Український державний університет залізничного транспорту
Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

МУСІЄНКО Сергій Миколайович

УДК 625.142:625.143:691.32

ДИСЕРТАЦІЯ

ПІДВИЩЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ЯКОСТЕЙ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛ ДЛЯ НЕРОЗДІЛЬНИХ РЕЙКОВИХ СКРІПЛЕНЬ

273 Залізничний транспорт
27 Транспорт

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень.
Використання чужих ідей, результатів і текстів
мають посилання на відповідне джерело

_____ Сергій МУСІЄНКО

Науковий керівник ПЛУГІН Андрій Аркадійович,
доктор технічних наук, професор

Харків – 2026

АНОТАЦІЯ

Мусієнко Сергій Миколайович. Підвищення експлуатаційних якостей залізобетонних шпал для нероздільних рейкових скріплень. Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 273 Залізничний транспорт (27 Транспорт). Український державний університет залізничного транспорту Міністерства освіти і науки України, Харків, 2026.

Дисертація виконана в Українському державному університеті залізничного транспорту на кафедрі залізничної колії і транспортних споруд будівельного факультету. Вона складається із анотації, вступу, основних розділів в кількості п’яти, загальних висновків, списку джерел із 117 найменувань, додатків в кількості п’яти.

У вступі викладена загальна характеристика дисертації, доведена актуальність її теми, наведено зв'язок з науковими програмами, планами, визначено об'єкт, предмет, мету дослідження, перелічено завдання досліджень, наведено наукову новизну, дані про обґрунтованість, достовірність і практичне значення результатів досліджень, про їх апробацію та публікацію.

На залізницях світу з 19-го століття по середину 20-го практично єдиним типом підрейкової основи були дерев’яні шпали. Проте за цей період умови експлуатації залізниць суттєво змінювались – зростали навантаження на вісь, вантажонапруженість, швидкість руху, змінювались також нормативні вимоги до конструкцій і матеріалів підрейкових основ. У зв’язку з недоліками деревини для експлуатації у таких умовах, а також в умовах змінної вологості – великими вологими деформаціями, низькою біостійкістю, з другої половини 20-го століття вони активно замінюються шпалами із попередньо напруженого залізобетону. Але в Україні й залізобетонні шпали в більшості випадків мають обмежений ресурс. Шпали типу Ш1 під роздільні

скріплення передчасно виходять із ладу і не можуть бути застосовані як старопридатні через корозію та електрокорозію вузла фіксації закладного болта. У шпалах типу СБ3 і т.п. під нероздільні скріплення часто утворюються тріщини аж до їх повного руйнування та необхідності заміни під час навіть поточного утримання. Звертає не себе увагу, що в Україні шпали виготовляють (виготовляли) із бетону класу С32/40 (класу В40, марки М500). Відомо, що у технологічно розвинутих країнах для шпал застосовуються більш високі класи бетону, які досягаються іншими складами бетону та вимогами до матеріалів для нього. Це дозволяє висунути припущення, що стосовно вітчизняної сировинної бази існують ще невідомі фактори впливу на експлуатаційні якості залізобетонних шпал не тільки їх конструктивних особливостей, а й складу бетону, якості матеріалів для нього тощо. Їх виявлення та врахування дозволить підвищити ці якості, знизити пошкоджуваність шпал та підвищити їх експлуатаційний ресурс. Виконання досліджень в рамках держбюджетних науково-дослідних робіт Міністерства освіти і науки України підкреслює актуальність теми дослідження.

Метою дослідження є підвищення експлуатаційних якостей залізобетонних шпал для безпідкладкових проміжних рейкових скріплень. Предмет досліджень – залізобетонні шпали для безпідкладкових проміжних рейкових скріплень, їх фізичні та скінченно-елементні моделі, об’єкт досліджень – експлуатаційні якості залізобетонних шпал для безпідкладкових проміжних рейкових скріплень, напружено-деформований стан шпал та їх фізичних моделей.

Завдання досліджень: виконати експериментально-теоретичні дослідження з оцінки впливу випусків арматури на електрофізичні властивості шпал, корозійні та електрокорозійні процеси в них; розробити моделі підрейкового перерізу залізобетонних шпал з неанкерованою та анкерованою попереднього напруженою арматурою та їх скінченно-елементні моделі та виконати розрахунковий та натурний експерименти з їх

навантаження; виконати експериментальне дослідження впливу положення арматури на тріщиностійкість перерізу моделі; виконати експериментально-теоретичні дослідження впливу дисперсного армування та крупності заповнювачів на міцність бетону на розтяг; розробити скінченно-елементну модель шпали з неанкерованою та анкерованою арматурою, дослідити вплив анкерування на напружено-деформований стан шпали, випробувати шпали з анкерованою арматурою навантаженням; розробити рекомендації з обрання нових конструкції і технології виготовлення шпал із попередньо напруженого залізобетону; впровадити результати досліджень у виробничих умовах.

Нові наукові результати, отримані в результаті проведених досліджень, такі: набули подальшого розвитку уявлення про електрофізичні властивості залізобетонних шпал, процеси корозії та електрокорозії в них. Зокрема вперше отримано кількісні дані про вплив захисту арматури бетоном на торцях шпал на електричний опір між рейковими скріпленнями і торцями, через які стікають струми витоку. Вперше проранжовано агресивні, у т.ч. електричні впливи на корозію арматури з випусками із торців шпал.

Набули також подальшого розвитку уявлення про напружено-деформований стан залізобетонних шпал із бетону з попередньо-напруженою анкерованою арматурою. Вперше отримано діаграми деформування шпал та їх моделей, кількісні показники впливу анкерування на напруження в моделях та шпалах, моменти тріщиноутіворення в них.

Достовірність отриманих наукових результатів забезпечена обґрунтованим застосуванням і метрологічним забезпеченням оригінальних і стандартних методів досліджень і випробувань, незалежними методами досліджень, статистичною обробкою та повторюваністю результатів випробувань, узгодженістю теоретичних результатів, з результатами розрахункових і натурних експериментів.

Практичне значення результатів досліджень забезпечене покращенням експлуатаційних якостей залізобетонних шпал, які дозволять зменшити накопичення дефектів та поодинокий вихід від них протягом напрацювання ресурсу, збільшити ресурс; підвищенні конкурентоздатності шпал для їх виробників; наданні нових знань майбутнім спеціалістам залізничної галузі через впровадження в освітні програми університету.

Результати досліджень апробовані на 7 конференціях, у т.ч. міжнародних, у 2022–26 рр., надруковані у 5 працях, у т.ч. двох– у фахових виданнях категорії Б, трьох – в індексованих НМБД Scopus виданнях.

У 1 розділі виконано критичний аналіз нормативних і літературних джерел, матеріалів обстежень. Проаналізовано конструктивні й технологічні особливості залізобетонних попередньо напружених шпал. Шпали армуються високоміцним дротом, попереднє напруження якого здійснюється усього пакету по всій висоті перерізу на форму. Готові шпали мають на кінцях допущені стандартами випуски арматури. Аналіз пошкоджень шпал показав, що найбільш пошкоджуваними є шпали для безпідкладкових рейкових скріплень, а найбільш розповсюдженими дефектами – тріщини, особливо в зоні підрейкових площадок. Проаналізовано дані щодо впливу струмів витоку з рейок на електрифікованих постійним струмом дільницях залізниць на пошкодження залізобетонних шпал. Розглянуто роботи, присвячені підвищенню тріщиностійкості залізобетонних шпал, міцності бетону на розтяг для підвищення тріщиностійкості конструкцій тощо.

У розділі 2 наведено методи досліджень, характеристики матеріалів, використаних в експериментальних дослідженнях. Розроблено оригінальну методику дослідження впливу анкерування арматури на напружено-деформований стан шпал на моделях, зокрема, розроблено моделі шпал та схему їх випробування, визначено фізико-механічні характеристики сталевої арматури, опрацьовано технологію виготовлення моделей шпал та виготовлено моделі, визначено порядок їх випробування навантаженням,

параметри розрахункового експерименту з навантаження методом скінчених елементів та порівняння результатів розрахункового та натурного експериментів. Розроблено методику порівняльного дослідження жорсткості та тріщиностійкості шпал з неанкерованою та анкерованою арматурою.

Розроблено оригінальні методики експериментального дослідження впливу положення арматури на тріщиностійкість шпали в зоні рейкового скріплення, впливу дисперсного армування фіброю на тріщиностійкість шпали в зоні рейкового скріплення, впливу крупності заповнювачів на міцність бетону на розтяг і тріщиностійкість виробів. Розроблено також оригінальну методику дослідження впливу струмів витоку та агресивних середовищ на залізобетонні шпали, зокрема розроблено способи моделювання цих впливів і формат моделей, запропоновано способи оцінки наслідків цих впливів.

Розділ 3 містить результати експериментально-теоретичних досліджень корозійних та фізико-механічних властивостей залізобетонних шпал на моделях. Досліджено вплив струмів витоку та агресивних середовищ на залізобетонні шпали. Експериментально встановлено, що протягом впливу на моделі шпал електричних потенціалів – постійного та пульсуючого однонаправленого (ПОЕП) сила струму зменшується, електричний опір – зростає через поляризацію колоїдних частинок продуктів гідратації цементу та кольматацію порового простору неелектропровідними продуктами корозії. Втрату бетоном захисних властивостей відносно арматури через нейтралізацію ці впливи не спричинили, проте вдвічі прискорили проникнення агресивних до арматури хлоридів. Сталева арматура з випусками із торців шпал піддається корозії у порядку зростання інтенсивності: без електричних впливів у водному середовищі – без електричних впливів в середовищах, що є розчинами хлоридів – за впливу ПОЕП у водному середовищі – за впливу постійних потенціалу та струму у

водному середовищі – за впливу як ПОЕП, так і постійних потенціалу та струму у середовищах, що є розчинами хлоридів.

Досліджено міцність, жорсткість і тріщиностійкість моделей залізобетонних шпал з анкерованою та неанкерованою арматурою. Встановлено, що анкерування арматури не підвищило тріщиностійкості та міцності моделей. Разом з тим збільшення попереднього напруження арматури суттєво підвищило тріщиностійкість (момент тріщиноутворення на 85–104 %) та міцність (руйнівний момент на 34–35 %). Отже анкерування арматури не підвищило стійкість шпал до утворення поперечних тріщин в підрейкових та середньому перерізах і його можна вважати заходом, доцільним з технологічних міркувань, а також таким, що дозволяє захистити торці арматурних стержнів від контакту із зовнішнім середовищем для запобігання стікання з них.

Виконано експериментальне дослідження впливу положення арматури на тріщиностійкість перерізу моделі. Встановлено, що розсунення арматурного пакету з максимальним наближенням крайнього ряду арматури до підрейкової площадки дозволить підвищити тріщиностійкість шпали в зоні анкера (момент тріщиноутворення) на 35 %. Виконано експериментально-теоретичні дослідження впливу дисперсного армування та крупності заповнювачів на міцність бетону на розтяг як показник тріщиностійкості. Додавання фібри підвищило міцність бетону на розтяг, не підвищивши міцність на стиск. Найбільше підвищення міцності на розтяг у 1,5 рази отримано додаванням 6 кг/м^3 бетону базальтової фібри довжиною 24 мм та 26 кг/м^3 сталевої фібри довжиною 6 мм. Обґрунтовано підвищення міцності бетону на розтяг за рахунок зменшення крупності заповнювачів та уведення мінеральних добавок. Заміна в дрібнозернистому бетоні піску дрібнішим піском із забезпеченням оптимального коефіцієнту його розсунення цементним каменем забезпечило підвищення міцності на розтяг за згином в 1,9 раз, а уведення 15 % добавки мікрокремнезему – ще на 44 %.

У розділі 4 наведені результати досліджень електрофізичних та фізико-механічних властивостей залізобетонних шпал та обґрунтування удосконалення їх конструкції. Встановлено, що у шпалах з випусками арматури із торцевих граней (стандартних) частина тягового струму (струм витоку) стікає з рейки через скріплення в поровий електроліт бетону, що є насиченим розчином гідроксиду кальцію, з нього на арматуру, а з її випусків – в баласт і далі в основну площадку. Постійний струм спричиняє електрокорозію арматури. Розроблено схеми електричного опору шпал з випусками арматури і з захищеною бетоном арматурою, що складаються із паралельних та послідовних з'єднань елементів. Розрахунками встановлено та експериментально підтверджено, що захист арматури бетоном на торцях шпал забезпечує підвищення електричного опору між рейковим скріпленням і торцем шпали в сухих погодних умовах – у 2,3 рази, у вологих погодних умовах – у 2,5 раз, під час атмосферних опадів – до 6 порядків.

Виконано порівняльні дослідження жорсткості й тріщиностійкості шпал з неанкерованою та анкерованою арматурою. Випробуваннями шпал з анкерованою арматурою, виготовлених з підвищеним попереднім напруженням, розсуненим арматурним пакетом, підвищеним класом бетону, встановлено, що їх моменти тріщиноутворення перевищили такі у стандартних шпалах в перерізах: підрейковому – на 29 %; середньому – на 25 %. Отже, впровадження шпал з анкерованою арматурою забезпечило підвищення тріщиностійкості, стійкості до циклічних навантажень та ресурсу шпал в цілому.

У розділі 5 викладено інформацію про впровадження результатів дисертаційного дослідження. Розроблено Рекомендації з вибору конструкції і технології виробництва залізобетонних шпал для ТОВ «ГПУ», згідно з якими розроблено конструкцію залізобетонної попередньо напруженої шпали з анкерованою та захищеною з торців арматурою, укомплектовано та запущено технологічну лінію з її виробництва. Впровадження Рекомендацій обумовило

соціально-економічний ефект – створено 15 нових робочих місць, збільшено розмір прибутку ТОВ (не розкривається через комерційну тайну) та обсяги надходжень до бюджетів різних рівнів через обов'язкові та податкові платежі. На основі результатів досліджень, таких як дані про вплив фібри на фізико-механічні властивості цементних композицій, розроблено спосіб ремонту підрейкової основи залізничної колії на залізничних мостах, отримано патент на корсину модель. Результати досліджень впроваджені у навчальний процес з підготовки докторів філософії, магістрів, бакалаврів за спеціальностями J7 (273) Залізничний транспорт, G19 (192) Будівництво та цивільна інженерія.

Дисертація завершується загальними висновками, в яких констатовано виконання завдань і досягнення мети досліджень, списком використаних джерел, додатками.

Ключові слова: залізниця, перевезення, інфраструктура, залізнична колія, рейкове скріплення, залізобетонна шпала, попередньо напружений залізобетон, арматура, анкерування, несуча здатність, напружено-деформований стан, метод скінчених елементів, моделювання, проникність, дифузія, корозія, життєвий цикл.

ABSTRACT

Serhii MUSIENKO. Improving the performance of reinforced concrete sleepers for non-separable rail fasteners. Qualification scientific work in the form of a manuscript.

Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in the specialty 273 Railway Transport (27 Transport). Ukrainian State University of Railway Transport of the Ministry of Education and Science of Ukraine, Kharkiv, 2026.

The dissertation was completed at the Department of Railway Track and Transport Structures of the Ukrainian State University of Railway Transport and consists of an introduction, five chapters, general conclusions, a list of 117 sources, 5 appendices.

The introduction provides a general description of the work, in particular, the relevance of the chosen topic is proven, its connection with scientific programs and plans is shown, the object and subject are defined, the goal, objectives of the research are formulated, the provisions of scientific novelty are stated, the reliability and practical significance of the results obtained are substantiated, data on their testing are provided.

On the railways of the world from the 19th to the middle of the 20th century, wooden sleepers were practically the only type of sub-rail base. However, during this period, the operating conditions of the railways changed significantly – the speed of movement, axial loads, load stress increased, and the regulatory requirements for the structures of sub-rail bases and materials for them also changed. Due to the shortcomings of wood for operation in such conditions, as well as in conditions of variable humidity – large wet deformations, low biostability, since the second half of the 20th century they have been actively replaced by pre-stressed reinforced concrete sleepers. But in Ukraine, reinforced concrete sleepers in most cases have a limited resource. Sleepers of type Sh1 for separate fastenings prematurely fail and cannot be used as old-fashioned due to corrosion and electrocorrosion of the fixing unit of the embedded bolt. In sleepers of type SB3, etc. under non-separable fasteners, cracks often form up to their complete destruction and the need to replace them even during current maintenance. It is noteworthy that in Ukraine, sleepers are made (were made) from concrete of class C32/40 (class B40, grade M500). It is known that in technologically developed countries, higher classes of concrete are used for sleepers, which are achieved by other concrete compositions and requirements for materials for it. This allows us to suggest that in relation to the domestic raw material base there are still unknown factors influencing the operational qualities of reinforced concrete sleepers, not only their design features, but also the composition of concrete, the quality of materials for it, etc. Their identification and consideration will allow to improve these qualities, reduce the damageability of

sleepers and increase their operational resource. The relevance is emphasized by the implementation of research as part of the state budget scientific and research works of the Ministry of Education and Science of Ukraine.

The purpose of the research is to improve the performance of reinforced concrete sleepers for unlined intermediate rail fasteners. The subject of the research is reinforced concrete sleepers for unlined intermediate rail fasteners, their physical and finite element models, the object of the research is the performance of reinforced concrete sleepers for unlined intermediate rail fasteners, the stress-strain state of the sleepers and their physical models.

Research objectives: to perform experimental and theoretical studies to assess the influence of reinforcement releases on the electrophysical properties of sleepers, corrosion and electrocorrosion processes in them; to develop models of the sub-rail cross-section of reinforced concrete sleepers with unanchored and anchored prestressed reinforcement and their finite element models and to perform computational and full-scale experiments on their loading; to perform an experimental study of the influence of the position of the reinforcement on the crack resistance of the model cross-section; to perform experimental and theoretical studies of the influence of dispersed reinforcement and aggregate size on the tensile strength of concrete; to develop a finite element model of a sleeper with unanchored and anchored reinforcement, to investigate the influence of anchoring on the stress-strain state of the sleeper, to test sleepers with anchored reinforcement under load; to develop recommendations for the selection of new designs and technologies for the production of reinforced concrete sleepers, to implement the results of the research in production conditions.

As a result of the research, new scientific results were obtained, in particular, the understanding of the electrophysical properties of reinforced concrete sleepers, corrosion and electrocorrosion processes in them was further developed. In particular, quantitative data on the influence of concrete protection of the reinforcement at the ends of the sleepers on the electrical resistance between the rail fasteners and the ends through which leakage currents flow was obtained for

the first time. For the first time, aggressive, incl. electrical effects on reinforcement corrosion with releases from the ends of sleepers.

The understanding of the operation and stress-strain state of reinforced concrete sleepers with anchored reinforcement was also further developed. For the first time, deformation diagrams of sleepers and their models were obtained, quantitative indicators of the influence of anchoring on stresses in models and sleepers, and crack formation moments in them.

The reliability of the research results is ensured by the correct application and metrological support of standard and original test and research methods, the use of independent research methods, the repeatability of test results, their statistical processing, the consistency of the results of theoretical research, calculation and field experiments.

The practical significance of the results obtained is to improve the operational qualities of reinforced concrete sleepers, which will reduce their accumulation of defects and the single exit from them during the service life, increase the service life; increase the competitiveness of sleepers for their manufacturers; provide relevant knowledge to future specialists in the railway industry through implementation in the initial process.

The research results were tested at 7 international conferences in 2022–26 and published in 5 works, including 2 articles in professional publications of Ukraine of category B, 3 articles in publications indexed by the National Library of Ukraine Scopus.

In section 1, an analytical review of literary and regulatory sources, survey materials was performed. The structural and technological features of reinforced concrete prestressed sleepers were analyzed. Sleepers are reinforced with high-strength wire, the prestressing of which is carried out throughout the entire package over the entire height of the cross-section on the form. Finished sleepers have reinforcement outlets at the ends permitted by standards. Analysis of sleeper damage showed that the most damaged are sleepers for unlined rail fastenings, and the most common defects are cracks, especially in the area of sub-rail platforms.

Data on the influence of leakage currents from rails on electrified direct current sections of railways on damage to reinforced concrete sleepers were analyzed. Works devoted to increasing the crack resistance of reinforced concrete sleepers, tensile strength of concrete to increase the crack resistance of structures, etc. were considered.

Section 2 presents research methods, characteristics of materials used in experimental studies. An original methodology for studying the influence of reinforcement anchoring on the stress-strain state of sleepers on models has been developed, in particular, sleeper models and a scheme for their testing have been developed, the physical and mechanical characteristics of steel reinforcement have been determined, the technology for manufacturing sleeper models has been developed and models have been manufactured, the procedure for their load testing has been determined, the parameters of the finite element calculation experiment for loading have been determined, and the results of the calculation and full-scale experiments have been compared. A methodology for comparative research of the stiffness and crack resistance of sleepers with unanchored and anchored reinforcement has been developed.

Original methodologies for experimental research of the influence of the position of the reinforcement on the crack resistance of sleepers in the rail fastening zone, the influence of dispersed fiber reinforcement on the crack resistance of sleepers in the rail fastening zone, the influence of aggregate size on the tensile strength of concrete and the crack resistance of products have been developed. An original methodology for studying the impact of leakage currents and aggressive environments on reinforced concrete sleepers has also been developed, in particular, methods for modeling these impacts and the format of models have been developed, and methods for assessing the consequences of these impacts have been proposed.

Section 3 contains the results of experimental and theoretical studies of corrosion and physical and mechanical properties of reinforced concrete sleepers on models. The influence of leakage currents and aggressive environments on

reinforced concrete sleepers was investigated. It was experimentally established that during the influence of electric potentials on sleeper models – constant and pulsating unidirectional (PUEP), the current strength decreases, the electrical resistance increases due to the polarization of colloidal particles of cement hydration products and clogging of the pore space with non-conductive corrosion products. These effects did not cause the loss of protective properties of concrete with respect to reinforcement due to neutralization, but they doubled the penetration of chlorides aggressive to reinforcement. Steel reinforcement with outlets from the ends of the sleepers undergoes corrosion in the order of increasing intensity: without electrical influences in an aqueous environment – without electrical influences in an environment containing chlorides – under the influence of PUEP in an aqueous environment - under the influence of a constant potential in an aqueous environment – under the influence of both PUEP and a constant potential in an environment containing chlorides.

The strength, stiffness and crack resistance of models of reinforced concrete sleepers with anchored and unanchored reinforcement were investigated. It was found that anchoring the reinforcement did not increase the crack resistance and strength of the models. At the same time, increasing the prestressing of the reinforcement significantly increased the crack resistance (cracking moment by 85–104 %) and strength (breaking moment by 34–35 %). Therefore, anchoring the reinforcement did not increase the resistance of sleepers to the formation of transverse cracks in the sub-rail and middle sections and can be considered a measure that is appropriate for technological reasons, as well as one that allows protecting the ends of the reinforcing bars from contact with the external environment to prevent them from flowing down.

An experimental study of the influence of the position of the reinforcement on the crack resistance of the model cross-section was carried out. It was established that the separation of the reinforcement package with the maximum approximation of the outer row of reinforcement to the sub-rail platform will allow increasing the crack resistance of the sleeper in the anchor zone (cracking moment) by 35 %.

Experimental and theoretical studies of the influence of dispersed reinforcement and aggregate size on the tensile strength of concrete as an indicator of crack resistance were carried out. The addition of fiber increased the tensile strength of concrete without increasing the compressive strength. The greatest increase in tensile strength by 1.5 times was obtained by adding 6 kg/m^3 of basalt fiber concrete with a length of 24 mm and 26 kg/m^3 of steel fiber with a length of 6 mm. The increase in tensile strength of concrete by reducing the size of aggregates and introducing mineral additives was substantiated. Replacing sand in fine-grained concrete with finer sand with ensuring the optimal coefficient of its separation by cement stone provided an increase in tensile strength in bending by 1.9 times, and the introduction of 15 % of microsilica additives - by another 44 %.

Section 4 presents the results of research into the electrophysical and physicomechanical properties of reinforced concrete sleepers and the justification for improving their design. It is shown that in standard sleepers with reinforcement outlets from the end faces, part of the traction current (leakage current) flows from the rail through the fastening into the porous electrolyte of concrete, which is a saturated solution of calcium hydroxide, from it to the reinforcement, and from its outlets into the ballast and further into the main platform. Direct current causes electrocorrosion of the reinforcement. Electrical resistance diagrams of sleepers with reinforcement outlets and with concrete-protected reinforcement, consisting of parallel and serial connections of elements, have been developed. Calculations have established and experimentally confirmed that protection of reinforcement with concrete at the ends of sleepers provides an increase in electrical resistance between the rail fastening and the end of the sleeper in dry weather conditions – by 2.3 times, in wet weather conditions – by 2.5 times, during precipitation – by up to 6 orders of magnitude.

