції з навісними вентиляційними системами, з утепленими фасадами тощо.

Переваги склопакетів.

- Теплоізоляція – застосування склопакетів певного типу дозволяє вирішити проблему конвекції. Крім того застосування низькоемісійного скла зі спеціальним покриттям підвищує теплоізоляційні характеристики конструкції.
- Захист від сонця – застосування тонованого скла, а також рефлексивного (що відбиває світло) скла з покриттями дзеркального виду знижує проникання сонячної теплової та світлової енергії в приміщення.
- Звукоізоляція – оптимальний підбір параметрів склопакетів: кількість, розмір і товщина стекол; товщина повітряного проміжку між склом; проникність стиків, значно підвищує звукоізоляційні характеристики конструкції.
- Безпека – для забезпечення безпеки засклення використовуються: загартоване, армоване і ламіноване скло.
- Підвищена пожежостійкість – досягається завдяки застосуванню в конструкціях спеціальних матеріалів: пожежостійкого скла і охолоджувальних матеріалів.
- Естетичність – гармонійне поєднання кольору, прозорості, ступеня відображення фасадного скла, а також методів кріплення і видів каркасних систем дає змогу створити найбільш оригінальні споруди.
- Зниження витрат на освітлення будівлі – застосування скляних фасадів збільшує площу світлопропускання та зменшує витрати на інсоляцію.
- Висока швидкість зведення конструкції – принцип модульності системи дозволяє звести будівлю з світлопрозорих конструкцій у найкоротші терміни.



Встановлення світлоелементів у формі відбивачів або голографічних модулів між поверхнями скляних подвійних фасадів

Додаткові функції. Сьогодні у фасадних конструкцій з'явилися додаткові функції: використання сонячної енергії денного світла, а також робота в системі природної вентиляції та енергозбереження. Помітну роль у подібних промислових будівлях у південних районах відіграють сонцезахисні пристрої – світловідбивачі, тенти, козирки, декоративні ґрати. Останнє призвело до створення рухомих фасадних елементів, здатних змінювати ступінь впливу таких несприятливих чинників, як надлишкове сонячне випромінювання. Наприклад, системи використання денного світла рівномірно розподіляють світловий потік у приміщенні незалежно від місцезнаходження сонця і орієнтації будівлі відносно сторін світу. При цьому зникає необхідність в охолодженні фасаду, оскільки практично виключається попадання на фасадну поверхню прямих сонячних променів. Найпоширеніший тип рухливих регуляторів світла – жалюзі та панелі зі світловідбиваючою поверхнею.

Інша система, основу якої становить скляний екран, є найкращим варіантом у тому випадку, якщо проєктована будівля розташована в зоні підвищеного навантаження, наприклад на жвавих магістралях або в місцях, де передбачається сильний вітровий вплив. Вентильоване зовнішнє застакнення у такому разі виконує функції повітропроникної термозахисної оболонки.

Системи структурного застакнення. Під терміном «структурне застакнення» розуміються фасадні системи промислових будівель, в яких створюються рівномірні застакнені поверхні. Вони є різновидом профільних самонесучих фасадів. Близькостановлення фасаду, відображення навколишніх предметів, гармонійне поєднання кольорів і його легкість надзвичайно естетичні.

Несучий каркас складається з вертикальних стійок і горизонтальних ригелів коробчастого перетину. Елементи каркаса виготовляються з алюмінієвих профілів із термовкладками для забезпечення нормативних теплотехнічних характеристик.

Система структурного застакнення площини фасаду являє собою єдину поверхню скла без видимих зовнішніх накладних планок. За допомогою силіконових герметиків елементи системи – скло, метал і камінь – з'єднуються в єдину міцну конструкцію.

Конструкція фасаду промислових будівель із структурним застакненням вимагає, щоб каркас будівлі був належним чином підготовлений для монтажу фасаду, тому що зазори між склом робляться мінімальними. Зазори призначені не тільки для того, щоб компенсувати температурні коливання сусідніх склопакетів або інших фасадних елементів, а також для створення простору для сприйняття прогину плит перекриття, на які кріпиться вся система. І тому каркас самої будівлі повинен бути абсолютно жорстким, а плити перекриття повинні мати мінімальний прогин, практично такий, що дорівнює нулю.