Comparative studies of the stiffness and crack resistance of sleepers with unanchored and anchored reinforcement have been carried out. Tests of sleepers with anchored reinforcement, manufactured with increased prestressing, a spaced reinforcement package, and an increased concrete grade, have established that their

crack formation moments exceeded those in standard sleepers in the following sections: under-rail – by 29 %; average – by 25 %. Thus, the introduction of sleepers with anchored reinforcement provided an increase in crack resistance, resistance to cyclic loads, and the service life of sleepers in general.

Section 5 contains information on the implementation of the results of the dissertation research. Recommendations on the selection of the design and technology for the production of reinforced concrete sleepers for LLC «GPU» were developed, according to which the design of a reinforced concrete prestressed sleeper with anchored and end-protected reinforcement was developed, and a technological line for its production was completed and launched. The implementation of the Recommendations resulted in a socio-economic effect – 15 jobs were created, the profit of the LLC (not disclosed due to commercial secrecy) and the volume of revenues to the budgets of various levels increased through mandatory and tax payments. Using the results of research, in particular, the influence of fiber on the physical and mechanical properties of cement compositions, a method for repairing the upper structure of the track, in particular its sub-rail base, on railway bridges was developed and patented. The research results are implemented in the educational process for the training of bachelors, masters, and doctors of philosophy in the specialties J7 (273) Railway Transport, G19 (192) Construction and Civil Engineering.

The general conclusions summarize the implementation of the research tasks and state the achievement of the goal, and the appendices provide additional materials.

Keywords: railway, transportation, infrastructure, railway track, rail fastening, prestressed reinforced concrete, reinforced concrete sleeper, reinforcement, anchoring, bearing capacity, stress-strain state, finite element modeling, permeability, diffusion, corrosion, life cycle.

LIST OF PUBLICATIONS OF THE ACQUIRER

Articles in professional publications and in publications included in scientometric databases:

1. Plugin A., Murygin M., Plugin D., Najafov E., Musiienko S., Lobiak O. Establishing patterns in the stressed-strained state of concrete sleepers with prestressed composite reinforcement and their models. Eastern-European Journal of Enterprise Technologies 5 (7) (137) (2025), P. 6–16. https://doi.org/10.15587/1729-4061.2025.341427

2. Plugin A.A., Murygin M.A., Musiienko S.M., Redko I.O., Gevorkyan E.S. Comparative studies of the influence of electric potentials on corrosion processes in railway sleepers made of concrete with steel and composite reinforcement Collection of scientific papers of the Ukrainian State University of Railway Transport 213 (2025). P. 61–82. https://doi.org/10.18664/1994-7852.213.2025.341989

3. Plugin A., Murygina N., Pluhin O., Murygin M., Musienko S. Physical-mechanical properties of composite material based on polyester fibres and mineral binder IOP Conference Series: Earth and Environmental Science 1499 (2025) 012074. https://doi.org/10.1088/1755-1315/1499/1/012074

4. Plugin A., Chaika V., Musienko S., Wu P., Ye Z. Developing the composition of fine-grained concrete from the waste of the mining and processing enterprise Eastern-European Journal of Enterprise Technologies 4 (6(130)) (2024) 69–79. https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.310265

5. Plugin A.A., Chaika V.M., Musienko S.M., Nadzhafov E.F. Especially fine-grained concrete from mining and quarry waste for construction products Collection of scientific papers of the Ukrainian State University of Railway Transport 208 (2024) 79–91. https://doi.org/10.18664/1994-7852.208.2024.308196

Scientific papers that confirm the approval of the dissertation materials:

6. Musienko S.M., Plugin A.A., Murygin M.A., Kutsyn K.O., Dudin O.A. Increased Crack Resistance of Rail Reinforced Concrete Sleepers for Anchor Rail Fasteners 3rd International Conference on Urban Infrastructure Sustainable Development and Renovation (MistoBud-2026) Kharkiv (29–31.01.2026). https://mistobud.kname.edu.ua/conference-agenda/#tab-16827

7. Musienko S.M., Kutsyn K.O., Murygin M.A., Plugin A.A. On the influence of crack resistance of reinforced concrete sleepers on the operation of the contact network and SCB systems Information and control systems in railway transport 3 (Appendix. Abstracts of poster presentations and speeches of conference participants) (2025). P. 51–52. https://kart.edu.ua/wp-content/uploads/2025/09/dodatok-do-zhurnalu-ikszt-3-2025-z-tezami-dopovidej_38-mnpk.pdf

8. Musienko S.M., Ye Zhenhua, Kutsyn K.O., Plugin A.A., Plugin D.A. Crack resistance of reinforced concrete sleepers and ways to increase it Collection of abstracts of the international scientific and technical conference "Structure formation and destruction of composite building materials and structures" Odesa (22–23.04.2025). P. 54–57.

9. Plugin A.A., Tuley Yu.L., Murygina N.O., Plugin O.A., Murygina M.A., Musienko S.M. New composite material for reinforced concrete ballastless bridge decks of railway bridges Abstracts of the 10th International Conference “Problems of Reliability and Durability of Engineering Structures and Buildings on Railway Transport” (TransBud-2024) Kharkiv (20–22.11.2024). P. 52–55. https://kart.edu.ua/wp-content/uploads/2024/09/tezi-transbud-2024-2.pdf

10. Chayka V.M., Plugin A.A., Musienko S.M., Krykun O.P. Fine-grained concrete products from mining and quarry waste with improved physical and mechanical properties Collection of abstracts of the international scientific and technical conference "Structure formation and destruction of composite building

materials and structures" Odesa (23.04.2024). P. 176–180. https://drive.google.com/file/d/1jI7vWluCtPrF4HO4P4BpNs-_at6XPvwR/view

11. Plugin A.A., Musienko S.M., Mykytas S.V. Electrical resistance of reinforced concrete sleepers and its control in production conditions Abstracts of reports of the 4th International Scientific and Technical Conference "Intelligent Transport Technologies" Kharkiv (27–28.11.2023). P. 333–335. https://kart.edu.ua/wp-content/uploads/2023/11/zbirnik-tez-dopovidej-itt2023-1.pdf

12. Plugin A.A., Musienko S.M., Krykun O.P., Zinchenko V.V., Kalinin O.A. Influence of the quality of materials for concrete on the operational properties of reinforced concrete sleepers International scientific and technical conference "Organic and mineral binders and road concretes based on them" Kharkiv (08–09.11.2022). P. 114–117.

Publications that additionally reflect the materials of the dissertation:

13. Pat. on cor. model 155132 UA MPK E04V 5/10 (2006.01) Method for repairing ballastless bridge decks of railway bridges made of reinforced concrete slabs. UkrDUZT. A.A. Plugin, N.O. Murygina, A.V. Murygin, S.V. Panchenko, D.A. Plugin, W. Zhu, O.A. Plugin, O.A. Dudin, M.A. Murygin, S.M. Musienko. Appl. 08/28/2023, application № u 2023 04061, published on 01/17/2024, bulletin № 3/2024.

14. Method for repairing ballastless bridge decks of railway bridges made of reinforced concrete slabs. UkrDUZT. A.A. Plugin, N.O. Murygina, A.V. Murygina, S.V. Panchenko, D.A. Plugin, W. Zhy, O.A. Plugin, O.A. Dudin, M.A. Murygina, S.M. Musienko. Application for the grant of a patent for an invention № a 2023 04060. Application. 08.28.2023.

ЗМІСТ

ВСТУП…….. 23
1 АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ ЗІ МАТЕРІАЛІВ ОБСТЕЖЕНЬ…… 28
1.1 Конструктивні особливості залізобетонних попередньо напружених шпал…….. 28
1.2 Аналіз пошкоджень шпал……. 36
1.3 Вплив струмів витоку на пошкодження залізобетонних шпал……. 42
1.4 Підвищення тріщиностійкості залізобетонних шпал……. 43
1.5 Підвищення міцності бетону на розтяг для підвищення тріщиностійкості конструкцій…… 50
Висновки за розділом 1……... 53
2 МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА МАТЕРІАЛИ……. 55
2.1 Дослідження впливу анкерування арматури на напружено-деформований стан шпал на моделях…… 55
2.1.1 Моделі шпал…… 55
2.1.2 Дослідження фізико-механічних характеристик сталевої арматури…. 58
2.1.3 Виготовлення моделей шпал…… 59
2.1.4 Випробування моделей шпал…… 68
2.1.5 Розрахунковий експеримент з навантаження моделей……... 71
2.2 Дослідження впливу положення арматури на тріщиностійкість шпали в зоні рейкового скріплення……... 71
2.3 Дослідження впливу дисперсного армування фіброю на тріщиностійкість шпали в зоні рейкового скріплення…… 75
2.4 Дослідження впливу крупності заповнювачів на міцність бетону на розтяг і тріщиностійкість виробів……. 77
2.5 Дослідження впливу струмів витоку та агресивних середовищ на залізобетонні шпали…… 80
2.5.1 Моделювання впливу струмів витоку та агресивних середовищ на

залізобетонні шпали…… 80
2.5.2 Моделі залізобетонних шпал для дослідження впливу струмів витоку та агресивних середовищ…… 83
2.5.3 Створення впливу струмів витоку та агресивних середовищ на моделі залізобетонних шпал та експозиція під ними……... 86
2.5.4 Оцінювання наслідків електричних і агресивних впливів…… 88
2.6 Порівняльні дослідження жорсткості та тріщиностійкості шпал з неанкерованою та анкерованою арматурою…… 91
Висновки за розділом 2……... 95
3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ КОРОЗІЙНИХ ТА ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛ НА МОДЕЛЯХ……... 96
3.1 Вплив струмів витоку та агресивних середовищ на залізобетонні шпали…… 96
3.2 Дослідження міцності, жорсткості та тріщиностійкості моделей залізобетонних шпал з анкерованою та неанкерованою арматурою…….. 102
3.3 Вплив положення арматури на тріщиностійкість моделі шпали в зоні рейкового скріплення…….. 116
3.4 Вплив дисперсного армування фіброю на тріщиностійкість шпали в зоні рейкового скріплення…….. 119
3.5 Вплив крупності заповнювачів на міцність бетону на розтяг і тріщиностійкість виробів…… 122
Висновки за розділом 3……... 133
4 ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕКТРОФІЗИЧНИХ ТА ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛ ТА ОБҐРУНТУВАННЯ УДОСКОНАЛЕННЯ ЇХ КОНСТРУКЦІЇ…….. 136
4.1 Конструкція шпал з анкерованою арматурою…… 136
4.2 Аналіз впливу анкерування арматури та її захисту на торцях на електрофізичні властивості залізобетонних шпал……... 138

4.3 Дослідження впливу анкерування арматури на напружено-деформований стан шпал…… 150
4.4 Порівняльні дослідження жорсткості й тріщиностійкості шпал з неанкерованою та анкерованою арматурою…… 163
Висновки за розділом 4……... 171
5 ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ……. 174
5.1 Розроблення і впровадження рекомендацій з вибору конструкції і технології виготовлення шпал із попередньо-напруженого залізобетону.. 174
5.2 Впровадження результатів дослідження впливу фібри на фізико-механічні властивості бетону і цементних композицій……... 176
5.3 Оцінка соціально-економічної ефективності впровадження результатів досліджень……..... 177
5.4 Впровадження результатів досліджень у навчальний процес……... 177
Висновки за розділом 5……... 178
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ……. 179
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ…… 182
ДОДАТКИ…….…… 197
ДОДАТОК А ПРОТОКОЛЬНІ РЕЗУЛЬТАТИ ПОРІВНЯЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЖОРСТКОСТІ Й ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ШПАЛ З НЕАНКЕРОВАНОЮ ТА АНКЕРОВАНОЮ АРМАТУРОЮ……. 198
ДОДАТОК Б РЕКОМЕНДАЦІЇ З ВИБОРУ КОНСТРУКЦІЇ І ТЕХНОЛОГІЇ ВИРОБНИЦТВА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛ……... 208
ДОДАТОК В ПРОТОКОЛ ВИПРОБУВАНЬ ШПАЛ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНИХ З АНКЕРОВАНОЮ СТЕРЖНЕВОЮ АРМАТУРОЮ Ш9-2……...… 210
ДОДАТОК Г АКТИ ВПРВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ….. 214
ДОДАТОК Д ПАТЕНТ НА КОРИСНУ МОДЕЛЬ ТА ЗАЯВКА НА ВИДАЧУ ПАТЕНТУ НА ВИНАХІД…….…… 218

ВСТУП

На залізницях світу з 19-го по середину 20-го століття практично єдиним типом підрейкової основи були дерев'яні шпали. Проте за цей період умови експлуатації залізничних клдій суттєво змінювались – зростали навантаження на вісь, вантажонапруженість, швидкість руху поїздів. Змінювались також нормативні вимоги до матеріалів і конструкцій підрейкових основ. У зв'язку з недоліками деревини для експлуатації в таких умовах, а також в умовах коливань вологості та знакозмінних вологісних деформацій, поганою біостійкістю, з другої половини 20-го століття шпали із деревини занінюються шпалами із попередньо напруженого залізобетону. Але в Україні й залізобетонні шпали в більшості випадків мають обмежений ресурс. Шпали типу Ш1 під підкладкові роздільні скріплення передчасно виходять із ладу і багато з них не можуть бути застосовані як старопридатні через корозію та електрокорозію вузла фіксації закладного болта. У шпалах типу СБ3 під безпідкдадкові скріплення часто утворюються тріщини аж до їх повного руйнування та необхідності заміни під час навіть поточного утримання. Отже, під час експлуатації багато шпал, особливо для без підкладкових рейкових скріплень, зазнають пошкоджень, в основному тріщин, що змушує їх замінювати раніше, ніж вони відпрацьовують встановлений ресурс.

Звертає не себе увагу, що в Україні шпали типу СБ3 не розроблялись окремо для безпідкладкових скріплень, а з метою використання наявного на підприємствах обладнання і великого парку форм були несуттєво перероблені із шпал типу Ш1 шляхом зміни положення підрейкової площадки (крім певної кількості шпал марки СБ3-1, які виготовляються у формах польського виробництва і мають дещо відмінну геометрію кінців шпал). Тому шпали типу СБ3 мають конструкцію і армування, ідентичні шпалам типу Ш1. Вони армовані високоміцним дротом 44∅3 мм і

формуються із бетону, клас якого за міцністю на стиск – С32/40 (раніше клас В40, ще раніше – марка М500). Відомо, що у технологічно розвинутих країнах для шпал застосовуються арматура більших діаметрів, але з меншою кількістю стержнів, часто анкерована на бетон, більш високі класи бетону, які досягаються іншими складами та вимогами до матеріалів для нього. Це дозволяє висунути припущення, що стосовно шпал для безпідкладкових рейкових скріплень існують ще невідомі фактори впливу на їх експлуатаційні якості конструктивних особливостей, складу бетону, якості матеріалів для нього тощо. Їх виявлення та врахування дозволить підвищити ці якості, знизити пошкоджуваність шпал та підвищити їх експлуатаційний ресурс. Отже, обрана тема є актуальною. Актуальність підкреслюється виконанням дисертаційного дослідження у рамках науково-дослідних робіт, що отримали державну реєстрацію (ДР):

- ДР№0122U002125 – «Теоретичні та експериментальні основи створення композиційних матеріалів на основі мінеральних в’яжучих для захисту від електрокорозії і ремонту споруд залізничного транспорту», що виконувалась УкрДУЗТ у 2022–23 рр. за кошти державного бюджету України;

- ДР№0123U102700 – “Integrated rail freight optimisation in Ukraine: Railway sleepers, rolling stock and logistics”, що виконувалась УкрДУЗТ за кошти UK–Ukraine R&I twinning grants scheme, project 11150 у 2023–24 рр.;

- ДР№0125U002307 – «Дослідження жорсткості й тріщиностійкості залізобетонних попередньо-напружених шпал з анкерованою стержневою арматурою та їх порівняння з характеристиками шпал, армованих високоміцним дротом», що виконувалась УкрДУЗТ за господарчим договором з ТОВ «Гранпостач Україна» у 2005 р.;

- ДР№ 0126U002127 «Теоретичні та експериментальні основи створення стійких до електричних і динамічних впливів бетонних виробів з композитною арматурою для будівництва та відновлення електрифікованих

ділянок залізниць», що виконується УкрДУЗТ з 2026 р. за кошти державного бюджету України.

Предмет дослідження – залізобетонні шпали для безпідкладкових проміжних рейкових скріплень, їх фізичні та скінченно-елементні моделі.

Об’єкт дослідження – експлуатаційні якості залізобетонних шпал для безпідкладкових проміжних рейкових скріплень, напружено-деформований стан шпал та їх фізичних моделей.

Мета роботи – підвищення експлуатаційних якостей залізобетонних шпал для безпідкладкових проміжних рейкових скріплень.

Завдання досліджень: виконати експериментально-теоретичні дослідження з оцінки впливу випусків арматури на електрофізичні властивості шпал, корозійні та електрокорозійні процеси в них; розробити моделі підрейкового перерізу залізобетонних шпал з неанкерованою та анкерованою попереднього напруженою арматурою та їх скінченно-елементні моделі та виконати розрахунковий та натурний експерименти з їх навантаження; виконати експериментальне дослідження впливу положення арматури на тріщиностійкість перерізу моделі; виконати експериментально-теоретичні дослідження впливу дисперсного армування та крупності заповнювачів на міцність бетону на розтяг; розробити скінченно-елементну модель шпали з неанкерованою та анкерованою арматурою, дослідити вплив анкерування на напружено-деформований стан шпали, випробувати шпали з анкерованою арматурою навантаженням; розробити рекомендації з обрання нових конструкції і технології виготовлення шпал із попередньо напруженого залізобетону; впровадити результати досліджень у виробничих умовах.

Нові наукові результати, отримані в результаті проведених досліджень, такі: набули подальшого розвитку уявлення про електрофізичні властивості залізобетонних шпал, процеси корозії та електрокорозії в них. Зокрема вперше отримано кількісні дані про вплив захисту арматури бетоном на

торцях шпал на електричний опір між рейковими скріпленнями і торцями, через які стікають струми витоку. Вперше проранжовано агресивні, у т.ч. електричні впливи на корозію арматури з випусками із торців шпал.

Набули також подальшого розвитку уявлення про напружено-деформований стан залізобетонних шпал із бетону з попередньо-напруженою анкерованою арматурою. Вперше отримано діаграми деформування шпал та їх моделей, кількісні показники впливу анкерування на напруження в моделях та шпалах, моменти тріщиноутіворення в них.

Достовірність результатів досліджень забезпечена коректним застосуванням і метрологічним забезпеченням стандартних та оригінальних методів випробувань та досліджень, застосуванням незалежних методів досліджень, повторюваністю результатів випробувань, їх статистичною обробкою, узгодженістю результатів теоретичних досліджень, розрахункових і натурних експериментів.

Практичне значення отриманих результатів полягає у покращенні експлуатаційних якостей залізобетонних шпал, які дозволять зменшити їх накопичення дефектів та поодинокий вихід від них протягом напрацювання ресурсу, збільшити ресурс; підвищенні конкурентоздатності шпал для їх виробників; наданні відповідних знань майбутнім фахівцям залізничної галузі через впровадження в начальний процес.

Результати досліджень апробовані на 7 міжнародних конференціях у 2022–26 рр. та опубліковані у 5 роботах, у т.ч. 2 статтях у фахових виданнях України категорії Б, 3 статтях у виданнях, що індексуються НМБД Scopus.

Формулювання мети роботи, розробка завдань досліджень, аналіз основних результатів виконані спільно з науковим керівником професором Андрієм Плугіним, аналітичний огляд літературних джерел, теоретичні та експериментальні дослідження і розрахунки виконані особисто. В корозійних дослідженнях брав участь Максим Муригін, у виготовленні моделей шпал та їх випробуваннях – Кирило Куцин, в аналізі напружено-деформованого стану

шпал – доцент Олексій Лобяк. Здобувач висловлює щиру подяку названим та іншим колегам за допомого в цьому дослідженні.

Відповідно особистий внесок в опублікованих роботах такий (нумерація згідно зі Списком опублікованих праць за темою дисертації): В [1, 6, 8] взято участь у розробленні методики випробування моделей, їх виготовленні та випробуваннях та особисто проаналізовано результати випробувань і розрахунків моделей і шпал зі сталевою арматурою. У [2, 7, 11] взято участь у розробленні методики дослідження електрофізичних властивостей шпал, корозійних та електрокорозійних впливів на них, особисто проведено дослідження на моделях з випусками сталевої арматури та шпал із захищеною на торцях арматурою. У [3, 9, 13, 14] взято участь в експериментальних дослідженнях впливу дисперсного армування на фізико-механічні властивості портландцементної композиції, особисто виконано та проаналізовано експерименти за невеликих концентрацій фібри. У [4, 5, 10, 12] розроблено моделі контактів між частинками в структурі бетону та теоретично обґрунтовано вплив їх розмірів на кількість в одиниці площі перерізу та міцність на розтяг.

РОЗДІЛ 1
АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ І МАТЕРІАЛІВ ОБСТЕЖЕНЬ

1.1 Конструктивні особливості залізобетонних попередньо напружених шпал

На залізницях світу як підрейкова основа залізничної колії застосовуються переважно попередньо напружені залізобетонні шпали [1]. В Україні на залізницях загального користування експлуатується близько 20,9 тис. км безстикової колії на залізобетонних шпалах [2], що перевищує 77 % загальної розгорнутої довжини колій. Загальна кількість залізобетонних шпал на них перевищує 44,3 млн. шт.

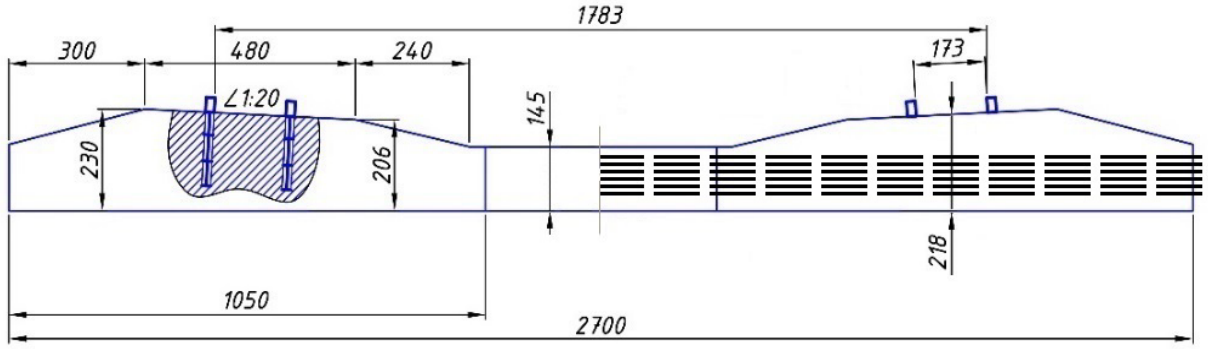
Взаємопов'язані конструкція і технологія виробництва попередньо напружених залізобетонних шпал, прийняті в Україні, впроваджені у 1960-ті рр. [3, 4]. Згідно з національним стандартом [5, 6] ці шпали армують високоміцним дротом діаметром 3 мм у вигляді пакету із 44 дротин (рис. 1.1) або для спеціальних шпал з пласкою верхньою гранню – мостових, для переїздів, 48 дротин. Клас бетону шпал за міцністю на стиск складає С32/40, С35/45.

Через те, що підрейкові і середній переріз зазнають різноспрямованого навантаження (згинального моменту), попереднє напруження здійснюється усього арматурного пакету, а не тільки в розтягнутій зоні як у будівельних конструкцій, що згинаються.

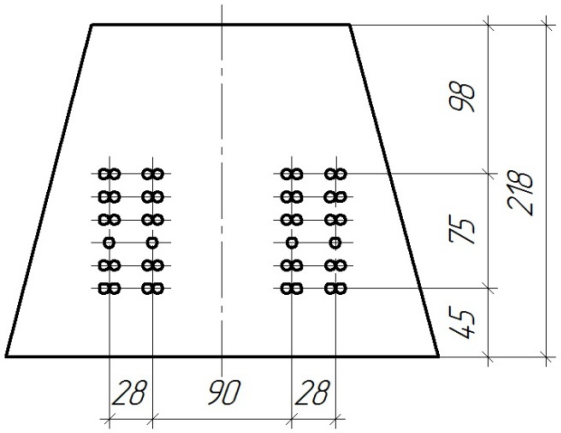
Останніми роками в Україні розгортається робота з реконструкції і будівництва залізниць за Європейськими стандартами [7, 8]. Це стосується не тільки залізниць колії 1435 мм, а й наявних ліній колії 1520 мм, також передбачених європейськими нормами, зокрема «Технічними специфікаціями для інтероперабельності інфраструктурної підсистеми

залізничної системи Європейського Союзу» (TSI) [9, 10]. Європейські стандарти EN на залізобетонні шпали в Україні вже імплементовані [11, 12]. Ці стандарти вимог до типу арматури не конкретизують – в країнах світу шпали армують як високоміцним дротом діаметром від 3 до 7 мм, так і стержневою арматурою більших діаметрів, але з меншою кількістю стержнів.

а)



б)



в)

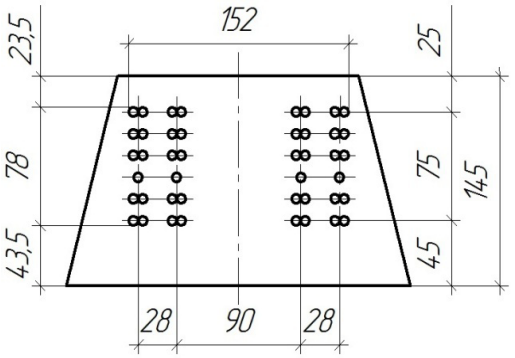


Рис. 1.1 – Розташування арматурного пакету у серійних залізобетонних шпалах (шпала типу СБ3, марки СБ3-0): *а* – в подовжньому напрямку; *б* – в підрейковому перерізі; *в* – у середньому перерізі

Крім характеру армування конструктивні особливості залізобетонних шпал обумовлені конструкцією прикріплення рейок до них, яка в найбільшому ступені визначає стабільність рейкової колії [13, 14]. Рейки прикріплюються до залізобетонних шпал різними рейковими скріпленнями

[1, 15], які за характером впливу на шпалу можна узагальнити за трьома типами – підкладкові роздільні, безпідкладкові анкерні та шурупно-дюбельні.

Підкладкові роздільні проміжні рейкові скріплення (рис. 1.2): між рейкою і шпалою через полімерні та/або гумові прокладки укладається сталева підкладка, яка притягується до шпали у клемно-болтовому скріпленні типу КБ закладними болтами з гайками (рис. 1.2, *а*), у шурупно-дюбельному скріпленні типу К2 – колійними шурупами, вкручуваними у закладені в шпалу дюбелі (рис. 1.2, *б*); рейка притискається до підкладки клемними болтами та жорсткими або пружними клемами. На магістральних залізницях України експлуатується понад 69 % скріплень типу КБ, колії зі скріпленнями типу К2 укладались нетривалий час протягом перших років впровадження безстикової колії.

а) *б*)

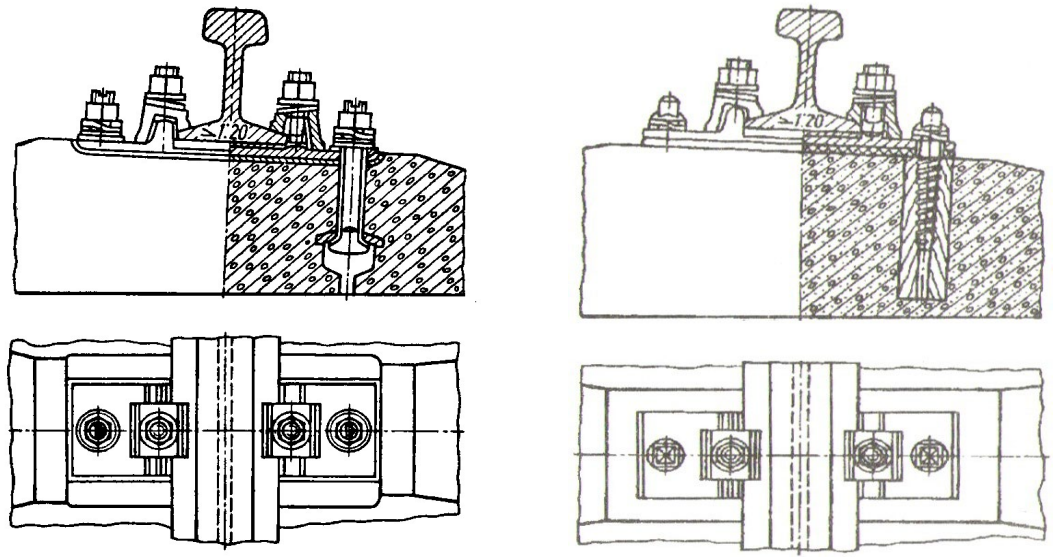
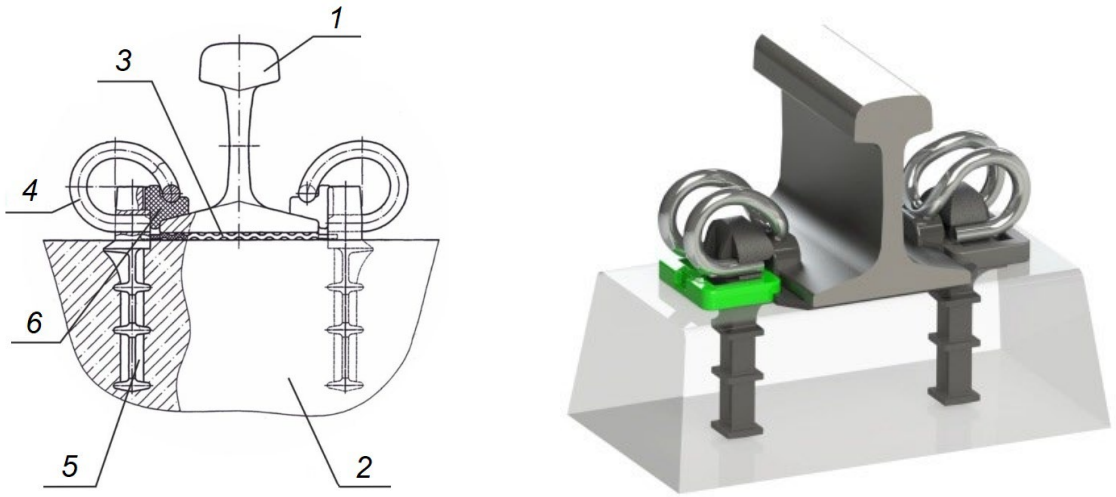


Рис. 1.2 – Підкладкові роздільні проміжні рейкові скріплення [1]:
а – клемно-болтове типу КБ; *б* – клемно-шурупно-дюбельне типу К2

Безпідкладкові анкерні проміжні рейкові скріплення (рис. 1.3): між рейкою і шпалою укладається тільки полімерна прокладка, рейка притискається через неї до шпали пружними клемами, які застібаються за анкери, забетоновані у шпалі. На магістральних залізницях України

експлуатується близько 20 % скріплень типу КПП-5 (рис. 1.3, *а*, *б*) разом з його більш ранньою модифікацією КПП-1 та аналогічними Vossloh SB-4 (Німеччина), що укладаються останніми роками.

а) *б*)



в) *г*)



Рис. 1.3 – Безпідкладкові анкерні проміжні рейкові скріплення:
а – скріплення КПП-5 [16]; *б* – модифікація КПП-5-К для кривих з регульованою за рахунок змінних регулюючих втулок шириною колії;
1 – рейка; *2* – бетон шпали; *3* – нашпальна/підрейкова прокладка; *4* – пружна клема; *5* – закладний анкер; *6* – ізолювальний вкладиш; *в* – скріплення УС-1 (PRS-4) [17]; *г* – дослідна ділянка зі скріпленнями УС-1 у 2026 р.

В УкрДУЗТ для старопридатних шпал Ш1-1 з несправним через корозію закладної шайби вузлом кріплення закладних болтів (рис. 1.4) було розроблено і в дослідному порядку впроваджено безпідкладкове анкерне проміжне рейкове скріплення УС-1 (PRS-4, рис. 1.3, *в*) [17, 18], анкер якого закріплюється в отворі для анкерного болта сірчаною мастикою, а клема застібається за анкер антивандальним фіксатором. Шпали з ними укладені на дослідній ділянці – 249 км ПК1 непарної колії дільниці Основа – Букине Південної залізниці (1 ланка 25 м – 46 шпал на головній колії ст. Основа між стрілочними переводами 550 і 572) у 2002 р. (рис. 1.3, *г*).

а) *б*)

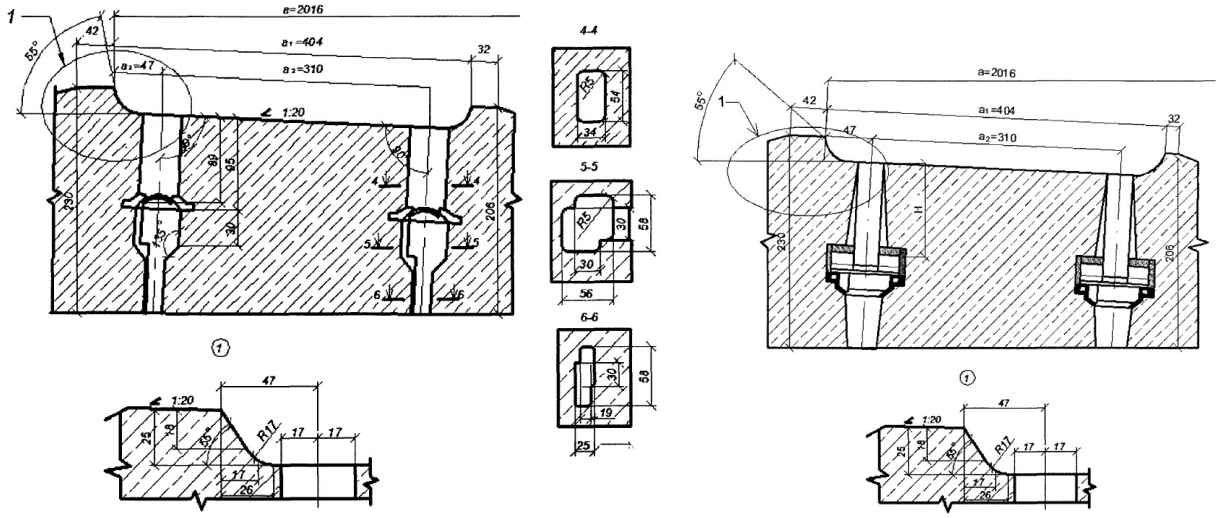


Рис. 1.4 – Технологічний отвір у шпалі типу Ш1 для кріплення закладного болта [5]: *а* – у шпалі марки Ш1-1 зі сферичною закладню шайбою; *б* – у шпалі марки Ш1-3 з П-подібною закладною шайбою

Безпідкладкові шурупно-дюбельні рейкові скріплення: між рейкою і шпалою укладається тільки полімерна прокладка, рейка притискається через неї до шпали пружними клемами, які притягуються шурупами, вкручуваними в полімерні дюбелі, забетоновані у шпалі. В Україні – це скріплення Schwihag SBS W SL (Швейцарія), що є адаптованим під українські шпали аналогом скріплення Vossloh W14 (Німеччина, рис. 1.5) і які активно укладаються останніми роками.

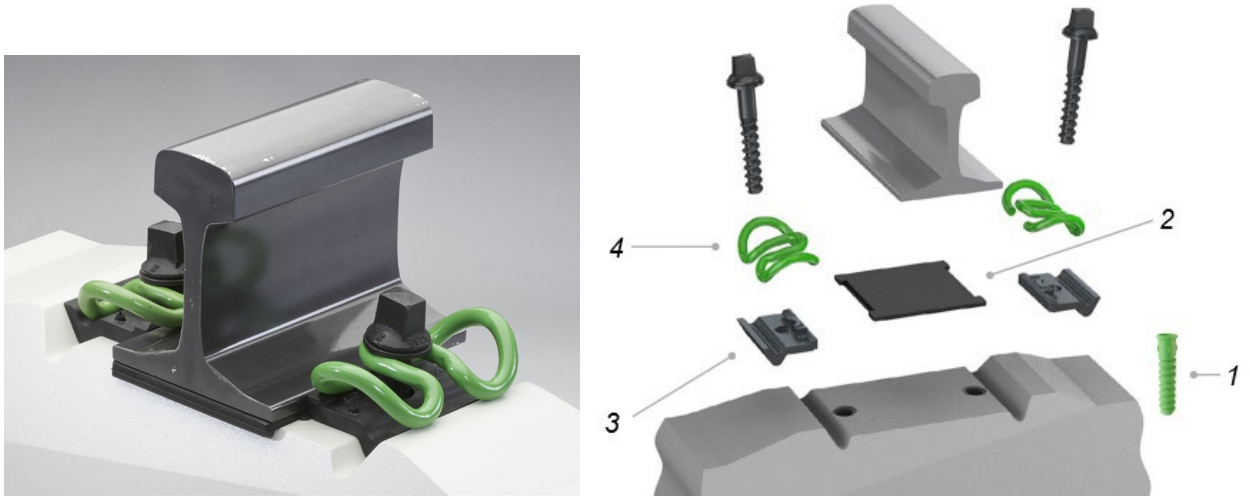


Рис. 1.5 – Безпідкладкове шурупно-дюбельне проміжне рейкове скріплення (Vossloh W14 [19]): *1*– полімерний закладний дюбель; *2* – полімерна підрейкова прокладка; *3* – ізолюючий вкладиш; *4* – пружна клема

Всі зазначені типи рейкових скріплень для забезпечення функціонування СЦБ – сигналізації, централізації і блокування, а також запобігання втратам (витоку) тягових струмів забезпечують електричну ізоляцію рейки від шпали за рахунок прокладок, а також ізолюючих шайб, втулок, вкладишів (рис. 1.2–1.4).

Отже, конструкція шпал є варіативною в основному у вузлах прикріплення до них рейок рейковими скріпленнями залежно від типу скріплення. Скріплення є підкладковими (рис. 1.2) та безпідкладковими (рис. 1.3, 1.4).

Узагальнюючи, зазначимо, що підкладкові скріплення є переважно клемно-болтовими (рис. 1.2), в яких прикріплення здійснюється за допомогою болтів, закладених в технологічний отвір у шпалі (рис. 1.4), який дає певну свободу горизонтальним коливанням болта, гайок та жорстких або пружних клем.

Підкладкові скріплення містять між рейкою та шпалою широку сталеву підкладку та полімерні або гумові прокладки та розподіляють навантаження на шпалу по значній площі.

Безпідкладкові скріплення є анкерними (рис. 1.3) або шурупно-дюбельними (рис. 1.5), в яких рейка притискається до шпали пружними клемами. Клеми застібаються за жорстко закладені в бетон анкери або притягуються шурупами, вкручуваними в закладений в бетон полімерний дюбель. Безпідкладкові скріплення, в яких рейка встановлена на шпалу тільки через полімерну прокладку, через малодетальність та, відповідно, меншу вартість, трудомісткість збирання та обслуговування стають все більш розповсюдженими.

Звертає не себе увагу, що в Україні шпали типу СБ3 – марки СБ3-0 тощо (рис. 1.2) не розроблялись окремо для нероздільних безпідкладкових скріплень, а з метою використання наявного на підприємствах обладнання і парку форм були несуттєво перероблені із шпал типу Ш1 шляхом зміни положення підрейкової площадки (крім певної кількості шпал марки СБ3-1, які виготовляються у формах польського виробництва і мають дещо відмінну геометрію кінців шпал, рис. 1.6). Тому шпали типу СБ3 мають конструкцію і армування, ідентичні шпалам типу Ш1. Вони армовані високоміцним дротом 44∅3 мм і згідно з [5] виготовлялись із бетону, клас за міцністю якого складав С32/40 (у більш ранніх стандартах клас В40, марка М500). Лише останніми роками у [6] для шпал типу СБ3 було підвищено клас бетону до не менше ніж С35/45. Тому більшість шпал, що лежать в колії і укладаються повторно, виготовлені із бетону класу С32/40. Відомо, що у технологічно розвинутих країнах для шпал застосовуються арматура більших діаметрів, але з меншою кількістю стержнів, часто анкерована на бетон, більш високі класи бетону, які досягаються іншими складами та вимогами до матеріалів для нього. Анкерування арматури (рис. 1.7) дозволяє застосовувати більш гнучку технологію виробництва шпал і забезпечувати захист торців арматури шаром бетону або розчину.

Викладене дозволяє висунути припущення, що стосовно шпал для безпідкладкових рейкових скріплень існують ще невідомі фактори впливу на

їх експлуатаційні якості конструктивних особливостей, складу бетону, якості матеріалів для нього тощо.

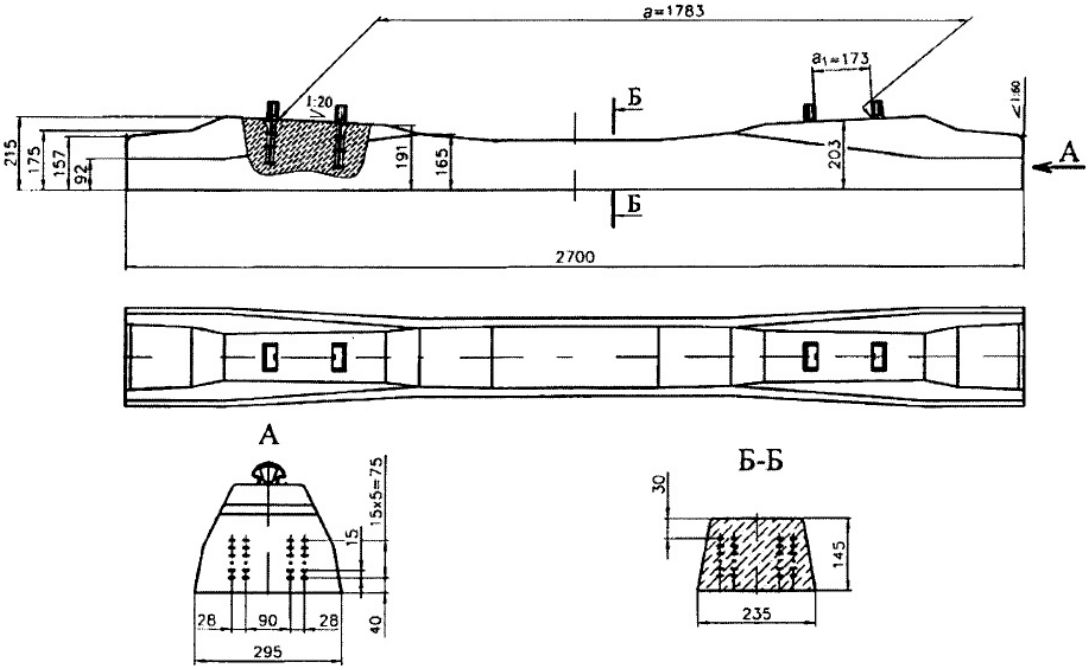
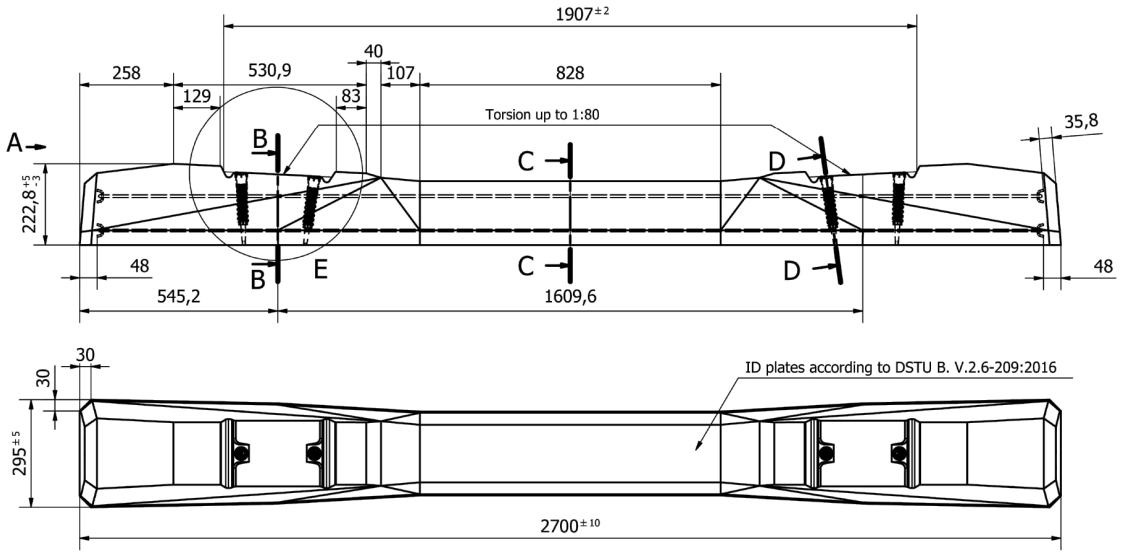
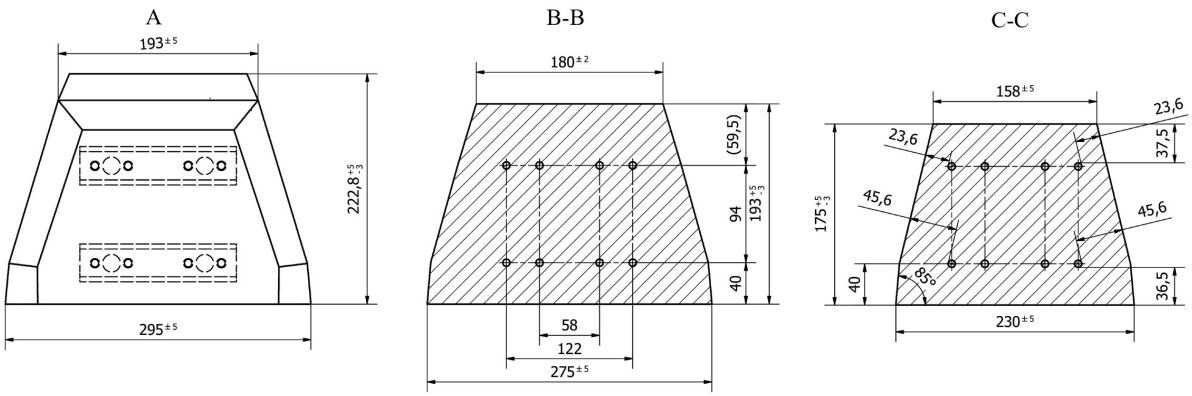


Рис. 1.6 – Шпала типу СБ3 марки СБ3-1 [5]

а)



б)



в)

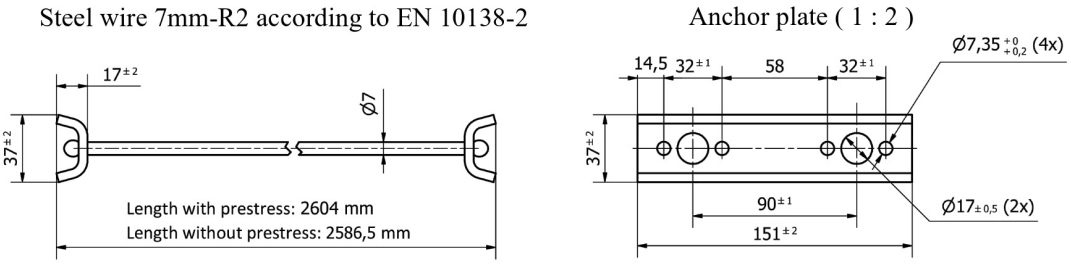


Рис. 1.7 – Залізобетонні шпали з анкерованою арматурою, сертифіковані в Україні на відповідність типу Ш9 за ДСТУ Б В.2.6-209 [6, 20]: *а* – загальна конструкція; *б* – вид збоку, підрейковий і середній перерізи; *в* – анкерні пластини (планки) та їх розташування на арматурі

1.2 Аналіз пошкоджень шпал

Під час експлуатації частина шпал зазнає пошкоджень, що змушує їх відбраковувати і замінювати раніше, ніж вони відпрацьовують встановлений для них ресурс [21]. Більшістю цих пошкоджень є тріщини. Причини їх утворення досліджуються багатьма авторами, конструкція і технологія виробництва шпал за їхніми рекомендаціями удосконалюються. Проте кількість шпал, в яких утворюються тріщини, залишається суттєвою, тому можна вважати причини утворення тріщин недостатньо глибоко дослідженими, а заходи з їх запобігання недосконалими.