У систему структурного застакнення можуть бути вбудовані верхньопідвісні вікна, що

відкриваються назовні, причому таким чином, щоб при закритих вікнах відмінності на фасаді між відкритими блоками і нерухомими закритими помітити було неможливо.

Вентильований фасад із скла, по суті, є оболонкою, в яку вкладають основний фасад будівлі. На відстані від основної стіни будівлі навішується несуча конструкція із системних профілів і скла. Зовнішній фасад сприймає вітрові навантаження, захищає будівлю від опадів, частково поглинає сонячну енергію.

Також у щілини між поверхнями скляних подвійних фасадів можуть встановлюватися не тільки звукопоглинальні, але і тепловідбиваючі панелі, які представляють світлоелементи у формі відбивачів або голографічних модулів. Таким чином, наприклад, скляні подвійні фасади потребують набагато більших інвестиційних та експлуатаційних витрат, ніж традиційні фасади із сучасною теплоізоляційною системою і теплозахисним застакненням.

Щодо інших характеристик скляних фасадів, то подвійні фасади, що мають трохи кращі показники звукоізоляції, ніж традиційні із сучасною теплоізоляційною системою, досить економічні та естетичні. За зимового споживання енергії на опалення, якщо мова йде про висотні будинки з великим внутрішнім тепловим навантаженням, обидва види фасадів мають приблизно однакові показники. Скляні фасади промислових будівель, особливо за останні роки, дуже швидко поширилися в Європі і завоювали симпатії багатьох архітекторів. Мати скляний фасад стало престижно.

Завдяки своїм високим презентаційним якостям застакнені фасади стають одним із ключових елементів внутрішнього і зовнішнього дизайну будівлі, відповідаючи при цьому високим світловим вимогам до теплоізоляції, світлопоглинання, безпеки та інших експлуатаційних якостей. Перспективи їх застосування в промисловому будівництві практично необмежені.

Надійшла 12.03.2014 р.

ОБЕСПЕЧЕНИЕ БЕЗОПАСНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ НАРУЖНЫХ ЛЕСТНИЦ БОЛЬШОЙ ВЫСОТЫ В ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЯХ

Обеспечение безопасности людей при строительстве и эксплуатации промышленных объектов является приоритетной задачей, которую необходимо решать на стадии разработки строительных конструкций.

Наружные лестницы высотных промышленных зданий и сооружений проектируются, как правило, без стеновых ограждений и соответствуют при этом типу СЗ [1]. Использование таких типов лестниц затруднено в период интенсивных осадков, вызывающих обледенение; воздействие ветра также негативно влияет на перемещающихся по лестнице людей.

Устройство стационарных стеновых ограждений помимо дополнительных капитальных затрат вызывает необходимость организации системы дымоудаления в случае возникновения пожара и уменьшает естественную освещенность лестничной клетки.

При строительстве высотного технологического здания на Енакиевском метзаводе выполнена лестница с относительной отметкой верхней площадки +67.080, первоначально полностью открытая, по функциональному назначению обслуживающая и эвакуационная и находящаяся в так называемом доменном коридоре шириной 6–8 м, создающем эффект аэродинамической трубы. Материал конструкций – стандартный металлопрокат.

Использование такой лестницы в период производства СМР при интенсивном перемещении по ней людей и строительных материалов показало, что:

- ступени и настилы площадок покрываются льдом при морозе $-2-3^{\circ}\text{C}$;
- при выпадении снега возникает его налипание на конструкциях, что повышает опасность травматизма людей;
- при воздействии порывов ветра возникают пульсирующие деформации различной интенсивности, при которых не исключается возникновение резонанса, что создает ощущение опасности согласно п. 4.2.2 [2].