Шпали типу Ш1 під роздільні підкладкові скріплення передчасно виходять із ладу і багато з них не можуть бути застосовані як старопридатні через корозію та електрокорозію вузла фіксації закладного болта (рис. 1.4). У шпалах типу СБ3 під нероздільні безпідкдадкові скріплення часто утворюються тріщини аж до їх повного руйнування та необхідності заміни під час навіть поточного утримання. Отже, під час експлуатації багато шпал, особливо для нероздільних рейкових скріплень, зазнають пошкоджень, в основному тріщин, що змушує їх замінювати раніше, ніж вони відпрацьовують встановлений ресурс.

Ресурс (довговічність) шпал оцінюється пропущеним ділянкою тоннажем – сумарною вагою рухомого складу, що пройшов колією після її укладання, а також строком служби. Чинним національним стандартом України ДСТУ 9002 [22] норма періодичності капітального ремонту із заміною рейко-шпальної решітки встановлена 800 млн. т брутто або 20 років. Зняті з колії шпали піддаються відбракуванню і як старопридатні знов укладаються вже на ділянки нижчих категорій. Під час поточного утримання також може здійснюватись поодинока заміна шпал з суттєвими дефектами (пошкодженнями). Таким чином більшість шпал, що не зазнали пошкоджень, експлуатується декілька циклів. В цілому на залізницях кількість непридатних за пошкодженнями залізобетонних шпал не перевищує 0,12 %. Проте їх значна абсолютна кількість – понад 183 тис. шт. та тенденція до її збільшення свідчать про те, що підвищення ресурсу шпал із бетону є актуальним завданням.

Пошкодження, яких зазнають шпали по мірі напрацювання тоннажу, навіть каталогізовані нормативним документом Укрзалізниці щодо використання старопридатних матеріалів верхньої будови колії [23]. У [24] за результатами масштабних натурних обстежень було показано, що найбільш розповсюдженими пошкодженнями (дефектами) як із зазначеного каталогу, так й інших, виявлених поза каталогом, є різного виду й походження тріщини

(рис. 1.8). Стосовно шпал типу СБ3 у [24] вони проранжовані за повторюваністю в такому порядку:

1) поперечні тріщини посередині шпали (рис. 1.8, *а*);

2) поперечні тріщини біля анкерів (рис. 1.8, *б*);

3) подовжні тріщини на кінцях шпали (рис. 1.8, *в*);

4) поперечні тріщини під підрейковим перерізом;

5) подовжні тріщини крізь анкери (рис. 1.8, *г*);

6) подовжні тріщини в середній частині (рис. 1.8, *д*);

7) сітка тріщин на кінцях шпали, рідше – по всій шпалі (рис. 1.8, *е*).

У [24, 25] за результатами експериментальних досліджень також встановлено, що через особливості взаємодії скріплення з бетоном більш схильними до утворення тріщин в зоні підрейкової площадки, зокрема зовнішніх анкерів, є шпали з безпідкладковими анкерними скріпленнями (рис. 1.8, *б*, *г*). Це підтверджується і досвідом експлуатації шпал Ш1-1 з безпідкладковим анкерним проміжним рейковим скріпленням УС-1 (рис. 1.3, *в*) після 24 років експлуатації за поточної вантажонапруженості 2,45 млн. т брутто та напрацювання 134 млн. т брутто в цілому знаходяться у задовільному стані, але у однієї (2,2 %) утворилась саме подовжня тріщина від зовнішнього анкера в напрямку кінця шпали (рис. 1.8, *г*).

Дійсно, на отриманих розрахунком методом скінчених елементів за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР полях еквівалентних напружень, наведених на рис. 1.9 [25], можна побачити, що найбільш перевантаженою є саме ця зона. Розтягувальні напруження в зоні внутрішніх анкерів досягають 7 МПа. Це значення перевищує межу міцності за розтягом близько 4 МПа для класу С32/40 і призводить до утворення тріщин.

а) *б*)





в)

г)





д)

е)





Рис. 1.8 – Характерні пошкодження (дефекти) залізобетонних шпал

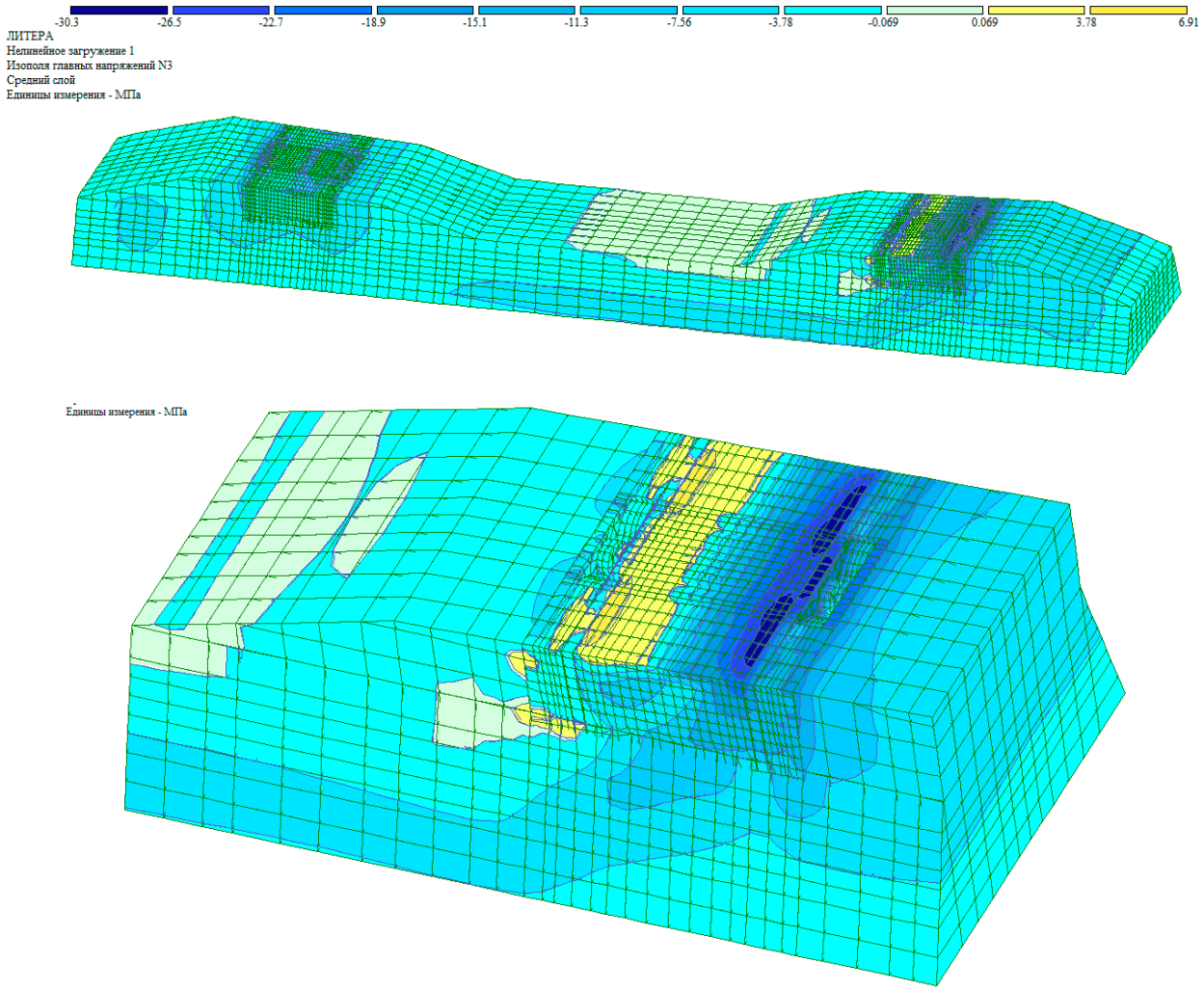


Рис. 1.9 – Поля головних напружень у шпалі СБ3-0 з безпідкладковим анкерним рейковим скріпленням (рис. 1.1, 1.3)

Стискаючі напруження в зоні зовнішніх анкерів дещо перевищують 30 МПа, що для бетону класу за міцністю на стиск С32/40 не є критичним, проте може свідчити про наявність в цій зоні в перпендикулярних напрямках розтягувальних напружень менших за абсолютного значення, проте більших міцності на розтяг бетону цього ж класу близько 4 МПа, які також можуть спричиняти утворення тріщин в цій зоні (рис. 1.8, *б*).

Як бачимо, переважна кількість пошкоджень шпал є тріщинами, тому дослідження, спрямовані на подальше підвищення тріщиностійкості залізобетонних шпал є актуальним завданням.

Майже всі поперечні та подовжні тріщини мають силовий характер [24, 25] крім сітки тріщин (рис. 1.8, *е*), яка утворюється внаслідок внутрішньої корозії бетону від Alkali-Silica Reaction (ASR) – взаємодії луг цементу з реакційно здатними заповнювачами, якій додатково сприяють процеси, спричинені струмами витоку [26, 27]. ASR сприяє утворенню силових тріщин, сіткою від якої вони і розвиваються (рис. 1.8, *в*, *г*, *д*).

В оглядовій статті [28] в результаті вивчення широкого кола джерел констатовано, що на залізницях світу багато залізобетонних шпал передчасно виходять з ладу та потребують щорічної заміни. Пошкодження ставлять під загрозу безпеку руху, призводять до залізничних аварій, фінансових втрат. Пошкодження розділено на внутрішні через внутрішні дефекти бетону та зовнішні, пов'язані з високими ударними навантаженнями та циклами замерзання-відтавання. Більшість пошкоджень є тріщинами, положення та форма яких є показником типу деградації. Причини руйнування шпал за [28] майже завжди пов'язані з поганим утриманням колій, поганим станом рухомого складу, використанням невідповідних матеріалів у виробництві бетону, таких як реакційно здатні заповнювачі. Проте розробку заходів з підвищення тріщиностійкості самих шпал автори [28] собі за мету не ставлять.

У [29-31] відзначається, що основним видом пошкоджень, що знижує довговічність шпал, є тріщини. Підкреслюється вплив на інтенсивність утворення тріщин експлуатаційних та регіональних умов. Ці роботи зосереджені на розробці методу виявлення поздовжніх тріщин [29], визначенню розтягувальних напружень та їх впливу на утворення тріщин [30], оцінці впливу тріщин на експлуатаційні характеристики та довговічність шпал [29-31], проте в них не розглядаються заходи з підвищення тріщиностійкості.

1.3 Вплив струмів витоку на пошкодження залізобетонних шпал

Згідно з [32, 33] під впливом постійних струмів витоку з рейок електрифікованих залізниць конструкції із металу та арматура залізобетонних конструкцій піддаються. У [36] у сталефібробетоні також відмічають електрокорозійні ушкодження.

В роботах авторів [32, 37] показано, що від постійного потенціалу або ПОЕП – пульсуючого однонаправленого електричного потенціалу виникають струми витоку (рис. 1,10, *а*), які спричиняють електрокорозію бетону. Під електрокорозією бетону розуміють значну інтенсифікацію вилуговування – винесення катіонів кальцію (рис. 1.10, *б*), внутрішньої корозії від Alkali-Silica Reaction (рис. 1.10, *в*) і т.і.

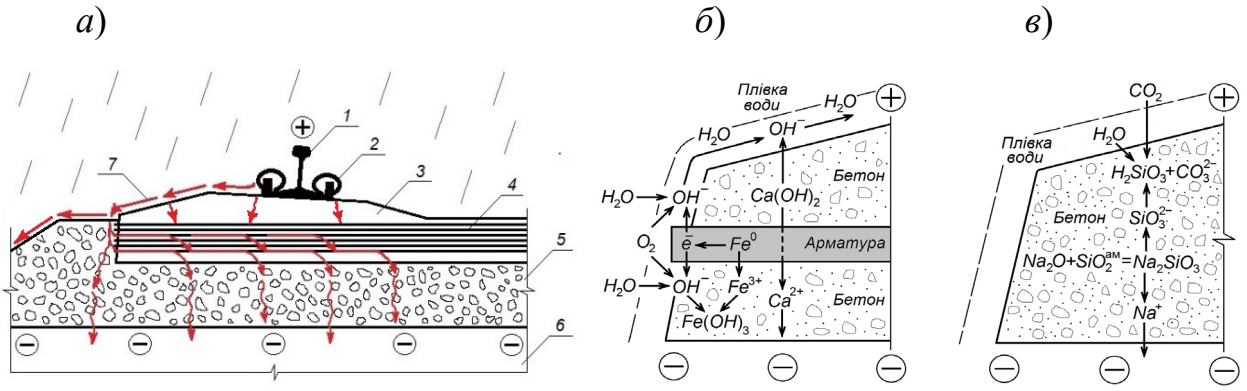


Рис. 1.10 – Рух струмів витоку за підвищеної вологості середовища [32]: *1* – через шпалу та баласт; *б* – через бетон і арматуру; *в* – через бетон з інтенсифікацією ASR-корозії; *1* – рейка; *2* – проміжне скріплення; *3* – бетон; *4* – сталева арматура; *5* – баластний матеріал; *6* – основана площадка; *7* – електричні струми

Електрокорозію досліджують в різні методи як теоретичні, так і експериментальні, у т.ч. навіть метод скінчених елементів [38, 39]. У роботах авторів [32] деструктивний вплив електричного струму на бетон вивчається шляхом оцінки зміни його міцності та щільності, вимірювань електричних характеристик, pH-метрії, мікроскопії – світлової, скануючої електронної,

рентгенівського (РФА) та молекулярного (ІЧС) аналізу. Вони якісні або «півкількісні», але за фізичною сутністю незалежні й разом забезпечують високу достовірність.

У [40] визначено кореляцію між відношенням вмісту кальцію до вмісту кремнію Ca/Si в продуктах гідратації цементу та показниками їх мікромеханічних властивостей. Цю кореляцію у [40] використано для оцінки результатів вилуговування, а для визначення зазначених показників застосовано спосіб наноіндентування. У [41] цей метод використано для оцінки наслідків впливу на бетон електричних струмів і потенціалів. Цей метод є ще одним незалежним і підвищує достовірність результатів досліджень електрокорозії іншими зазначеними методами.

1.4 Підвищення тріщиностійкості залізобетонних шпал

В [24, 25] та інших роботах авторів досліджуються причини утворення тріщин в шпалах. Встановлено, що тріщини утворюються через сполучення багатьох факторів. Схильність шпал до утворення тріщин залежить від типу рейкового скріплення. Шпали для безпідкладкових скріплень більш схильні до утворення тріщин. З них частіше спостерігаються тріщини у шпалах для анкерних скріплень як поперечні в зоні анкерів, так і подовжні на кінцях шпал. Частина тріщин пов’язана з внутрішньою корозією бетону від взаємодії реакційно здатних заповнювачів з лугами цементу. У [24] для запобігання утворенню тріщин запропоновано доступні економічно обґрунтовані заходи запобігання утворенню тріщин – підвищення класу бетону щза міцністю на стиск, додаткові заходи контролю за реакційною здатністю заповнювачів та вмістом в цементі луг для запобігання їх використанню. За результатами досліджень [24, 25] для запобігання утворення тріщин у шпалах під час перегляду ДСТУ Б В.2.6-209 [5, 6] було підвищено мінімальний клас бетону з С32/40 до С35/45. Проте у [24, 25] не

використано можливості удосконалення армування шпал для підвищення їх тріщиностійкості.

Запобігання тріщин від внутрішньої корозії забезпечується недопущенням виготовлення бетону шпал із цементу з підвищеним вмістом луг і реакційно здатних заповнювачів, що досягається ретельним вхідним контролем матеріалів [5, 27]. Утворенню силових подовжніх тріщин сприяє відсутність у шпалах поперечної арматури, тому об'єднання робочої арматури елементами – хомутами, пластинами може дозволить запобігти їх утворенню. Запобігання утворення силових поперечних тріщин може бути забезпечене підвищенням тріщиностійкості, а отже, міцності на розтяг бетону.

У шпалах з анкерними рейковими скріпленнями (рис. 1.3 і 1.6) навантаження від осей коліс локомотивів та вагонів, особливо у кривих, утворює бічний тиск на скріплення, які через анкери завдають згинального моменту та спричиняють значні розтягувальні напруження під підрейковими площадками. Заначені напруження за [25] можуть досягати 7 МПа (рис. 1.9), що більше межі міцності на розтяг бетону. Разом з тим в серійних шпалах арматура розташована у вигляді пакету паралельних стержнів або дротин, навіть крайній ряд яких далеко заглиблений відносно граней з найнайбільшими напруженнями (рис. 1.1). Внаслідок цього у шпалах в зоні рейкових скріплень часто утворюються тріщини, наведені на рис. 1,8, *б*. Підвищення тріщиностійкості цієї зони може бути досягнуто розсуненням арматурного пакету в ній.

Ще одним варіантом підвищення тріщиностійкості може бути дисперсне армування бетону, яке вважають найефективнішим способом для цього [42]. У [43, 44] досліджуються шпали, армовані сталевою та полімерною фіброю. Досягнуто підвищення показників ударної міцності, зносостійкості, водонепроникності, морозостійкості. Проте в цих роботах вплив дисперсного армування на тріщиностійкість шпал, в першу чергу в їх локальних

перевантажених зонах, залишився поза увагою, а у [45] встановлено схильність сталефібробетону для електрокорозії, що стосовно шпал вимагатиме додаткових досліджень.

У [46] утворення тріщин в армованих високоміцним дротом попередньо напружених залізобетонних шпалах пов'язується зі зростанням навантажень на залізничні колії та збільшенням швидкостей руху ними. У більш масштабних дослідженнях [47-49] основна причина тріщин уточнюється – динамічні впливи, які призводять до утворення переважно поперечних тріщин в підрейкових і середньому перерізах шпали. У цих роботах досліджується підвищення тріщиностійкості шпал додаванням у бетон макросинтетичних (поліпропіленових) волокон. Робота шпал під навантаженнями досліджується числовими методами, зокрема розрахунками методом скінчених елементів за допомогою ПЗ Abaqus [46, 49]. За результатами дослідження пропонується оптимізувати конструкцію шпали із бетону з дисперсним армуванням поліпропіленовими волокнами, зменшивши на 15 % кількість арматурного дроту. Проте самі ж автори констатують деяке допустиме, за їх думкою, зниження міцності таких шпал.

У [50] визнається неминучість утворення тріщин у шпалах і пропонується та досліджується оригінальний спосіб самозаліковування утворених тріщин для захисту арматури від корозії в місцях її перетину тріщинами. Для цього у шпали в прогнозованих зонах утворення силових тріщин – у підрейкових перерізах вздовж нижнього ряду арматури, а у середніх перерізах – вздовж верхнього ряду арматури в бетон шпал під час їх формування встановлюються заповнені уретановим олігомерам тонкі скляні трубки із запаяними кінцями. Після розкриття тріщини у шпалі трубка ламається, олігомер за рахунок капілярних сил переходить у тріщину, заповнює її і за рахунок взаємодії з вологою отверджується. Експериментами на моделях і шпалах в натуральну величину доведено забезпечення суттєвого підвищення водонепроникності бетону з тріщинами а, отже, захист арматури.

Проте цей спосіб не стосується саме підвищення тріщиностійкості й навіть не забезпечує самозаліковування інших тріщин – подовжніх, поперечних в зоні анкерів тощо.

У [51] виконано аналітичний огляд 134 джерел з питань використання інноваційних матеріалів і технологій для виробництва залізобетонних шпал. Серед розглянутих матеріалів і способів виділено ті, що підвищують характеристики опору шпал згину. Зокрема проаналізовано результати досліджень шпал, виготовлених із гумізованого бетону (rubberized concrete), в якому частину заповнювачів замінено гумовою кришкою із перероблених шин. Цей бетон характеризується показниками демпфуючої здатності більшими на 42–300 % ніж у звичайного важкого бетону, що обумовлює відповідне підвищення тріщиностійкості. Проте заміна частини заповнювачів гумою через її гідрофобність і погане зчеплення з цементним каменем призводить до зниження міцності бетону на стиск і, особливо, морозостійкості, що для країн з від’ємними зимовими температурами є неприйнятним.

У [52] також показано, що армування шпал попередньо напруженою гібридною композитною арматурою (Hybrid FRP-reinforced sleepers), в якій скляне або базальтове волокно сполучають з вугільним або арамідним волокном, або хомутами чи сітками з такої арматури в підрейковій зоні, підвищує показники опору згину на 134 %. Проте широке застосування такої арматури стримується її високою вартістю через надто високу вартість вугільного та арамідного волокна.

Шпали з арматурою із нікель-титанового сплаву (Nitinol) з ефектом пам'яті форми (Shape Memory Alloy (SMA)-reinforced sleepers) порівняно зі шпалами, армованими звичайним високоміцним дротом, мають на 55 % вищі показники опору згину, а також значно нижчі втрати попереднього напруження (2–3 % проти 15–16 %), що мінімізує утворення тріщин з часом в

процесі експлуатації. Проте такі сплави також набагато дорожчі за звичайної сталевої арматури.

Виготовлення шпал із ультрависокофункціонального бетону UHPC міцністю на стиск 150 МПа та вище, дисперсно-армованих сталевою фіброю, підвищує опір шпал руйнуванню в критичних зонах на 98 %. Проте UHPC через високий вміст мікрокремнезему, кварцового борошна, суперпластифікатора-полікарбоксилату також є дуже коштовним.

Ці проаналізовані у [51] високоефективні способи отримання шпал з високими характеристиками опору згину є дороговартісними і можуть бути впроваджені тільки після ретельного техніко-економічного обґрунтування. Резерви покращення характеристик звичайних бетону та армування шпал у [49] не розглядаються.

У [52] вказано, що останнім часом у світі набуває розповсюдження конструктивно-технологічне рішення залізобетонних шпал із попереднім натягом арматури на форми за анкерні плити (планки), які залишаються в бетоні. У [52-54] напружено-деформований стан залізобетонних попередньо напружених шпал досліджується методом скінчених елементів за допомогою програмних комплексів LIRA–SAPR [52], ANSYS [53], ABAQUS [54]. Проте вплив анкерування на тріщиностійкість шпал у цих роботах не досліджується.

Вплив анкерування арматури на напружено-деформований стан попередньо-напружених залізобетонних конструкцій (не шпал) досліджується у [55–59], у т.ч. для арматурних канатів [56]. У всіх цих роботах як обчислювальними, так і натурними експериментами, у т.ч. із застосуванням оптоволоконних датчиків (DOFS) [58] доводиться, що найбільш напруженою зоною бетону в цих конструкціях є зона біля анкерів. У [59] деталізовано характер і напрям розвитку тріщин в зоні анкерів і вздовж арматури, досліджено підсилення зон анкерів дротяною спіраллю з розташуванням вісі спіралі по вісі арматурного стержня. Проте у цих роботах

досліджується вплив анкерування на напружено-деформований стан згинальних конструкцій з традиційним розташуванням попередньо напруженої арматури в розтягнутій зоні, тоді як у шпалах попередньо напруженим є весь пакет арматури по всій висоти перерізів. Крім того, в дослідженнях не деталізується вплив анкерування на тріщиностійкість конструкцій порівняно з конструкціями без анкерування.

Цей вплив може бути як позитивним, так і негативним. Про можливий негативний вплив можуть свідчити світлини шпал, люб’язно надані представниками Гніванського заводу спецзалізобетону (рис. 1.11). Наведені на рис. 1.10 шпали складовані в межах ст. Бахмач Південно-Західної залізниці, документація на них не надана. Судячи із зовнішнього вигляду шпали вироблені у 1960-70-х рр. під скріплення типу К2, про що свідчать великі отвори в підрейкових площадках, які містять залишки деревної гнилі від дюбелів. У двох із дев’яти шпал, що потрапили на світлину, отже 22 %, спостерігається повний або частковий відкол торця. У відколі видно, що кожна шпала армована двома попередньо напруженими стержнями великого діаметру, анкерованими спільною анкерною пластиною. Натяг здійснювали на затверділий бетон гайками за різьбу, нарізану на кінцях арматури, торцевим ключем. Кінці арматури захищені цементно-піщаним розчином. Відколи у 22 % шпал заанкерної частини могли відбутись як від технологічних впливів під час колійних робіт, так і через створювану анкерною пластиною концентрацію напружень. Отже, вплив анкерування арматури на напружено-деформований стан шпал вимагатиме додаткових досліджень.



Рис. 1.11 – Зняті з колії залізобетонні шпали з анкерованою арматурою для роздільних підкладкових клемно-шурупно-дюбельних проміжних рейкових скріплень типу К2 на ст. Бахмач Південно-Західної залізниці

1.5 Підвищення міцності бетону на розтяг для підвищення тріщиностійкості конструкцій

У порівнянні з бетоном на крупних заповнювачах дрібнозернисті бетони більш однорідні структуру та міцність, вищу міцність за розтягом [60]. Вони більш чутливо реагують на дисперсне армування, армування дрібними сталевими сітками, що дозволяє успішно застосовувати їх для різного роду тонкостінних виробів і конструкцій [61].

Недоліками дрібнозернистих бетонів є підвищена водопотреба, яка обумовлює підвищення витрати портландцементу [62, 63].

Для усунення зазначених недоліків використовують малоклінкерні шлакопортландцемент [64], композиційний цемент [65], додають пуцоланово активні золи [66], туфои [67], різного роду дисперсні мінеральні відходи [68]. У [62] кількість води та водоцементне відношення знижені за рахунок добавок-суперпластифікаторів. Популірним способом підвищення міцності є уведення різної фібри [61, 62, 67, 69].

Відзначені роботи переважно емпіричні. Лише у [64, 65] робиться спроба підвищити міцність дрібнозернистого бетону, ґрунтуючись на врахуванні взаємодій між його складовими як між частинками дисперсної фази в дисперсійному середовищі. Проте автори використовують для такого обґрунтування нероз’яснені явища гідрофобної та гідрофільної гідратації. У [70] для підвищення міцності аналізуються та використовуються найщільніші упаковки куль, визначаються раціональні співвідношення розмірів і вмісту фракцій дрібних заповнювачів. У [71, 72] доводиться, що міцність дрібнозернистих бетонів обумовлена переважно електроповерхневими властивостями частинок продуктів гідратації та питомою кількістю електрогетерогенних контактів між ними [73]. Зокрема у [72] підвищення міцності досягається у випадку балансу між інтегральними

площами поверхонь дисперсних фаз з протилежними поверхневими зарядами та відповідними їм активними поверхневими центрами.

Як було відзначено, міцність бетону, в першу чергу на розтяг, можливо підвищити додаванням фібри. В УкрДУЗТ розроблено та досліджено композиційний матеріал з високим ступенем дисперсного армування із мінеральної суміші цементу та заповнювача та анізометрично орієнтованих поліефірних волокон та [74, 75]. За необхідності в суміш додаються добавки – прискорювачі твердіння, інгібітори корозії. Цей матеріал призначений для конструкцій верхньої будови колії, а саме прокладного шару між підрейковою основою – плитами безбаластного мостового полотна і подовжніми балками металевих мостів [76]. У [77] показано, що безбаластне мостове полотно на довгих прогонах є схильним до розладів колії через довготривалі деформації прогину прогонових будов. Ці деформації компенсуються за рахунок товщини прокладного шару. Проте у [77] не обґрунтовуються потрібні фізико-механічні властивості прокладного шару. Потрібні фізико-механічні властивості композиційного матеріалу обґрунтовуються у [74], де показано, що фізико-механічні властивості прокладного шару впливають на напружено-деформований стан плит аж до утворення в них тріщин. Рекомендовано склади композиційного матеріалу потрібних фізико-механічних властивостей з високим вмістом фібри. У [78] досліджено вплив набагато меншого, ніж у [74, 75] вмісту фібри, а у [79] в основному вивчено процес взаємодії продуктів гідратації цементу та поверхні фібри та вплив на фізико-механічні властивості складу цементу та добавок, а не кількості фібри.

Досягнення потрібних фізико-механічних властивостей у ранні терміни твердіння 1–2 доби для портландцементу досягається уведенням хімічних добавок – солей-електролітів, аніонактивних поверхнево-активних речовин [80], багатокомпонентних активних мінеральних добавок [81] тощо. У разі уведення солей-електролітів прискорення твердіння та підвищення

показників фізико-механічних властивостей автори [82–85] пов'язують з взаємодією цих солей з алюмінатними фазами портландцементного клінкеру з утворенням *AFm* [82, 83, 85] і *AFt*-фаз [84, 85] – гідросульфо-, гідронітро-, гідрокарбо-, гідрохлоралюмінатів кальцію. Високих показників фізико-механічних характеристик в ранні терміни досягає кальцієво-алюмінатний (глиноземистий) цемент, а уведення солей-електролітів дозволяє прискорити ще й тужавлення [86]. Проте у зазначених роботах не досліджуються деформативні властивості композиційних матеріалів на основі цих цементів, у т.ч. дисперсно армованих фіброю.

Основна гіпотеза дослідження: експлуатаційні якості залізобетонних шпал для проміжних безпідкладкових рейкових скріплень покращаться за рахунок усунення випусків арматури із кінців шпал, підвищення тріщиностійкості підрейкового перерізу та міцності бетону на розтяг, які можуть бути досягнуті анкеруванням та підвищенням попереднього напруження арматури, дисперсним армуванням бетону, зменшенням крупності заповнювачів бетону.

Додатковою гіпотезою є припущення про те, що напружено-деформований стан моделі підрейкового перерізу шпали – балки із бетону з арматурою, попередньо напруженою одночасно в стиснутій і розтягнутій зонах, відповідає напружено-деформованому стану підрейкового перерізу у разі випробування шпали стандартним методом.

Для досягнення мети роботи та доведення гіпотез були поставлені наступні задачі:

1) виконати експериментально-теоретичні дослідження з оцінки впливу випусків арматури на електрофізичні властивості шпал, корозійні та електрокорозійні процеси в них;

2) розробити моделі підрейкового перерізу залізобетонних шпал з неанкерованою та анкерованою попереднього напруженою арматурою та їх

скінченно-елементні моделі та виконати розрахунковий та натурний експерименти з їх навантаження;

3) виконати експериментальне дослідження впливу положення арматури на тріщиностійкість перерізу моделі;

4) виконати експериментально-теоретичні дослідження впливу дисперсного армування та крупності заповнювачів на міцність бетону на розтяг;

5) розробити скінченно-елементу модель шпали з неанкерованою та анкерованою арматурою, дослідити вплив анкерування на напружено-деформований стан шпали, випробувати шпали з анкерованою арматурою навантаженням;

6) розробити рекомендації з обрання нових конструкції і технології виготовлення шпал із попередньо напруженого залізобетону, впровадити результати досліджень у виробничих умовах.

Висновки за розділом 1

1. Виконано аналітичний огляд нормативних і літературних джерел, у т.ч. тих, що містять матеріали обстежень залізничних колій на залізобетонних шпалах. Встановлено, що найбільш пошкоджуваними під час експлуатації є шпали під безпідкладкові проміжні рейкові скріплення, а основним видом пошкоджень, що знижують ресурс шпал, є тріщини.

2. Встановлено, що особливостями шпал під безпідкладкові проміжні скріплення в Україні є те, що за конструкцією вони майже ідентичні шпалам під підкладкові скріплення з дещо зміненою підрейковою площадкою, та як і вони мають випуски арматури на кінцях, які негативно впливатимуть на електротехнічні та корозійні властивості шпал. Випусків арматури на кінцях не мають попередньо напружені конструкції з анкерованою арматурою.

3. Встановлено, що тріщиностійкість конструкцій з попередньо напруженою по всьому перерізу арматурою може бути підвищена за рахунок забезпечення її раціонального положення, а також за рахунок підвищення міцності бетону на розтяг. Міцність бетону на розтяг може бути підвищена його дисперсним армуванням, зниженням крупності заповнювачів.

4. За результатами аналітичного огляду висунуто робочі гіпотези та сформульовано завдання досліджень.

РОЗДІЛ 2
МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА МАТЕРІАЛИ

2.1 Дослідження впливу анкерування арматури на напружено-деформований стан шпал на моделях

2.1.1 Моделі шпал

Під час моделювання зроблені спрощення та припущення: балка із бетону з арматурою, попередньо напруженою одночасно в розтягнутій та стиснутій зонах, під зосередженим центральним навантаженням моделює роботу шпали в підрейковому і середньому перерізі у разі випробування у стандартний спосіб.

Конструкція шпали із бетону, армованої попередньо-напруженим сталевим дротом (44∅3 мм) представлено на рис. 2.1. За ДСТУ Б.В.2.6-209, що є українським аналогом EN 13230-2, шпали випробують навантаженням на тріщиностійкість без доведення до руйнування за схемою, наведеною на рис. 2.2. Контрольні навантаження P, за яких довжина тріщин не має перевищувати 30 мм, а розкриття – 0,05 мм, для підрейкового перерізу складає 130 кН, для середнього перерізу – 98 кН. Цим величинам відповідають згинальні моменти 52 кН і 29,4 кН.

Враховуючи складність виготовлення та випробувань повнорозмірних шпал в лабораторних умовах для випробувань навантаженням і верифікації результатів розрахунків міцності, жорсткості та тріщиностійкості шпал з анкерованою та неанкерованою арматурою запропоновано дослідити спрощені моделі – балки 560×100×50 мм із бетону з арматурними стержнями перший в розтягнутій, другий – в стиснутій зоні (рис. 2.3). Попереднє напруження здійснене однакове обох стержнів як і арматурного пакету шпали (рис. 2.1). Схему навантаження забезпечено згідно випробуванню

шпали в стандартний спосіб (рис. 2.2) – обперту обома кінцями балку, центрально навантажену зосередженою силою.

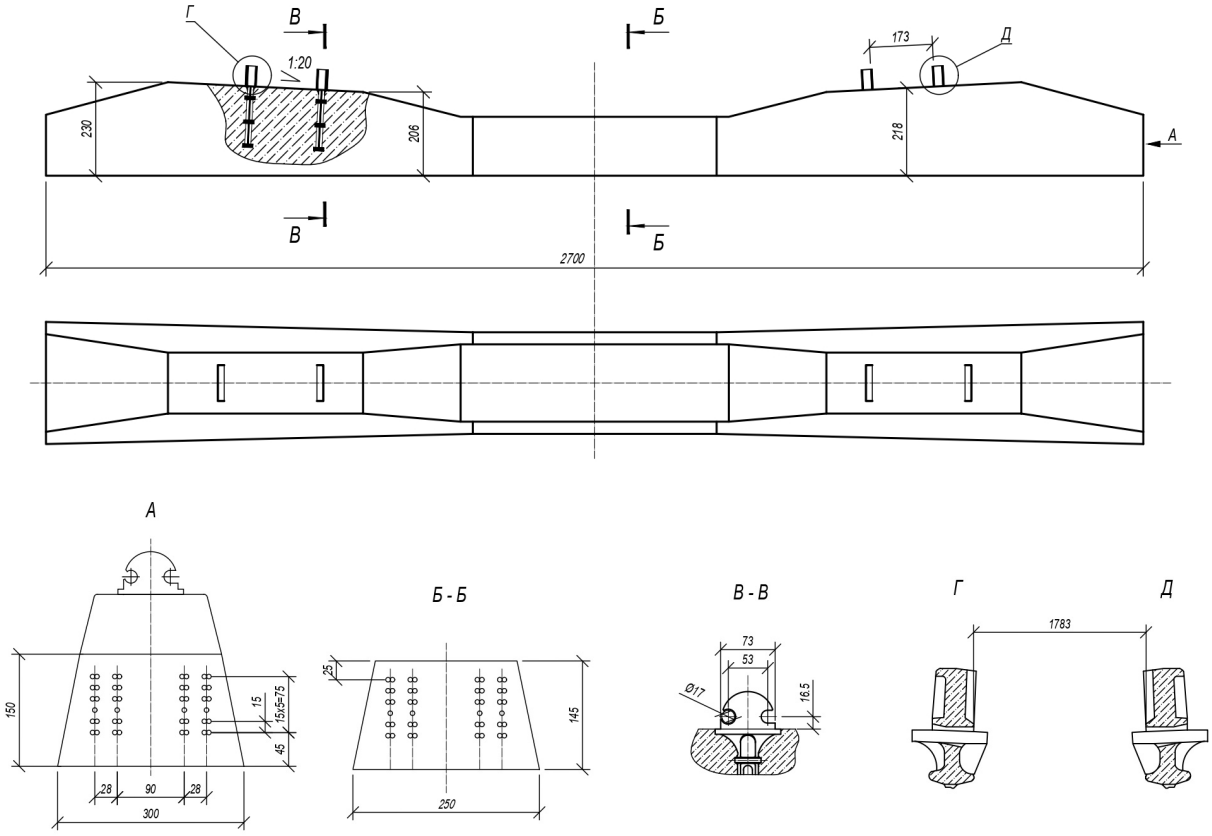


Рис. 2.1 – Шпала залізобетонна попередньо-напружена, армована високоміцним дротом 44∅3Вр1400, під безпідкладкове анкерне пружне рейкове скріплення

а) *б*)

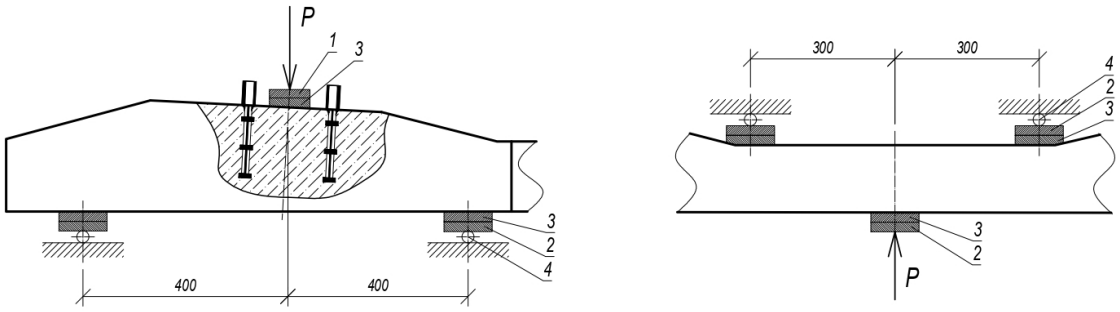
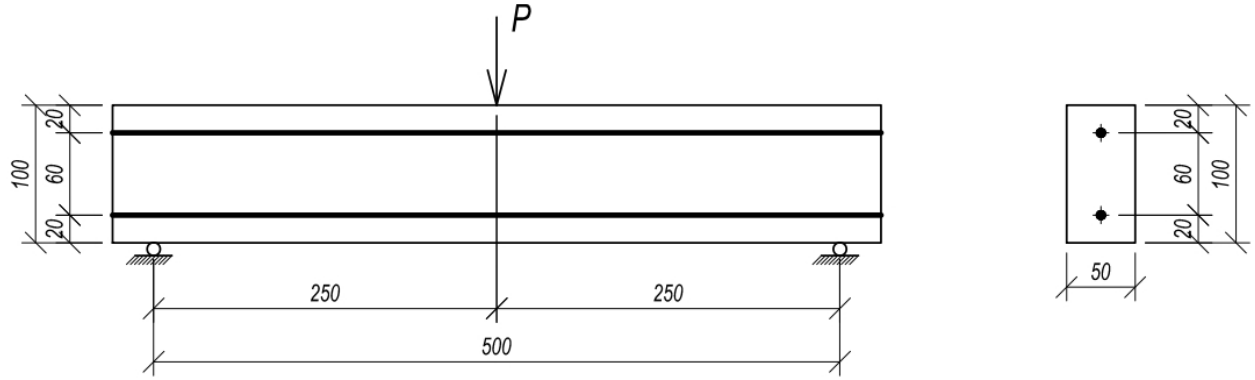
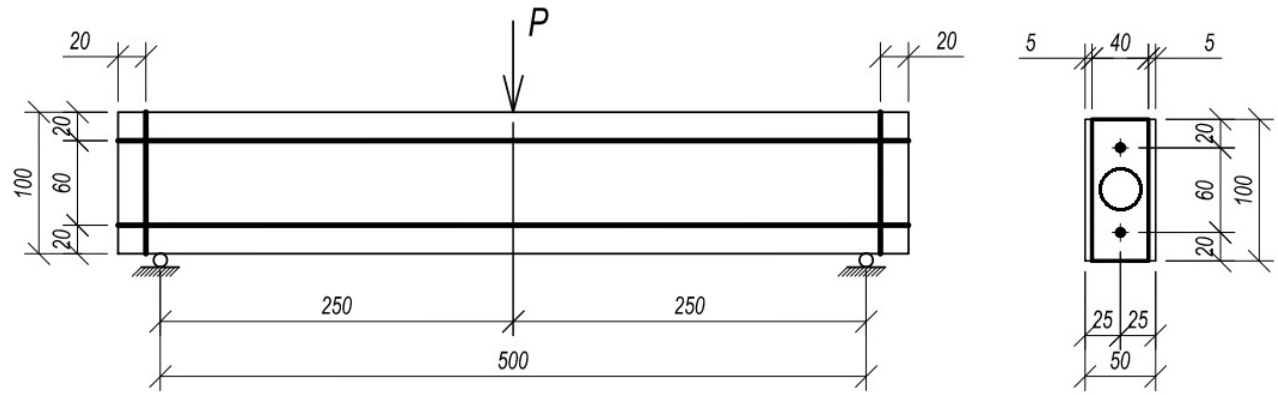


Рис. 2.2 – Схема випробувань шпали в стандартний спосіб, перерізи: *а* – підрейковий; *б* – середній; *1*, *2* – металеві підкладки; *3* – прокладки із гуми; *4* – каток

а)



б)



в)

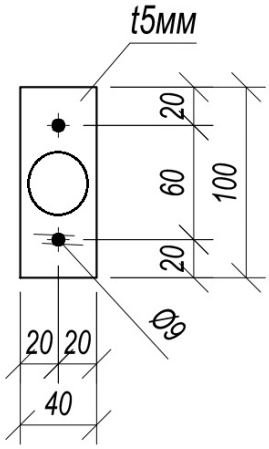


Рис. 2.3 – Спрощені моделі шпал та схема їх випробування навантаженням:

а – з неанкерованою арматурою; *б* – з анкерованою арматурою;

в – конструкція анкера

2.1.2 Дослідження фізико-механічних характеристик сталевої арматури

Перед розрахунком та виготовленням моделей здійснено випробування арматури на розтяг за допомогою розривної машини (рис. 2.4) з отриманнями діаграм відносна деформація – напруження.

а) *б*)



Рис. 2.4 – Випробування арматури на розтяг: *а* – розривна машина Р-50 зі зразком арматури; *б* – зразок арматури, затиснутий у захватах машини

Результати випробувань арматури представлені у вигляді діаграми деформування $\sigma = f(\varepsilon)$ («відносна деформація ε – напруження σ») і наведені на рис. 2.3.

Із діаграми видно, що до напруження 320 МПа деформування є пружним. Після досягнення 320 МПа спостерігається площадка текучості, отже, границя текучості арматури f_{yk} складає 320 МПа.

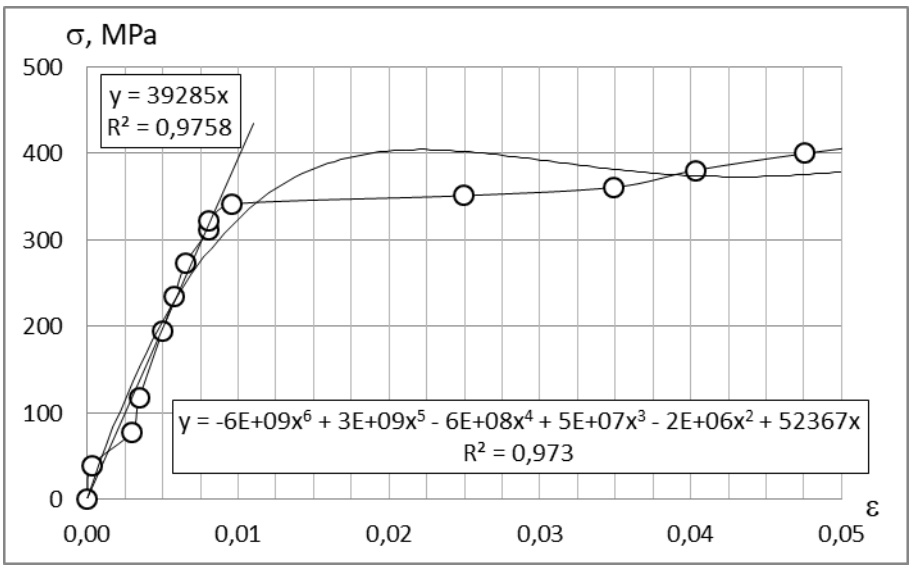


Рис. 2.5 – Діаграма відносна деформація ε – напруження σ арматури

Лінійна стадія добре апроксимується з коефіцієнтом кореляції $R = 0.9758^{0.5} = 0.99$ лінійним рівнянням $y = 39285x$, отже, модуль пружності арматури дорівнює кутовому коефіцієнту цього рівняння 39285 МПа.

Уся отримана діаграма добре апроксимується з коефіцієнтом кореляції $0.973^{0.5} = 0.99$ поліномом 6-го ступеня, наведеним на рис. 2.5.

Визначені за діаграмами деформування величини модуля пружності та границі міцності на розтяг арматури склали E_s = 39285 МПа і f_{yk} = 320 МПа, відповідно.

2.1.3 Виготовлення моделей шпал

Для виготовлення моделей з попередньо напруженою арматурою переобладнували форму для балок із бетону (рис. 2.6, *а*) – в торцевих стінках свердлили отвори для пропускання арматурних стержнів (рис. 2.6, *б*, *в*) оснащували форму натяжною плитою (рис. 2.6, *г*) і високоміцним натяжним болтом з гайкою (рис. 2.6, *д*).

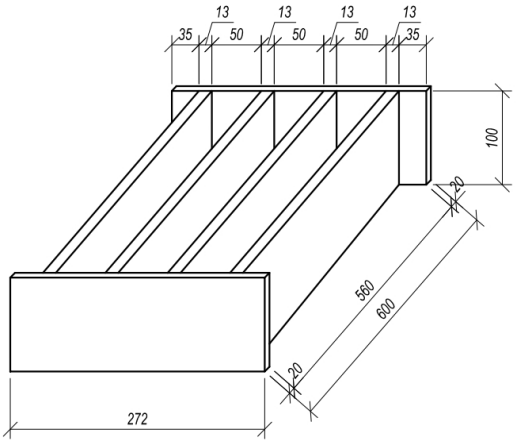
Для контрольних моделей з ненапруженою арматурою виготовлено дерев’яні форми (рис. 2.7).