С целью исключения неблагоприятных факторов, влияющих на безопасность людей при перемещениях по лестнице, предложены



Е.И. Гезенцев

начальник проектно-строительного отдела ООО «Метинвест Инжиниринг», г. Днепропетровск

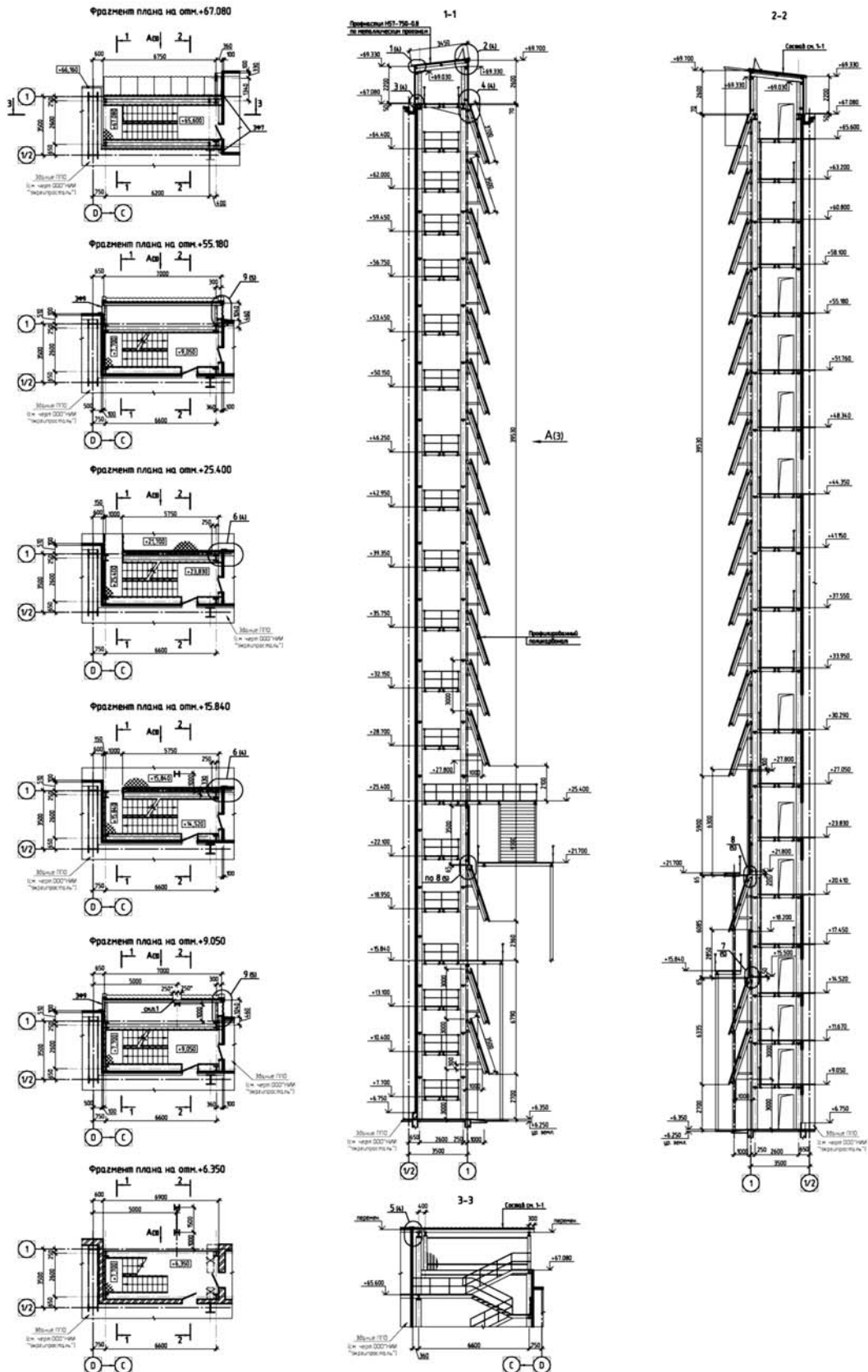
конструктивные решения, комплексно обеспечивающие необходимые функции, а именно:

- защита от ветра и его пульсирующих порывов, возникающих в «доменном коридоре»;
- защита от атмосферных воздействий;
- обеспечение естественной освещенности;
- обеспечение естественной аэрации;
- обеспечение дымоудаления при возникновении пожара на любом из этажей, т.к. приточные отверстия холодного воздуха размещены равномерно по высоте и большое их количество повышает эффект дымоудаления. Через проемы для притока воздуха в нижней части сооружения поступает холодный воздух и благодаря действию термической подъемной силы дымовые газы поднимаются и выходят через проемы в верхней части сооружения. При этом обеспечивается постоянное проветривание, удаляющее газы доменного производства.