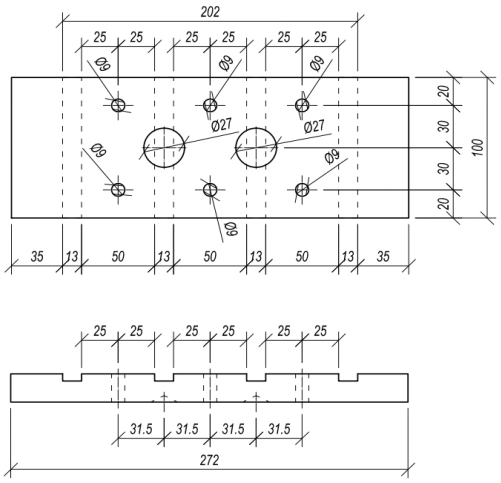
а)



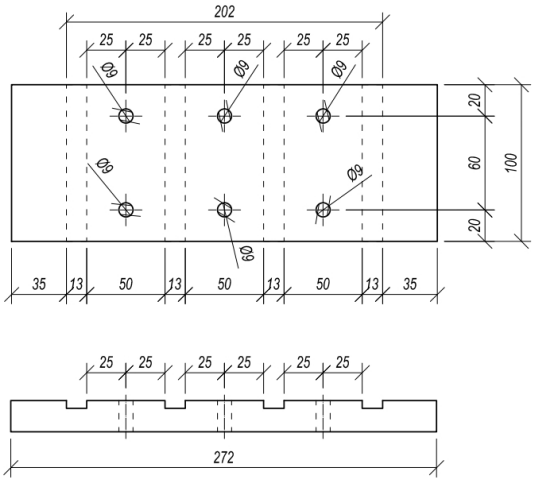
б)

в)

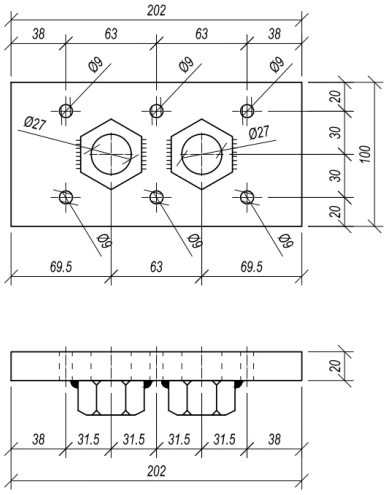




г)



д)



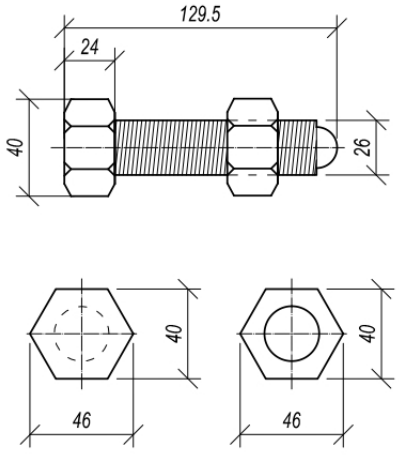
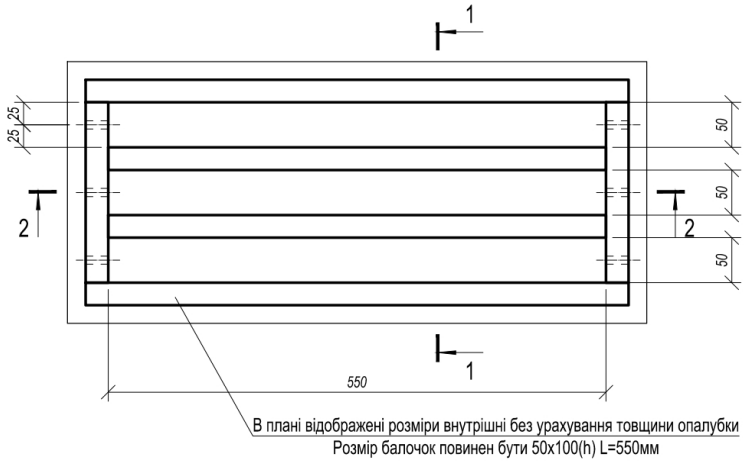
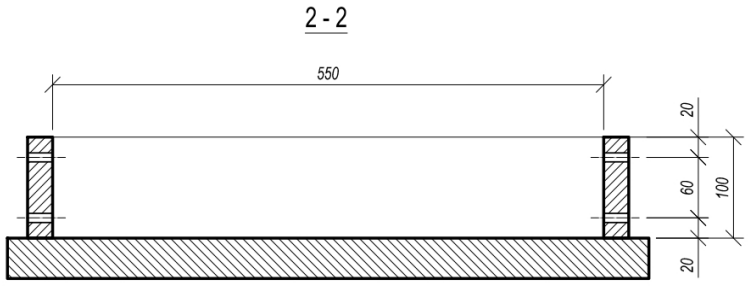


Рис. 2.6 – Силова форма для виготовлення моделей: *а* – форма у вихідному стані; *б* – переобладнана передня торцева стінка; *в* – переобладнана задня торцева стінка; *г* – натяжна плита; *д* – високоміцний натяжний болт

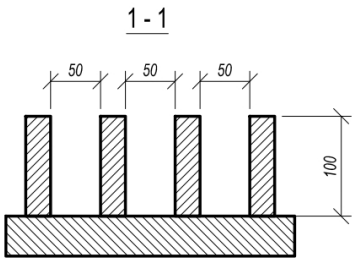
а)



б)



в)



г)

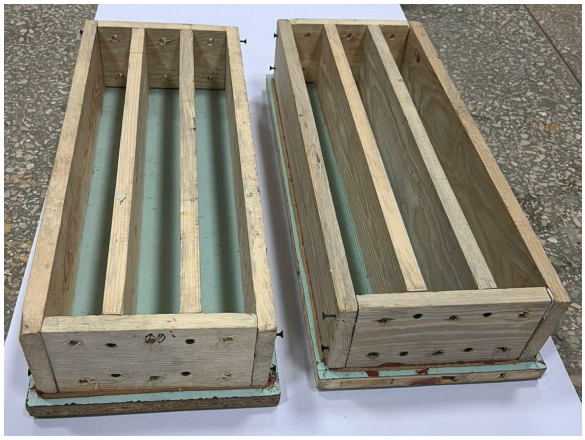


Рис. 2.7 – Дерев’яні форми для контрольних моделей з ненапруженою арматурою

Арматурні стержні просували крізь отвори у торцевих стінках форми. Їх захват для натягу та анкерування на бетон здійснювали за допомогою упорів із наварених на арматурні стержні коротунів із такої ж арматури та анкерних планок (шайб) (рис. 2.8, 2.9).

Виготовляли моделі з попередньо напруженою арматурою – неанкерованою (рис. 2.3, *а*, 2.8, *а*) та анкерованою (рис. 2.3, *б,* 2.8, *б*), а також з ненапруженою неанкерованою та анкерованою арматурою.

Для отримання моделей з ненапруженою та/або неанкерованою арматурою в окремих комірках форми на стержні не встановлювали упори (рис. 2.8, *а*, *б*, 2.10). Моделі з нанапруженою арматурою виготовляли також у дерев'яних формах (рис. 2.7).

Натяг здійснювали за допомогою високоміцних натяжних болтів і торцевого ключа (рис. 2.10, *а*). Величину зусилля натягу контролювали за подовженням арматури – вимірюванням збільшення відстані між натяжною пластиною і стінкою форми над/під кожним стержнем електронним штангенциркулем (рис. 2.10, *б*).

Для експериментальних досліджень прийняли попереднє напруження арматури σ, відповідне рівню її навантаження 0.7–0.8:

$$\sigma = 0.7\, f_{yk};\ \ \sigma = 0.8\, f_{yk}; \tag{2.1}$$

$$\sigma = 0.7 \cdot 320 = 224 \text{ МПа};$$

$$\sigma = 0.8 \cdot 320 = 256 \text{ МПа};$$

$$\sigma = 2.24 \cdot 10^8 \ldots 2.56 \cdot 10^8 \text{ Па}.$$

Відповідний йому натяг кожного стержня пакету складає:

$$N_s = \sigma A_s = \sigma \pi d^2/4; \tag{2.2}$$

$$N_s = 2.24\pi \cdot 0.0008^2/4 = 11259 \text{ Н};$$

$$N_s = 2.56\pi \cdot 0.0008^2/4 = 12868 \text{ Н};$$

$$N_s = 11{,}26 \ldots 12{,}87 \text{ кН}.$$

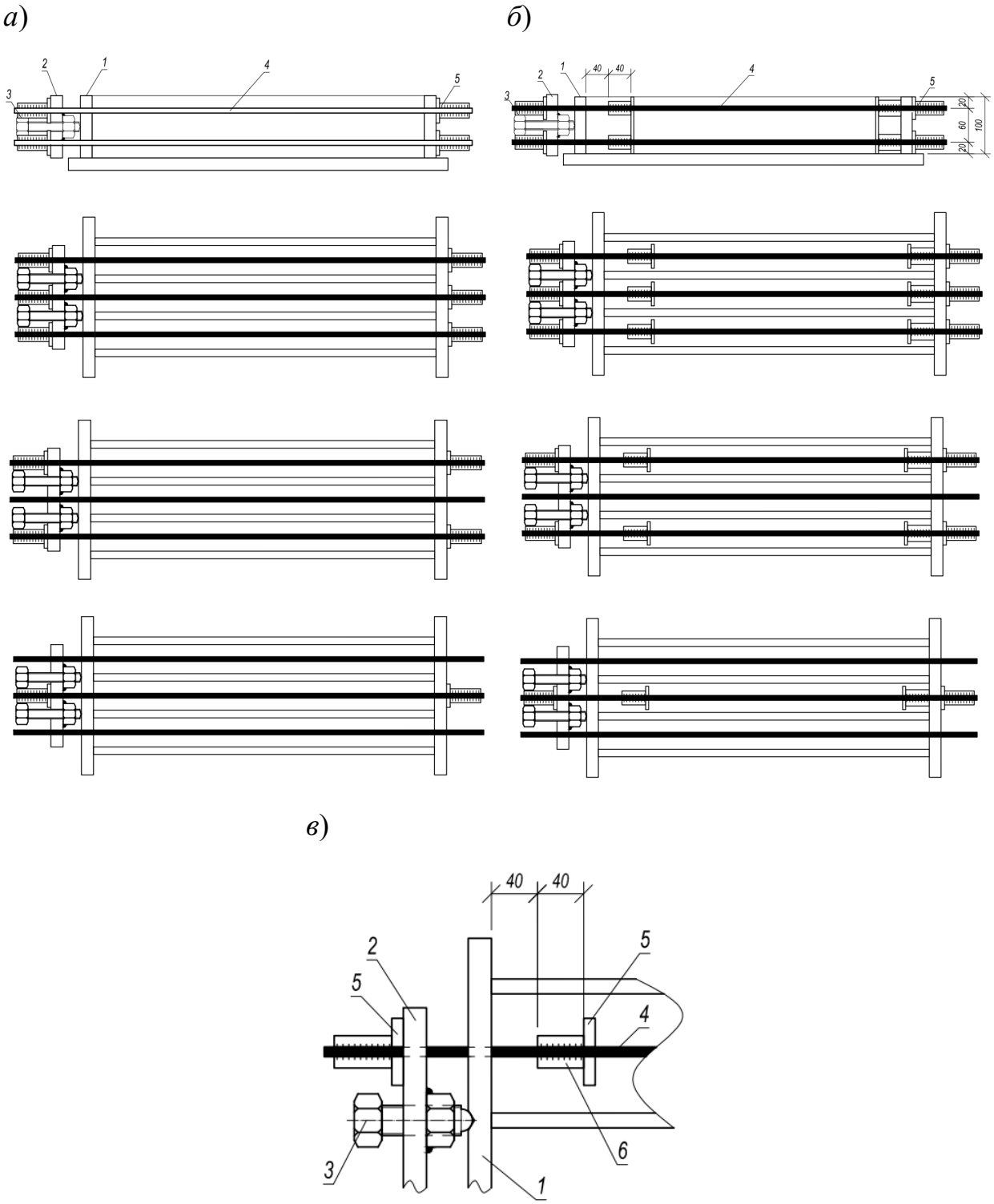


Рис. 2.8 – Виготовлення моделей з попередньо-напруженою та ненапруженою арматурою: *а* – неанкерованою; *б* – анкерованою; *1* – збірна форма; *2* – натяжна пластина; *3* – натяжний високоміцний болт з гайкою; *4* – арматурні стержні; *5* – анкерні планки (шайби); *6* – упор із наварених на арматуру коротунів

а) *б*)





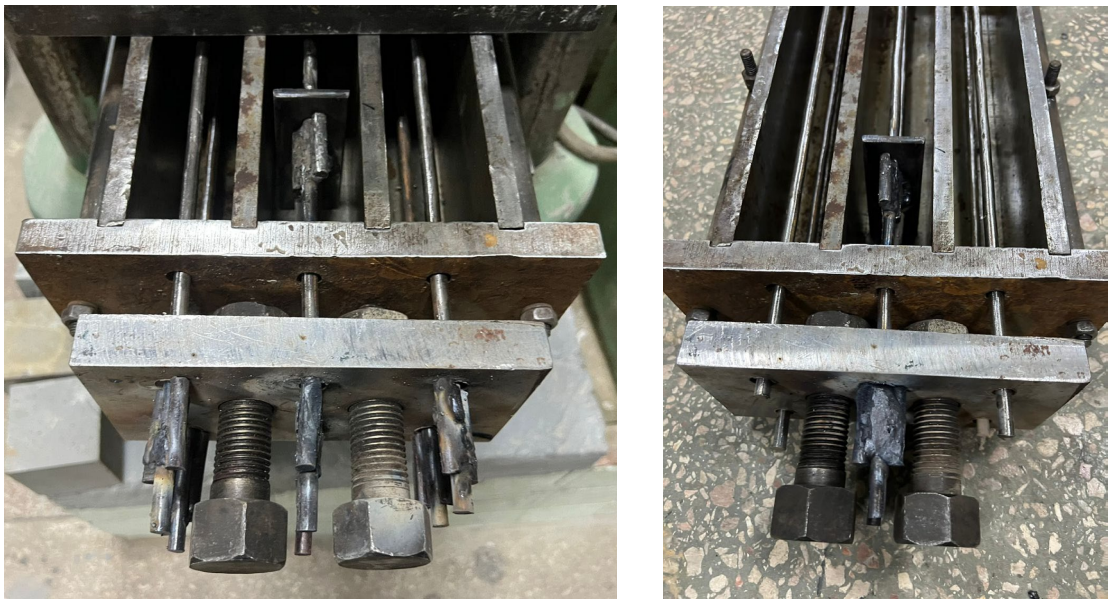
в) *г*)





Рис. 2.9 – Заготування попередньо напружуваної арматури для моделей: а – наварювання на стержні коротунів; *б* – встановлення анкерної пластини; в – фіксація анкерних пластин коротунами; г – наварювання коротунів за натяжною і упорною плитами форми

а) *б*)



в)



Рис. 2.10 – Сполучення у формах моделей з попередньо напруженою і ненапруженою, анкерованою та неанкерованою арматурою: *а* – форма з моделями з попередньо напруженою арматурою у центрі – анкерованою, ліворуч та праворуч – неанкерованою; *б* – форма з моделями з арматурою у центрі – попередньо напруженою анкетованою, ліворуч та праворуч – ненапруженою неанкерваною; *в* – повний комплект заармованих форм

а) *б*)



Рис. 2.11 – Попереднє напруження арматури моделей: *а* – натяжіння арматури торцевим ключем; *б* – вимірювання подовження арматури електронним штангенциркулем

або усього арматурного пакета із двох стержнів:

$$2N_s = 22{,}52\ldots25{,}74 \text{ кН},$$

де d – діаметр арматурного стержня, 8 мм або 0,0008 м.

Потрібне подовження арматурного стержня Δl визначене за законом Гука:

$$\sigma = E_s\varepsilon = E_s\Delta l/l, \tag{2.3}$$

де l – первинна довжина стержня між розподільчими шайбами (рис. 5, *с*), 0,6434 м.

$$\Delta l = \sigma l/E_s; \tag{2.4}$$

$$\Delta l = 2.24 \cdot 10^8 \cdot 0{,}6434 / 3{,}9285 \cdot 10^7 = 0{,}0037 \text{ м};$$

$$\Delta l = 2.56 \cdot 10^8 \cdot 0{,}6434 / 3{,}9285 \cdot 10^7 = 0{,}0042 \text{ м};$$

$$\Delta l = 3{,}7 \ldots 4{,}2 \text{ мм}.$$

Склад бетону для моделей визначали за методикою, що включає визначення та забезпечення оптимальних значень коефіцієнтів розсунення крупного заповнювача цементно-піщаним розчином α_{opt} і дрібного заповнювача – цементним тістом/каменем μ_{opt} [87-89]. Добавку суперпластифікатор обирали згідно з [90, 91].

Склад бетону з сухими заповнювачами – витрата матеріалів у кг на 1 м^3 бетону, із якого формували моделі, такий:

- щебінь гранітний фракції 2…5 мм – 1220;
- пісок кварцовий з середнім розміром зерна 0,23 мм – 451;
- портландцемент CEM II/A-S-500 – 403;
- добавка суперпластифікатор – нафталінформальдегід (Coral MasterSilk, Україна), 1 % від маси цементу;
- водоцементне відношення В/Ц = 0,48.

Моделі піддавали тепловологісній обробці за температури 85°С за автоматизованим режимом «(попереднє витримування) + піднімання температури + ізотермічне витримування + остигання» = (1)+3+6+4 год (рис. 2.12, *а, б*).

Готові для випробувань моделі наведені на рис. 2.12, *в*), Моделі випробували у віці 5 діб. Властивості бетону перед випробуванням моделей:

- міцність на стиск – 35,7 МПа;
- середня густина – 2372 кг/м^3.

а) *б*)





в)



Рис. 2.12 – Моделі для випробувань: *а* – моделі та контрольні зразки-куби бетону в формах у пропарювальній камері; б – програмований регулятор режиму тепловологісної обробки ПРТ; в – розпалублені готові для випробувань моделі

2.1.4 Випробування моделей шпал

Моделі випробували навантаженням на випробувальній машині ГРМ-1 з доведенням до руйнування (рис. 2.13–2.14). По мірі навантаження

вимірювали стрілу прогину f індикатором годинникового типу ІЧ-1 з точністю виміру 0,01 мм, утворення тріщин фіксували візуально. За результатами випробувань будували діаграми «стріла прогину» – «згинальний момент».

а)



б)

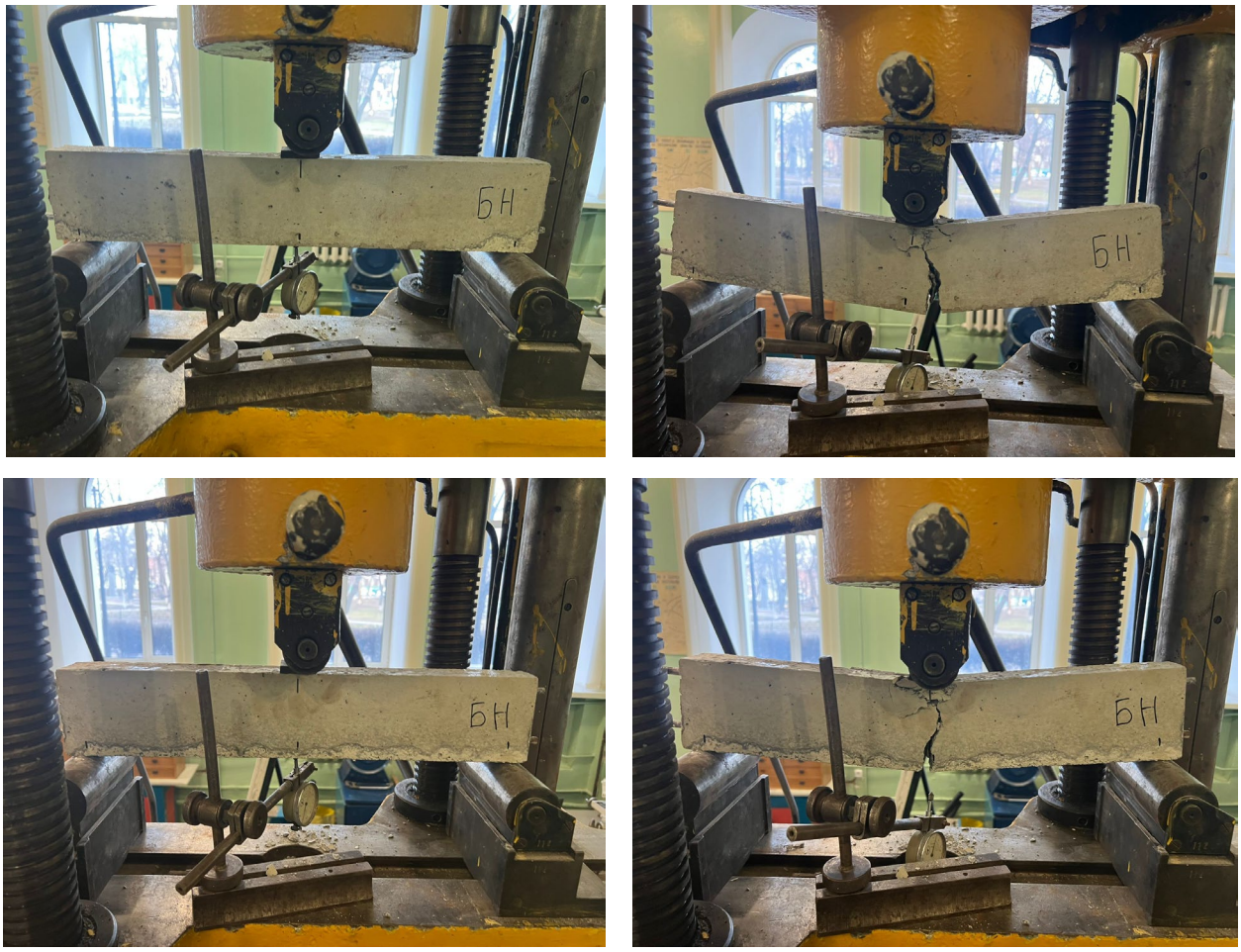


в)



Рис. 2.13 – Випробування на випробувальній машині ГРМ-1 моделей з ненапруженою арматурою: *а* – неанкерованою L0, стадія руйнування; *б* – анкерованою А0, початок навантаження; *в* – те ж саме, стадія руйнування

а) *б*)



в) *г*)

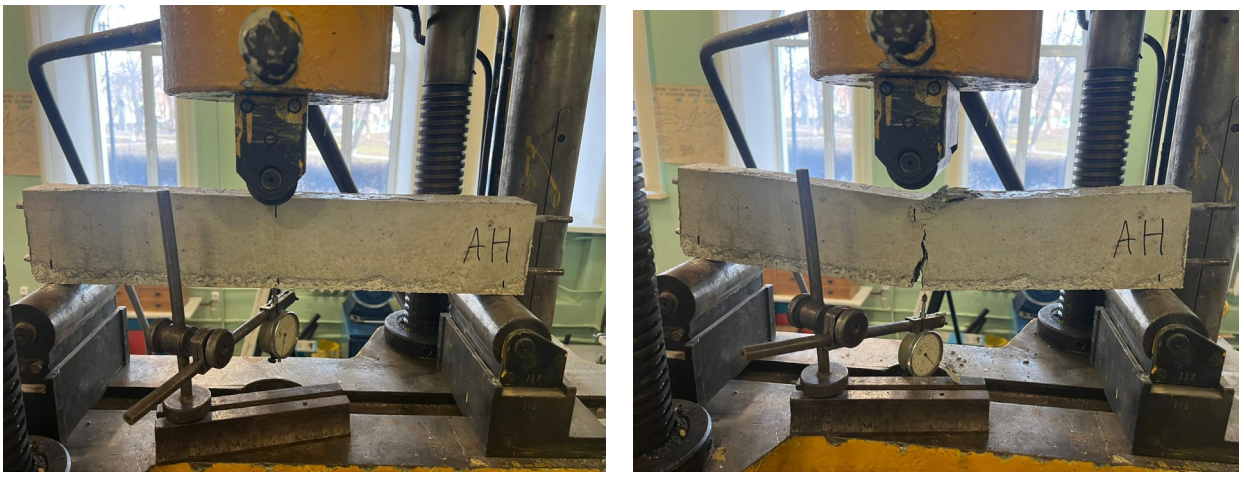


Рис. 2.14 – Випробування на випробувальній машині ГРМ-1 моделей з попередньо напруженою арматурою: *а* – неанкерованою LS, початок навантаження; *б* – те ж саме, стадія руйнування; *в* – анкерованою AS, початок навантаження; *г* – те ж саме, стадія руйнування

2.1.5 Розрахунковий експеримент з навантаження моделей

Для моделей та схеми їх навантаження (рис. 2.3) було проведено розрахунковий експеримент із застосуванням методу скінчених елементів і програмного комплексу LIRA-SAPR з покроковим навантаженням до руйнування, аналізом напружено-деформованого стану на кожній стадії навантаження та побудовою діаграм «стріла прогину *f*» – «згинальний момент *M*». Розрахунок виконували в нелінійній постановці. Для побудови моделі за аналогією з [91-93, 98, 99] прийнято такі гіпотези:

1) бетон змодельовано фізично-нелінійними тривимірними скінченими елементами, арматуру – фізично-нелінійними стержневими скінченими елементами;

2) міцність та деформативність бетону характеризували параболічно-лінійними діаграмами деформування σ_c–ε_c, арматури – діаграмою σ_s–ε_s без площадки плинності;

3) зусилля попереднього натягу арматури прикладали впливом від'ємних температур;

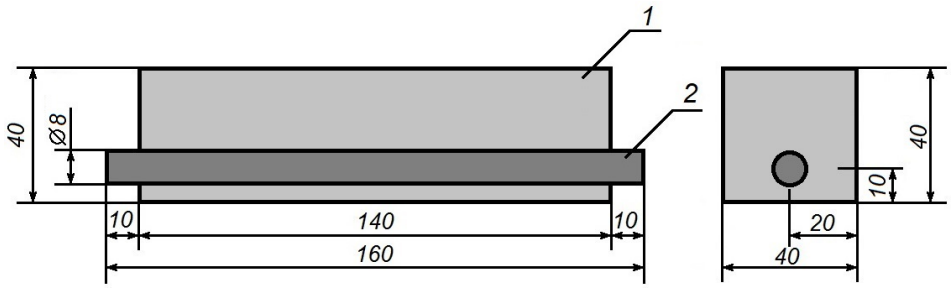
4) розрахунок проводили кроково-ітераційним методом із двома стадіями навантаження – попередній натяг арматури та власне навантаження, кількість кроків навантаження кожної стадії – 50, приростання навантажень на кожному кроці – нерівномірне.