Проектом устройства ограждения лестницы предусматривается сооружение стенового ограждения из профилированного поликарбоната TP-45-1.5 по металлическому каркасу.

Площадь ограждения составляет 452 м^2 ; покрытие над лестницей выполнено из стального профилированного оцинкованного настила Н57-750-0.8, площадь покрытия составляет 26 м^2 (см. схему).

Профилированный поликарбонат – трудновоспламеняемый самозатухающий материал с температурой возгорания 570°C . Подвергнутый действию открытого огня материал плавится, при отсутствии открытых источников огня плавление прекращается. Продукты плавления нетоксичны, плотность дыма очень низкая. Светопропускание 80 %, при этом не пропускаются инфракрасные и ультрафиолетовые лучи.



Принятые решения соответствуют требованиям [1–5]. Согласно классификации ДБН В.1.1-7-2002 «Пожарная безопасность объектов строительства» высотные лестницы высотой

более 47 м могут рассматриваться как лестницы типа Н1, что повышает степень защиты людей как при эксплуатации лестницы, так и при эвакуации во время возникновения пожара.

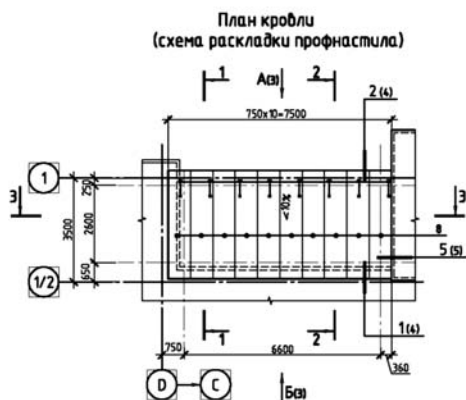
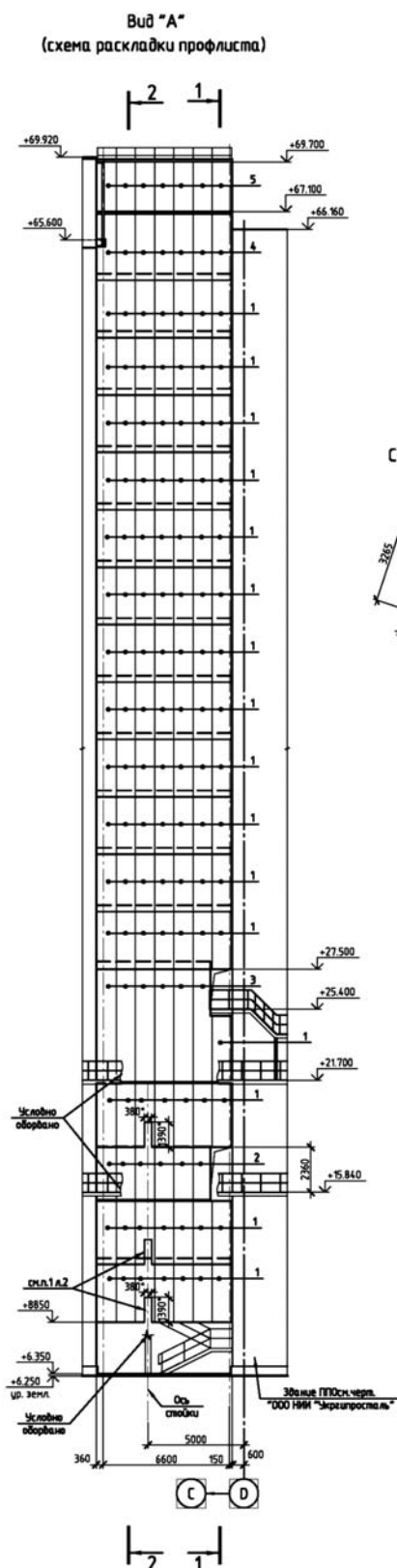
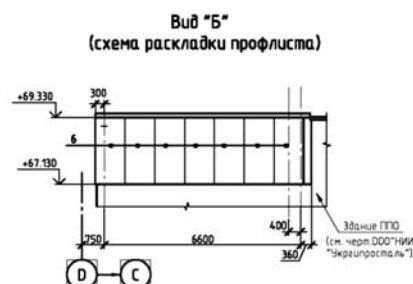


Схема поз.7



Спецификация материалов и изделий

[illegible]

1. Крепление профлиста к ригелям производится самонарезающими винтами B6x25 с уплотнительной шайбой Ш36, устанавливаемыми через дырки, в конце настила – в каждой волне. Крепление профлиста между собой производится комбинированными заклепками ЗК10 шагом 300мм. Велючина нахлеста листов вдоль стыка должна быть не менее 200мм, поперек стыка – один гофр.
2. Размеры проенной для пропускa металлических конструкций дaны справочно с индексом "N". Необходимо уточнить их по фактическим замерам перед раскромкой поликарбоната.

[1] СНиП 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий.
[2] СНиП 2.09.02-85* Производственные здания.
[3] ДБН В.2.6-14-97 Покриття будинків і споруд.

[4] ДСТУ Б В.2.6-49:2008 Ограждения лестниц, балконов и крыш стальные. Общие технические условия.

[5] ДБН В.1.1-7-2002 Пожарная безопасность объектов строительства.

Надійшла 28.12.2014 р.

Вітаємо із 70-річчям

БЕРКУТУ АНАТОЛІЯ ВСЕВОЛОДОВИЧА



**знаного фахівця будівельної галузі, колишнього першого заступника міністра
Мінрегіонбуду України, заслуженого економіста України,
кандидата економічних наук, віце-президента Академії будівництва України,
віце-президента Конфедерації будівельників України,
члена редакційної колегії журналу
«Промислове будівництво та інженерні споруди»**

За участі А.В. Беркути в Україні проведено реформування майнових відносин у будівельній галузі, вперше були започатковані тендерні процедури та порядок визначення виконавців робіт, що стало основою формування законодавчої та нормативної бази щодо закупівель за державні кошти.

Анатолій Всеволодович є фундатором державної системи ціноутворення у будівництві та проектуванні, адаптованої до ринкових відносин, механізмів взаємовідносин учасників інвестиційної діяльності.

Діяльність Анатолія Всеволодовича на державних та громадських посадах завжди була зосереджена на створенні сприятливого інвестиційного клімату шляхом удосконалення дозвільних та погоджувальних процедур, серед яких формування інституту широкого кола підприємств та організацій, спроможних виконувати експертизу проектів різного призначення або їх складових, та започаткування професійної атестації експертів та проектувальників-кошторисників.

А.В. Беркута – автор багатьох наукових праць та посібників із питань економіки та кошторисних норм у будівництві.

За високі професійні показники, активну громадську діяльність А.В. Беркуту нагороджено Почесною грамотою Кабінету Міністрів України, численними відзнаками та медалями. Анатолій Всеволодович – кавалер ордена «За заслуги» III та II ступенів.



*Щиро бажаємо Анатолію Всеволодовичу міцного здоров'я, сімейного благополуччя,
довгих років активного життя під мирним небом*

ДО ВІДОМА ДОПISУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !**Вимоги щодо публікації статей:**

- Текст статті в електронному виді, фото авторів, авторська довідка (для наукових статей ще анотація мовою статті та англійською, ключові слова, УДК), підготовлені у Microsoft Word, а також у роздрукованому виді.
- Ілюстрації надаються підготовленими у Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – tif, eps, jpg, psx – 300 dpi.
- Роздрукований текст статті підписується усіма авторами, електронні та роздруковані варіанти повинні бути ідентичними.
- Авторська довідка має містити наступні дані: прізвище, ім'я та по батькові повністю, місце роботи, посада, науковий ступінь, вчені звання, а також номер контактного телефону та електронну адресу.

**ЖУРНАЛ МОЖНА ПЕРЕДПЛАТИТИ
У БУДЬ-ЯКОМУ ВІДДІЛЕННІ ДП «ПРЕСА»
(передплатний індекс – 98848)
АБО ЗАМОВИТИ У РЕДАКЦІЇ ЖУРНАЛУ**

Видавець ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського» (протокол № 3 від 27.08.2015 р.)