2.2 Дослідження впливу положення арматури на тріщиностійкість шпали в зоні рейкового скріплення

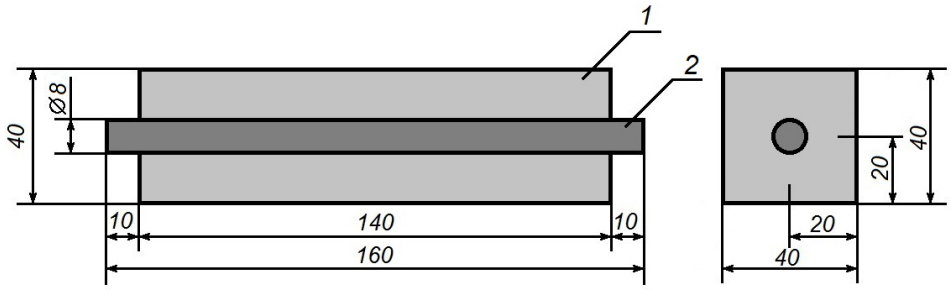
Вплив положення арматури в поперечному перерізі шпал досліджено на моделях – балочках розміром 140×40×40 мм із цементно-піщаного розчину 1:1,53 з В/Ц = 0,42 (відповідає розчиновій складовій бетону) зі стержнем композитної епоксидно-базальтової арматури ∅8 мм (рис. 2.15). Відстань осі

стержня від грані балочки, яка під час випробування була розтягнутою для різних моделей складала 10, 20 і 30 мм (рис. 2.15, *а*, *б*, *в*, відповідно). Як контрольні виготовляли балочки без арматури.

а)



б)



в)

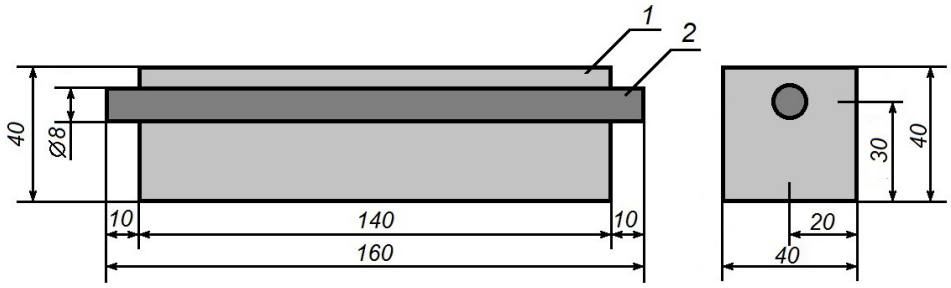


Рис. 2.15 – Моделі для експериментального дослідження впливу положення композитної арматури на тріщиностійкість шпали в зоні рейкового скріплення

Моделі формували у металевих формах для виготовлення стандартних цементно-піщаних балочок розміром 160×40×40 мм, фіксуючи положення арматури за допомогою фанерних вкладишів розміром 40×40×10 мм з отворами діаметром 8,5 мм (рис. 2.16, *а*, *б*). Після формування на стандартній

лабораторній віброплощадці моделі піддівали тепловологісній обробці в лабораторній пропарювальній камері (рис. 2.16, *в*).

а) *б*)



в)



Рис. 2.16 – Виготовлення моделей для експериментального дослідження впливу положення арматури на тріщиностійкість залізобетонних шпал в зоні рейкового скріплення: *а* – арматурні стержні у фіксаторах положення; *б* – арматура у проєктному положенні у формах; *в* – форми з моделями у пропарювальній камері

Моделі випробували на гідравлічному пресі зосередженим центральним навантаженням з відстанню між опорами l = 100 мм (рис. 2.17). Відстань між опорами складала l = 100 мм.



Рис. 2.17 – Випробування моделі на гідравлічному пресі зосередженим центральним навантаженням

За результатами випробувань визначали момент тріщиностійкості моделі M_{cr}, за якого утворювалась тріщина та руйнівний момент M_d, за якого відбувалось її руйнування:

$$M_{cr} = P_{cr}l/4; \quad (2.5)$$

$$M_d = P_d l/4, \quad (2.6)$$

де P_{cr} і P_d – сила, за якої утворилась тріщина та сила, за якої відбулось руйнування, відповідно.

Будували та аналізували залежності M_{cr} та M_d від відношення a/h – «відстань від осі арматури до розтягнутої грані моделі». Для моделей з відстанню осі стержня від грані балочки 10, 20 і 30 мм відношення a/h склало 0,25, 0,5 і 0,75, відповідно. Для контрольної моделі без арматури прийняли $a/h = 1$.

2.3 Дослідження впливу дисперсного армування фіброю на тріщиностійкість шпали в зоні рейкового скріплення

Вплив дисперсного армування фіброю на тріщиностійкість бетону досліджено на моделях-балочках розміром 140×40×40 мм із цементно-піщаного розчину 1:1,53 з В/Ц = 0,42 (відповідає розчинній складовій бетону). Досліджували вплив поліпропіленової, базальтової, сталевої фібри. Характеристики фібри та експериментальних складів наведено у табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Характеристики фібри та експериментальних складів

Назва, торгівельна марка фібри	Густина волокна, кг/м^3	Довжина волокна, мм	№	Позначення	Витрата фібри на 1 м^3 бетону, кг
Без фібри	–	–	К	w/f	0
Полімерна MicroArm 6	910	6	1	pp-6-1	1
			2	pp-6-2	2
			3	pp-6-3	3
Полімерна XMesh 23		23	4	pp-23-1	1
			5	pp-23-2	2
			6	pp-23-3	3
Базальтова Технобазальт 24	2850	24	7	bas-24-3	3,13
			8	bas-24-6	6,26
			9	bas-24-9	9,40
Сталева	7800	6	10	st-6-9	8,57
			11	st-6-17	17,14
			12	st-6-26	25,71
		23	13	st-23-9	8,57
			14	st-23-17	17,14
			15	st-23-26	25,71

Моделі-балочки формували у металевих формах для виготовлення стандартних цементно-піщаних балочок розміром 160×40×40 мм. Фібру додавали у суху суміш під час перемішування цементу та піску. Після формування на стандартній лабораторній віброплощадці моделі піддівали тривалому природному твердінню за температури 18±2°С та відносної вологості 100 %. Моделі випробували у віці 28 діб і 180 діб на гідравлічному пресі на згин зосередженим центральним навантаженням з відстанню між опорами l = 10 см. Отримані після зламу половинки балочок випробували на стиск через накладні пластини площею S = 25 см^2. За результатами випробувань визначали міцність на розтяг за згином та міцність на стиск, відповідно:

$$f_f = 0{,}0981 \cdot 3P_f l / 2bh^2, \text{ МПа;} \quad (2.7)$$

$$f_c = 0{,}0981 P_c / S, \text{ МПа,} \quad (2.8)$$

де P_f – руйнівна сила випробування на згин, кгс; b, h – ширина та висота балочки, відповідно, 4 см; P_c – руйнівна сила випробування на стиск, кгс.

За отриманими величинами міцності на розтяг за згином f_f і міцності на стсик f_c визначали:

- коефіцієнти підвищення міцності на розтяг за згином K_{ff} та міцності на стсик K_{fc}, відповідно, за рахунок уведення фібри:

$$K_{ff} = f_{fi} / f_{f0}; \quad (2.9)$$

$$K_{fc} = f_{ci} / f_{c0}, \quad (2.10)$$

де f_{fi}, f_{ci} – міцність розчину з добавкою фібри на розтяг за згином та на стиск, відповідно; f_{f0}, f_{c0} – міцність вихідного розчину без фібри на розтяг за згином та на стиск, відповідно;

- критерій тріщиностійкості – відношення міцності на розтяг за згином до міцності на стиск f_f/f_c;
- коефіцієнт покращення критерію тріщиностійкості $K_{ff/fc}$ за рахунок уведення фібри:

$$K_{ff/fc} = (f_f/f_c)_i/(f_f/f_c)_0, \quad (2.11)$$

де $(f_f/f_c)_i$ – критерій тріщиностійкості розчину з добавкою фібри; $/(f_f/f_c)_0$, – критерій тріщиностійкості вихідного розчину без фібри.

2.4 Дослідження впливу крупності заповнювачів на міцність бетону на розтяг і тріщиностійкість виробів

Вплив крупності заповнювачів на міцність бетону на розтяг і тріщиностійкість виробів із нього досліджували на дрібнозернистому бетоні. Для виготовлення зразків дрібнозернистого бетону застосовано шлакопортландцемент ПЦ III/А-400 (CEM III/A 32.5 EN 197-1). Питома поверхня такого цементу складає 3000 см^2/г, середній розмір визначальної фракції 30 мкм. Частка частинок шлаку в такому цементі 36–65 %, в середньому 50 %.

Як дрібні заповнювачі різної крупності застосовано пісок природний кварцовий дрібний Безлюдівського родовища з модулем крупності 1,2 і дрібніший пилуватий пісок – відхід рудозбагачення Полтавського гірничозбагачувального комбінату. Результати ситового аналізу зазначених дрібних заповнювачів наведено у табл. 2.2, гістограми розподілу за розмірами зерен – на рис. 2.18.

Як видно із табл. 2.2 і гістограм розподілу за розмірами зерен (рис. 2.18), пісок – відхід рудозбагачення Полтавського ГЗК має модуль крупності майже вдвічі менший, а середньозважений розмір зерна у півтора рази менший, ніж

пісок природний кварцовий Безлюдівського родовища, отже є відповідно дрібнішим.

Таблиця 2.2 – Характеристики фракційного складу заповнювачів

Заповнювач	Розмір комірки сита, мм	Частковий залишок	Повний залишок	Модуль крупності Мк	Середньо-зважений розмір, мм
Пісок природний кварцовий Бездюдівського родовища	0	0,10		1,2	0,30
	0,16	0,65	0,9		
	0,315	0,20	0,25		
	0,63	0,05	0,05		
	1,25	0	0		
	2,5	0	0		
Пісок – відхід рудозбагачення Полтавського ГЗК	0	0,26		0,65	0,20
	0,08	0,25			
	0,16	0,34	0,49		
	0,315	0,14	0,15		
	0,63	0,01	0,01		
	1,25	0	0		
	2,5	0	0		

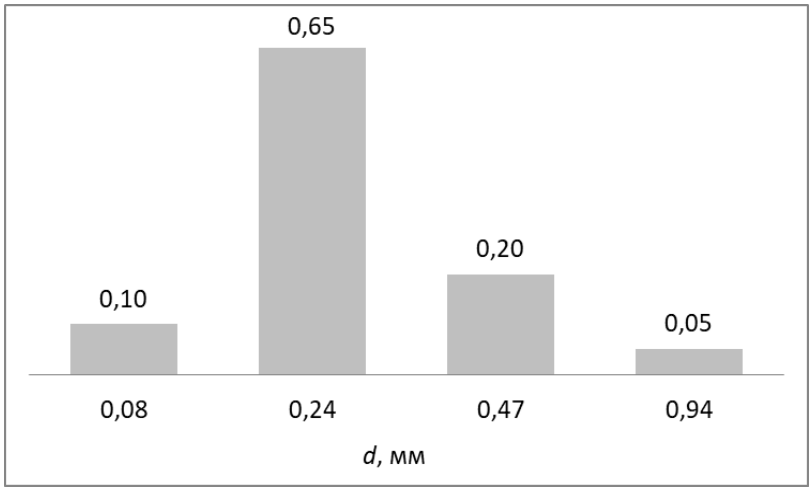
Як тонкодисперсні мінеральні добавки використовували мікрокремнезем і золу винесення.

Мікрокремнезем – із вмістом SiO_2 93–95 %, питомою поверхнею 8500 см^2/г. Середній розмір частинок мікрокремнезему складає близько 3 мкм.

Зола-винесення – Зміївської ГРЕС, оксидний склад: SiO_2 – 49,4; Al_2O_3 – 22,4; Fe_2O_3 –17,8; CaO – 3,0; MgO – 2,0; SO_3 – 1,1; TiO_3 – 1,0; Na_2O – 0,5; K_2O – 2,4; вміст фракцій, %: 0,01…0,04 – 71,8; 0,04…0,063 – 14,5; 0, 063…0,125 –

10,0; 0,125…0,25 – 2,7; 0,25…0,5 – 1,0; істинна густина – 2540 кг/м^3; *pH* = 8,05.

а)



б)

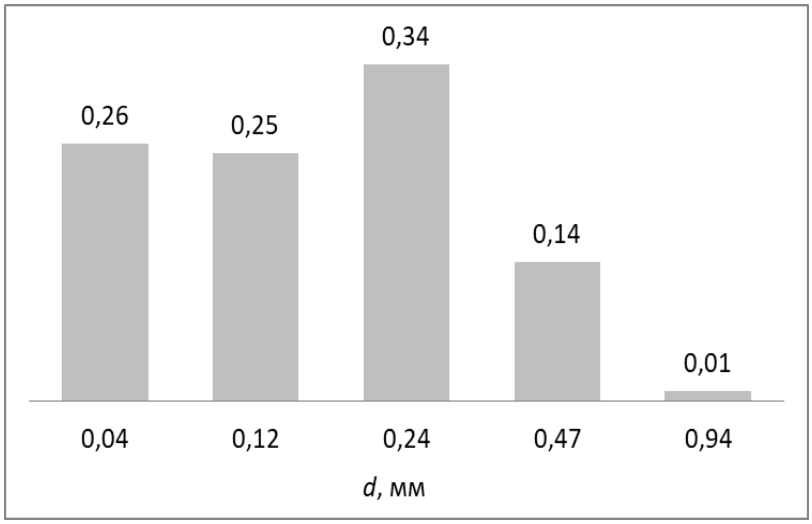


Рис. 2.18 – Гістограми розподілу за розмірами зерен: *а* – піску природного кварцового Безлюдівського родовища; *б* – піску – відходу рудозбагачення Полтавського гірничозбагачувального комбінату

Оскільки обрані заповнювачі мають підвищену вопотребу, для зниження витрати води використано добавку-суперпластфікатор – полікарбоксилат Sika ViscoCrete 20HE в кількості 1,5 % від маси цементу.

Фізико-механічні властивості дрібнозернистого бетону визначали на зразках-балочках 160×40×40 мм. Зразки виготовляли з рівнорухомих сумішей

з осадкою конуса 1 см, ущільнювали пресуванням тиском 12 МПа, піддавали природному твердінню і випробували стандартними методами у віці 28 діб (рис. 2.17) із визначенням границі міцності на розтяг за згином f_{ct} і границі міцності на стиск f_c.

У зразках варіювали вид заповнювача, його витрату, витрату мінеральної добавки, будували та аналізували залежності міцності від зазначених параметрів.

2.5 Дослідження впливу струмів витоку та агресивних середовищ на залізобетонні шпали

2.5.1 Моделювання впливу струмів витоку та агресивних середовищ га залізобетонні шпали

Експериментальні дослідження впливу агресивних, у т.ч. електричних (струмів витоку) впливів на залізобетоні шпали, зокрема їх арматуру, виконували створенням таких впливів на моделі із розчинної частини бетону або цементного каменю і сталевої дротяної арматури та оцінкою їх наслідків. Ці впливи моделювали за допомогою експериментальних установок, наведених на рис. 2.19.

Моделювали такі впливи:

1. Корозія арматури через вилуговування бетону. Колія не електрифікована, електричні впливи відсутні. Після атмосферних опадів підошва шпали знаходиться у обводненому баласті, верх шпали сухий. Відбувається капілярне підняття води бетоном із обводненого баласту через підошву до верху шпали, яке спричиняє вилуговування із бетону вапна і, через зниження pH порового електроліту депасивацію і корозію арматурної сталі. Модель шпали і впливу наведені на рис. 2.19, *а*. Матеріал моделі – цементний камінь бетону, тривалість експозиції – 160 год.

2. Корозія арматури через дифузію хлоридів. Колія не електрифікована, електричні впливи відсутні. Колією возять мінеральні добрива або інші розчинні солі, що просипаються і потрапляють у баласт. Під час атмосферних опадів шпала повністю обводнена, підошва шпали – розчином електроліту, верх – дощовою водою. Відбувається дифузія аніонів, найбільш агресивним з яких є хлорид-іон Cl^-, та через їх вплив корозія арматури. Модель шпали і впливу наведені на рис. 2.19, *б*. Як електроліт знизу використано 10 % розчин хлориду натрію *NaCl*, дифундують хлорид-іони Cl^-, для запобігання дифузії катіону натрію Na^+ замість води зверху використано 0,3 молярний розчин гідроксиду натрію *NaOH*. Матеріал моделі – цементно-піщаний розчин (розчинова складова) бетону, тривалість експозиції – 160 год.

3. Електрокорозія арматури. Колія електрифікована постійним струмом, максимальний потенціал на рейці +40 В. Під час та після атмосферних опадів баласт та шпала обводнені, відбувається стікання струму через них в землю та електрокорозія арматури в місцях стікання з неї струму. Модель шпали і впливу наведені на рис. 2.19, *в*. Матеріал моделі – цементний камінь бетону, тривалість експозиції – 96 годин.

4. Електрокорозія арматури, підсилена хлоридами. Колія електрифікована постійним струмом, максимальний потенціал на рейці +40 В. Колією возять мінеральні добрива або інші розчині солі, що просипаються і потрапляють у баласт. Під час атмосферних опадів шпала повністю обводнена, підошва шпали – розчином електроліту, верх – дощовою водою. Відбувається електрокорозія арматури, а також електроміграційне перенесення до неї аніонів, найбільш агресивними з яких є хлорид-іони Cl^-, які інтенсифікують електрокорозію арматури. Модель шпали і впливу наведені на рис. 2.19, *г*. Як електроліт знизу використано 10 % розчин хлориду натрію *NaCl*, дифундують хлорид-іони Cl^-, для запобігання дифузії катіону натрію Na^+ замість води зверху використано 0,3

молярний розчин гідроксиду натрію *NaOH*. Матеріал моделі – цементно-піщаний розчин (розчинова складова) бетону, тривалість експозиції – 96 год.

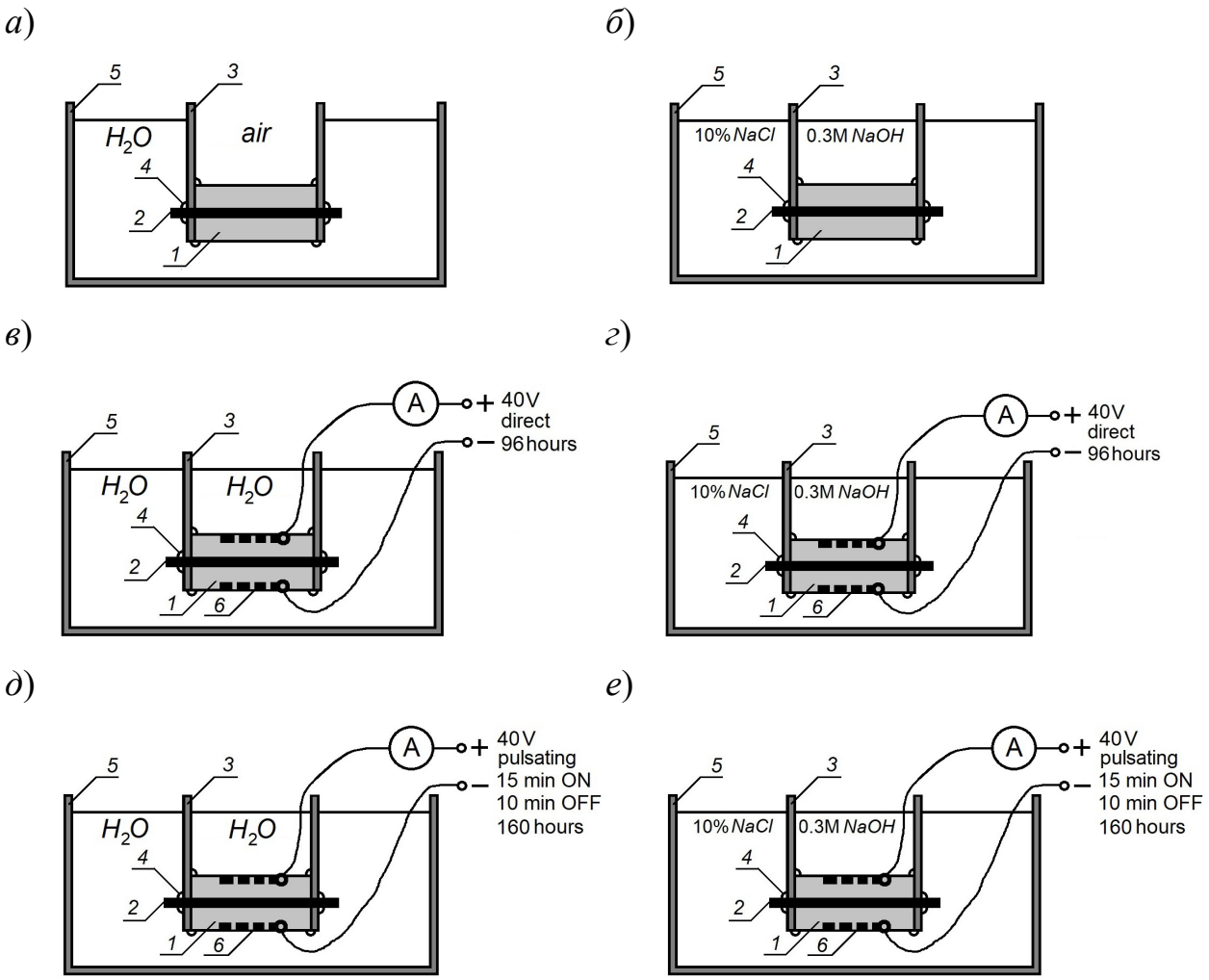


Рис. 2.19 – Схеми моделювання агресивних впливів на залізобетонні шпали в неелектрифікованій (*а*, *б*) та електрифікованій (*в*–*е*) колії: *1* – цементний камінь або розчинова складова бетону; *2* – арматура з випусками в зовнішнє середовище; *3* – циліндр із діелектричного матеріалу (труби ПВХ); *4* – силіконовий герметик; *5* – ємність із діелектричного матеріалу; *6* – накладні сталеві електроди

5. Електрокорозія арматури, режим електричного впливу реальний. Вплив такий же самий, як і за п. 3. Модель враховує фактичний режим наведення електричного потенціалу на шпалу під час проходження секцією

електрифікації електрорухомого складу (пульсуючого однонаправленого електричного потенціалу ПОЕП). Модель шпали і впливу наведені на рис. 2.19, *д*. Матеріал моделі – цементний камінь бетону, режим пульсації: увімкнуто – 15 хв., вимкнено – 10 хв., тривалість експозиції – 160 годин, що за кількістю електрики відповідає 96 годинам безперервного електричного впливу.

6. Електрокорозівя арматури, підсилена хлоридами, режим електричного впливу реальний. Вплив такий же самий, як і за п.4. Модель враховує фактичний режим наведення електричного потенціалу на шпалу тільки під час проходження секцією електрифікації електрорухомого складу (ПОЕП). Модель шпали і впливу наведені на рис. 2.19, *е*. Матеріал моделі – цементно-піщаний розчин (розчинова складова) бетону, режим пульсації: увімкнуто – 15 хв., вимкнено – 10 хв., тривалість експозиції – 160 годин.

2.5.2 Моделі залізобетонних шпал для дослідження впливу струмів витоку та агресивних середовищ

Моделі виготовляли із цементного тіста/каменю без дрібного заповнювача з водоцементним відношенням В/Ц = 0,5 (моделі 1, 3, 5) та цементно-піщаного розчину складу 1:1 з В/Ц = 0,5 (моделі 2, 4, 6) у вигляді циліндрів діаметром 100 мм висотою 40 мм, заформованих у трубах ПВХ внутрішнім діаметром і висотою 100 мм (рис. 2.20, *а*, *б*).