Адреса редакції та видавця: вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02660,
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

тел. (044) 516-52-85, e-mail: redakpbis@urdisc.com.ua

Оригінал-макет підготовлений редакцією журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»

Комп'ютерна верстка та дизайн – **Цапро Т.І.**

Дизайн обкладинки – **Артюшенко В.С.**

Підписано до друку 24.08.2015 р. Формат 60 × 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.

Тираж 300 прим.

Віддруковано ТОВ «Поліпрінт», вул. Лугова, 1-А, м. Київ, 04074, тел. 464-17-91

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1250 від 22.02.2003 р.

- * Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом
- * Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції
- * Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори
- * За зміст реклами відповідає подавач
- * Редакція не завжди поділяє думку авторів
- * Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали

Вітаємо з 75-річчям

ЛОБАНОВА ЛЕОНІДА МИХАЙЛОВИЧА

відомого вченого в галузі матеріалознавства та міцності матеріалів та конструкцій, академіка НАН України, заслуженого діяча науки і техніки України, доктора технічних наук, професора, заступника директора Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона з наукової роботи, члена редакційної колегії журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»

Наукова діяльність Л.М. Лобанова пов'язана з дослідженнями поведінки матеріалів при зварюванні, розробленням методів дослідження і регулювання зварювальних напружень і деформацій, створенням високоефективних зварних конструкцій нової техніки та розробленням методів і засобів їх діагностики.

Завдяки працям Л.М. Лобанова сформовано новий науковий напрямок – бездеформаційне зварювання конструкцій, який базується на регулюванні теплових процесів під час зварювання з метою зменшення тепловкладення і створення попередніх напружено-деформованих станів, оптимізованих до зварювальних напружень і деформацій. Розроблені засоби усунення зварювальних деформацій були використані при створенні комплексу «Енергія-Буран» та інших ракетно-космічних систем. Принципово новою є технологія бездеформаційного зварювання стрингерних панелей та оболонок із високоміцних алюмінієвих і титанових сплавів.

Під його науковим керівництвом в ІЕЗ ім. Є.О. Патона виконується комплекс фундаментальних досліджень у галузі статичної й динамічної міцності зварних з'єднань. Створено нові типи високоефективних зварних конструкцій, до яких належать легкі будівельні металоконструкції, прогони мостів, важконавантажнені конструкції з високоміцних сталей, унікальні конструкції перетворювального об'єму.

За активної участі Леоніда Михайловича розроблено та введено в практику Державні стандарти України, що регламентують вимоги до якості зварних конструкцій і технологій їх виготовлення, організовано систему сертифікації зварювальних технологій, матеріалів, обладнання і конструкцій, розроблено концепцію Державної програми із забезпечення технологічної



безпеки для основних галузей економіки України.

Великий досвід досліджень і розробок Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона в галузі проектування й виготовлення різних типів будівельних конструкцій, визначення їхнього технічного стану й реконструкції узагальнений у тритомному виданні «Зварні будівельні конструкції», підготовленому під науковою редакцією Л.М. Лобанова.

Л.М. Лобанов проводить активну науково-організаційну роботу як голова Українського технічного комітету із стандартизації в галузі зварювання, є заступником голови Міжнародної науково-технічної ради зі зварювання і споріднених технологій, членом Міжвідомчої ради з питань науково-технологічної безпеки при Раді національної безпеки та оборони України, заступником голови наукової ради з цільової комплексної програми НАН України «Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин», академіком-секретарем відділення фізико-технічних проблем матеріалознавства та членом президії Національної академії наук України. Він активно співпрацює з міжнародними науковими організаціями держав СНД і далекого зарубіжжя, регулярно виступає з науковими доповідями на престижних наукових форумах, очолює низку міжнародних проектів.

Л.М. Лобанов нагороджений орденами «За заслуги» III ступеня та «Знак Пошани», відзнакою НАН України «За наукові досягнення», медаллю Ю.В. Кондратюка «За участь у космічній діяльності» та багатьма іншими медалями та відзнаками.

Л.М. Лобанов – автор понад 700 наукових праць, серед яких 6 монографій, понад 80 авторських свідоцтв та патентів. Він створив визнану наукову школу в галузі зварних конструкцій. Підготував 9 докторів та 16 кандидатів технічних наук.



Щиро бажаємо Леоніду Михайловичу міцного здоров'я, творчого довголіття, невгаслої енергії та успіхів у всіх справах