Цементне тісто виготовляли із портландцементу CEM II/A-S-500, цементно-піщаний розчин – із цього ж цементу та піску природного кварцового Безлюдівського родовища.

Як арматуру використовували застосовуваний для залізобетонних шпал високоміцний дріт Вр1400 діаметром 3 мм у вигляді пучка із 4-х дротин – 4∅3Вр1400 довжиною 145 мм (рис. 2.20, *а*). Арматуру встановлювали у

труби через просвердлені у стінках на висоті 20 мм отвори діаметром 3,5 мм, забезпечуючи випуски довжиною 20 мм (рис. 2.19, 2.20, *а*).

а) *б*) *в*)



г)

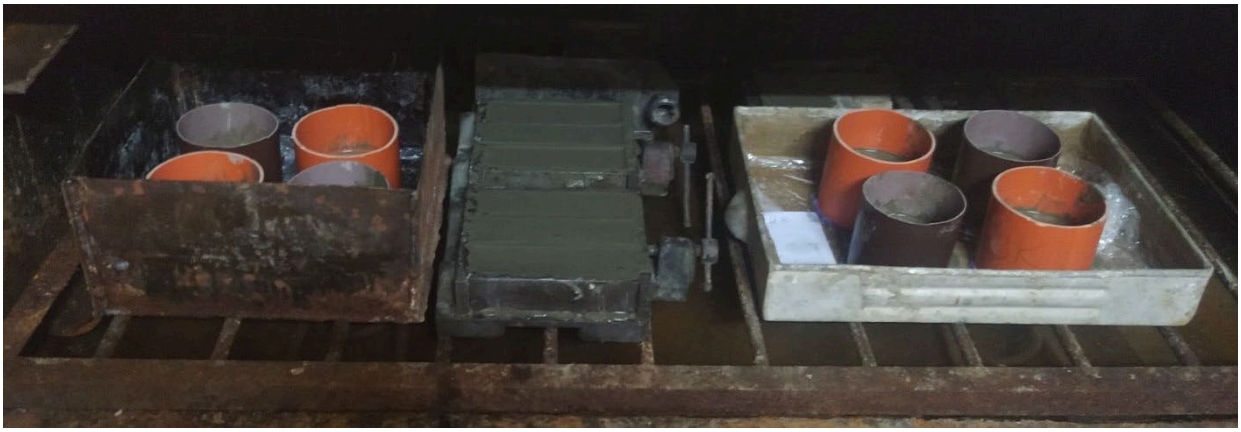


Рис. 2.20 – Виготовлення моделей залізобетонних шпал для дослідження впливу струмів витоку та агресивних середовищ : *а* – поліпропіленові труби зі встановленою сталевою дротяною та композитною арматурою; *б* – полівінілхлоридні труби з арматурою, встановлені на піддони; *в* – заповнені сумішшю труби на лабораторній віброплощадці; *в* – моделі в пропарювальній камері

Труби з арматурою встановлювали на піддони (рис. 2.20, *б*), заповнювали на висоту 40 мм цементним тістом або цементно-піщаною сумішшю, який ущільнювали на стандартній лабораторній віброплощадці з частотою та амплітудою коливань 50 Гц та 0,2–0,3 мм, відповідно (рис. 2.20, *б*, 2.21, *а*). Для затвердіння цементного тіста та цементно-піщаного розчину моделі піддавали тепловологісній обробці в лабораторній пропарювальній

камері (рис. 2.20, *г*, 2.21, *б*) за температури 85°С за автоматизованим режимом «(попереднє витримування) + піднімання температури + ізотермічне витримування + остигання» = (1)+3+6+4 год.

Разом з моделями із цементного тіста та цементно-піщаного розчину виготовляли контрольні зразки-балочки розміром 160×40×40 мм для визначення фізико-механічних властивостей цементного каменю та цементно-піщаного розчину (рис. 2.20, *в*).

Після затвердіння зазори між арматурними дротинами і стінками отворів в трубі герметизували силіконовим герметиком (рис. 2.19).

а) *б*)



Рис. 2.21 – Обладнання ля виготовлення моделей залізобетонних шпал для дослідження впливу струмів витоку та агресивних середовищ: *а* – стандартна лабораторна віброплощадка з частою та амплітудою коливань 50 Гц та 0,2–0,3 мм, відповідно; *б* – лабораторна пропарювальна камера з програмованим приладом ПРТ режиму тепловологісної обробки

2.5.3 Створення впливу струмів витоку та агресивних середовищ на моделі залізобетонних шпал та експозиція під ними

Установки для моделювання струмів витоку та агресивних середовищ на залізобетонні шпали збирали в діелектричних поліетиленових ємностях (рис. 2.22, *а*). Струм витоку передавали на моделі шпал через сталеві перфоровані електроди (рис. 2.22, *б*), які накладали на розчин (цементний камінь) зверху – позитивний (рейка), знизу – негативний (земля, рис. 2.19).

Електричний струм створювали відповідною різницею потенціалів між верхнім та нижнім електродами 40 В. Для створення цього потенціалу використано інвертор, що перетворює переміну напругу 220 В, 50 Гц у постійну напругу до 40 В (рис. 2.22, *в*). Для забезпечення пульсуючого режиму використано програмований вимикач (рис. 2.22, *г*).

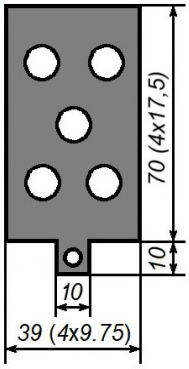
Електричні вимірювання здійснювали цифровим мультиметром Sanwa PC510 (рис. 2.22, *д*) з вхідним опором 1000 МОм та інфрачервоним інтерфейсом з комп’ютером для запису в режимі реального часу електричних сигналів.

Моделі поміщували у поліетиленові ємності згідно зі схемами, наведеними на рис. 2.19. Протягом електричних впливів здійснювали вимірювання сили струму крізь зразки та електричного опору зразків за схемами, наведеними на рис. 2.19 цифровим мультиметром Sanwa PC510 (рис. 2.22, *д*). Зібрані підготовлені для досліджень установки з моделями наведено на рис. 2.23.

а)



б)





в)



г)



д)



Рис. 2.22 – Прилади та обладнання для дослідження впливу агресивних середовищ і струмів витоку на моделі залізобетонних шпал: *а* – моделі в тубах ПВХ, поміщені в поліетиленову ємність; *б* – перфоровані сталеві електроди; *в* – джерело постійного струму; *г* – програмований вимикач; *д* – цифровий мультиметр Sanwa PC510



Рис. 2.23 – Експериментальні установки для створення впливу струмів витоку та агресивних середовищ на моделі залізобетонних шпал

2.5.4 Дослідження наслідків агресивних, у т.ч. електричних впливів

Після експозиції моделі оглядали, фотографували та розрізали на каменерізальному станку з алмазним диском (рис. 2.24, *а*) на зразки-призми розміром 40×40×20 мм та інші за схемою, наведеною на рис. 2.24, *б*.

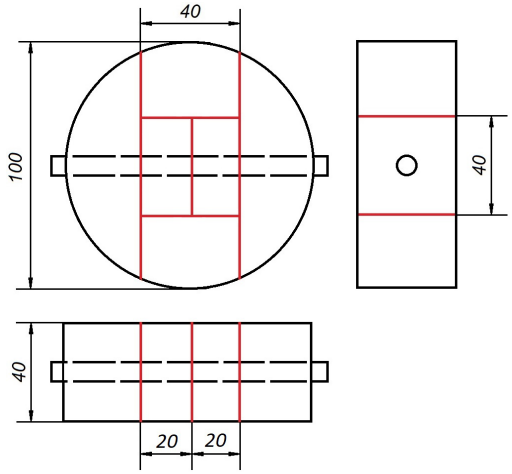
Моделі, експозиція яких відбувалася у воді (1, 3, 5), розрізали з водяним охолодженням. Моделі, експозиція яких відбувалась у розчинах *NaCl* і *NaOH*, розрізали насухо для запобігання вимивання хлоридів. Зовнішній вигляд розрізаних на зразки моделей наведено на рис. 2.24, *в–и*.

Як очікувані наслідки зазначених впливів визначали:

- корозійні ушкодження арматури, зокрема, її випусків і контакту арматури з цементним каменем або цементно-піщаним розчином;
- нейтралізацію цементного каменю або цементно-піщаного розчину;
- проникнення хлоридів в цементний камінь або цементно-піщаний розчин;
- зміну мікромеханічних властивостей контакту арматурним з цементним каменем.

а) *б*)





в) *г*) *д*)







е) *ж*) *и*)







Рис. 2.24 – Розразання моделей на зразки: *а* – каменерізальний станок; *б* – схема розрізання (лінії різу показано червоним); *в* – зразки із моделі, що зазнала впливу 1; *г* – те ж саме 2; *д* – те ж саме 3; *е* – те ж саме 4; *ж* – те ж саме 5; *и* – те ж саме 6

Корозійні ушкодження арматури оцінювали оглядом випусків арматури та оптичною мікроскопією на відбиття контакту арматури з цементним

каменем і розчином на зрізах зразків за допомогою світлового мікроскопу МБС-2 (рис. 2.25) зі збільшенням 7,5–82,5.

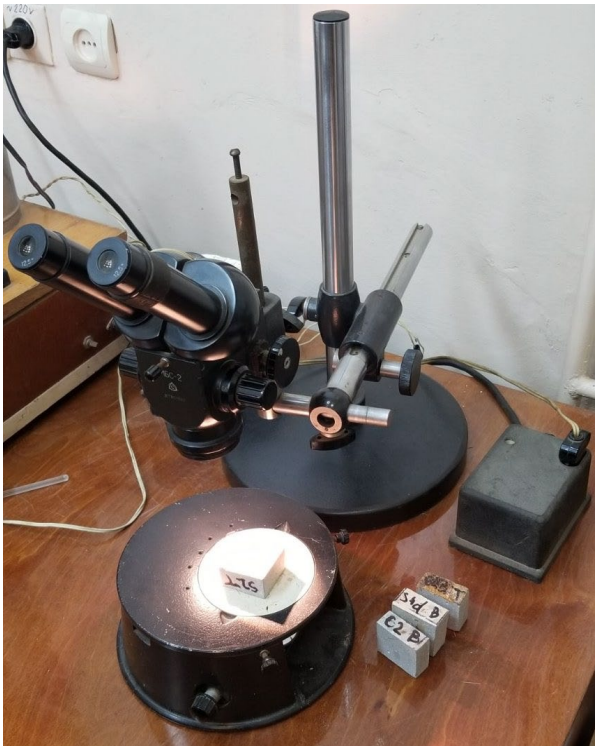


Рис. 2.25 – Світловий бінокулірний мікроскоп МБС-2

Нейтралізацію цементного каменю або цементно-піщаного розчину визначали за допомогою розчину фенолфталеїну в етанолі концентрацією 1 %, який наносили на зрізи зразків. Забарвлення поверхні зрізу в малиновий колір характеризувало збереження лужного середовища, не забарвлення – нейтралізацію цементного каменю внаслідок вилуговування $CaOH_2$.

Проникнення хлоридів визначали за допомогою розчину нітрату срібла. Хлориди, зокрема хлорид-іони Cl^- проникають у цементний камінь бетону за рахунок дифузії за різницею концентрації, а у разі електричного потенціалу – електроміграційним перенесенням. Для якісного визначення хлорид-іонів застосовували нітрат срібла $AgNO_3$ (азотнокисле срібло), зокрема, реакцію його взаємодії з хлоридами:

$$AgNO_3 + NaCl = NaNO_3 + AgCl\downarrow,$$

де $\underline{AgCl}$ – білий сироподібний осад.

Для визначення глибини проникнення хлоридів у цементний камінь або цеметно-піщаний розчин на їх зріз наприскували аерозоль водного розчину нітрату срібла концентрацією 1 %. У шарі, на якому утворювався світлий наліт, констатували наявність хлоридів, глибину проникнення яких вимірювали як товщину зазначеного шару. Глибину проникнення хлоридів X_x визначали за результатами декількох вимірювань, розраховуючи їхнє середнє значення. Склад водного розчину нітрату срібла концентрацією 1 %: вода дистильована – 100 мл; нітрат срібла – 1 г.

2.6 Порівняльні дослідження жорсткості та тріщиностійкості шпал з неанкерованою та анкерованою арматурою

Порівняльні дослідження жорсткості та тріщиностійкості шпал з неанкерованою та анкерованою арматурою здійснювали випробуванням зразків шпал за удосконаленою методикою ДСТУ Б.В.2.6-209 на спеціальному гідравлічному пресі для випробувань шпал (рис. 2.26) за схемами рис. 2.2. Удосконалення методики полягало у визначенні на додаток до констатації відкриття тріщин допустимих довжини і ширини розкриття моментів тріщиностійкості, руйнівних моментів (в межах можливості преса), вимірюванні деформації індикатором годинникового типу та побудови діаграм деформування.

Досліджували шпали залізобетонні попередньо-напружені з анкерованою дротяною арматурою, виготовлені ТОВ «Гранпостач Україна» у 2025 р. в кількості 3 шт. (рис. 2.26, *б*). Для порівняння взяли докладні дані досліджень міцності, жорсткості та тріщиностійкості шпал Ш1-1, виготовлених Київським дослідним заводом залізобетонних шпал,

Кременчуцьким заводом залізобетонних шпал, Коростенським заводом залізобетонних шпал у 2000-х рр. і випробуваних УкрДУЗТ тоді ж.

а)



б)



в)

№ п/п	Навантаження, тс	Показання манометру, атм
1	0	0
2	5	22,5
3	10	45,5
4	12	61
5	13	64
6	14	66
7	15	69
8	16	81
9	17	84
10	18	87
11	19	100
12	20	104
середній переріз	10,5	53,4
підрейковий переріз	13,2	69,6

Рис. 2.26 – Залізобетонні попередньо-напружені шпали з анкерованою арматурою та прес гідравлічний для випробувань залізобетонних шпал VIZS PRES: *а* – шпала на пресі; *б* – встановлення шпали на опори пресу; *в* – тарування манометра

Шпали Ш1-1 за характеристиками армування ідентичні шпалам СБ3-0, на які відсутні результати досліджень міцності та жорсткості (не передбачені [5, 6]).

Дослідження проводили у науково-дослідній лабораторії підрейкових основ і спецзалізобетону УкрДУЗТ за температури повітря +17ºС, відносної вологості повітря 85 %, атмосферного тиску 990 гПа за допомогою приладів та обладнання, наведених у табл. 2.3.

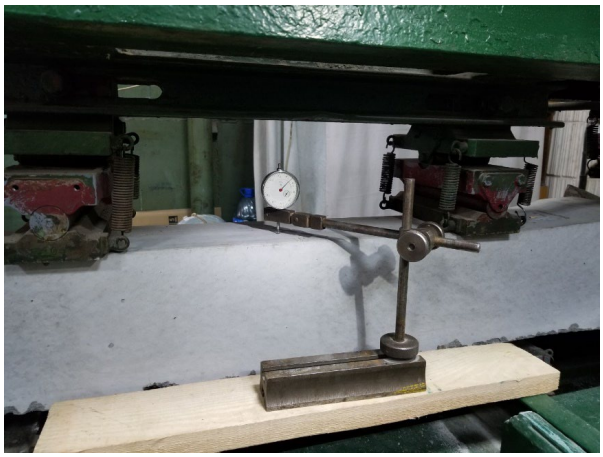
Таблиця 2.3 – Обладнання та прилади для дослідження жорсткості та тріщиностійкості залізобетонних шпал

Найменування	Виробник	Модель	Заводський номер	Погрішність вимірювання
1	2	3	4	5
Прес гідравлічний для випробувань залізобетонних шпал (рис. 2.24, *а*)	Diósgyöri Gépgyár (Hungary)	VIZS PRES	1968-4	2 кН
Індикатор годинникового типу зі штативом (рис. 2.25, *а*, *б, в*)	ЧІЗ	ІЧ-1		0,02 мм
Мікроскоп відліковий (рис. 2.25, *в*)	ІПЗ	МПБ-2		0,05 мм
Лінійка металева				0,5 мм

Жорсткість і тріщиностійкість досліджували в такій послідовності: шпалу встановлювали на опори пресу (рис. 2.26, *б*) без гумових прокладок на опорах (для мінімізації у виміряній деформації величини осідання опор), на станину пресу встановлювали штатив з індикатором годинникового типу, індикатор підводили до поверхні шпали (рис. 2.27, *а*, *б*, *в*).

а) *б*)





в) *г*)





Рис. 2.27 – Випробування шпали навантаженням: *а* – вимірювання індикатором годинникового типу ІЧ-1 на штативі деформацій лівого підрейкового перерізу; *б* – те ж саме середнього перерізу; *в* – те ж саме правого підрейкового перерізу; *г* – вимірювання ширини розкриття тріщини відліковим мікроскопом МПБ-2

Шпалу навантажували ступенями згідно з тарируванням преса (рис. 2.26, *в*), кожну ступінь витримували 2 хв., в кінці витримування вимірювали деформацію та під яскравим освітленням оглядали на предмет утворення тріщин. У разі виявлення тріщини вимірювали ширину її розкриття

відліковим мікроскопом МПБ-2 (рис. 2.27, *г*) та довжину металевою лінійкою. Результати вимірювань заносили в таблицю та будували за ними діаграму деформування шпали – залежність між навантаженням і деформацією.

Висновки за розділом 2

1. Розроблено методи, які дозволять виконати завдання досліджень, зокрема, методика порівняльного дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних шпал з неанкерованою та анкерованою арматурою на моделях, яка включає натурний та розрахунковий експеримент. Порівняльний аналіз результатів натурного та розрахункового експериментів з навантаження моделей дозволить верифікувати результати розрахунків методом скінчених елементів шпал з неанкерованою та анкерваною арматурою.

2. Розроблено методики дослідження впливу положення арматури, дисперсного армування, крупності заповнювачів на тріщиностійкість виробів та міцність бетону на розтяг, яка її визначає.

3. Розроблено моделі залізобетонних шпал для дослідження їх корозійної та електрокорозійної поведінки в умовах експлуатації та методику дослідження, яка включає створення корозійних та електрокорозійних впливів на них та оцінку їх наслідків.

РОЗДІЛ 3
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ КОРОЗІЙНИХ ТА ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛ НА МОДЕЛЯХ

3.1 Вплив струмів витоку та агресивних середовищ на залізобетонні шпали

Вплив агресивних середовищ та електричних потенціалів від струмів витоку – постійного та пульсуючого однонаправленого (ПОЕП) на моделі залізобетонних шпал створено за методикою п. 2.5.3, а наслідки цих впливів досліджено за методикою п. 2.5.4.

Протягом експозиції моделей в середовищах без електричних впливів зовнішні ознаки корозійних процесів не спостерігались. Протягом експозиції моделей в середовищах з електричними впливами візуально спостерігались ознаки корозійних процесів – розчинення верхніх (позитивних) електродів (модель підошви рейки) та забарвлення розчину зверху моделі продуктами розчинення електродів в коричневий колір аж до непрозорості (рис. 3.1).

а) *б*)

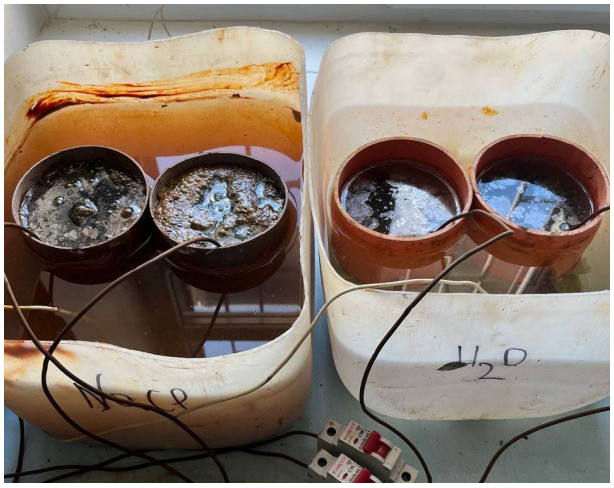


Рис. 3.1 – Моделі, що зазнали 8 діб впливу пульсуючого однонаправленого електичного потенціалу: *а* – у розчині хлориду натрію; б – у водному середовищі

Порядок розподілу інтенсивності ознак корозійних процесів (від мінімальної до максимальної): 1) водне середовище, без електричних впливів; 2) розчин хлориду натрію, без електричних впливів; 3) водне середовище, ПОЕП < 4) водне середовище, постійний потенціал < 5) розчин хлориду натрію, ПОЕП < 5) розчин хлориду натрію, постійний потенціал.

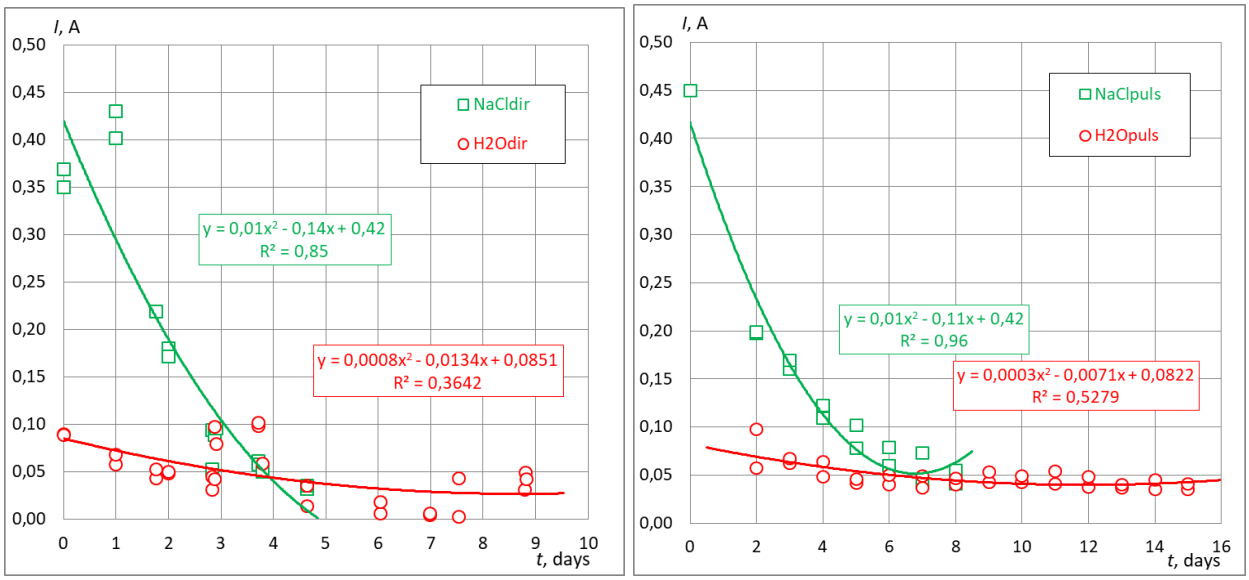
В останньому випадку інтенсивність розчинення електродів була настільки високою, що це змусило посеред експозиції замінити їх новими.

Результати вимірювань протягом експозиції сили струму крізь моделі та їх електричного опору наведено на рис. 3.2 і узагальнено в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Показники корозійних процесів в моделях та їх наслідків

Середовище	Показник	Од. вимір.	Величина для впливу		
			тільки середовища (без електрич-ного впливу)	постійного потенціалу	ПОЕП
Вода	Сила струму під час експозиції				
	- на початку I_0	А		0,090	0,057
	- в кінці I_i	«		0,042	0,008
	$(I_0-I_i)/I_0$	%		58,3	86,0
	Вилуговування (нейтралізація)		немає	немає	немає
	Корозія арматури:				
	- кінців		немає	значне руйнування	немає
	- всередині		немає	немає	немає
Розчин хлориду натрію *NaCl*	Сила струму під час експозиції				
	- на початку I_0, А	А		0,350	0,126
	- в кінці I_i, А	«		0,035	0,074
	$(I_0-I_i)/I_0$, %			90,0	41,3
	Вилуговування (нейтралізація)		немає	немає	немає
	Глибина проникнення хлоридів	мм	21,6	40	40
		%	54,1	100	100
	Корозія арматури:				
	- кінців		слабка поверхнева	повне розчинення	повне розчинення
	- всередині		немає	так	так

а) *б)*



в) *г)*

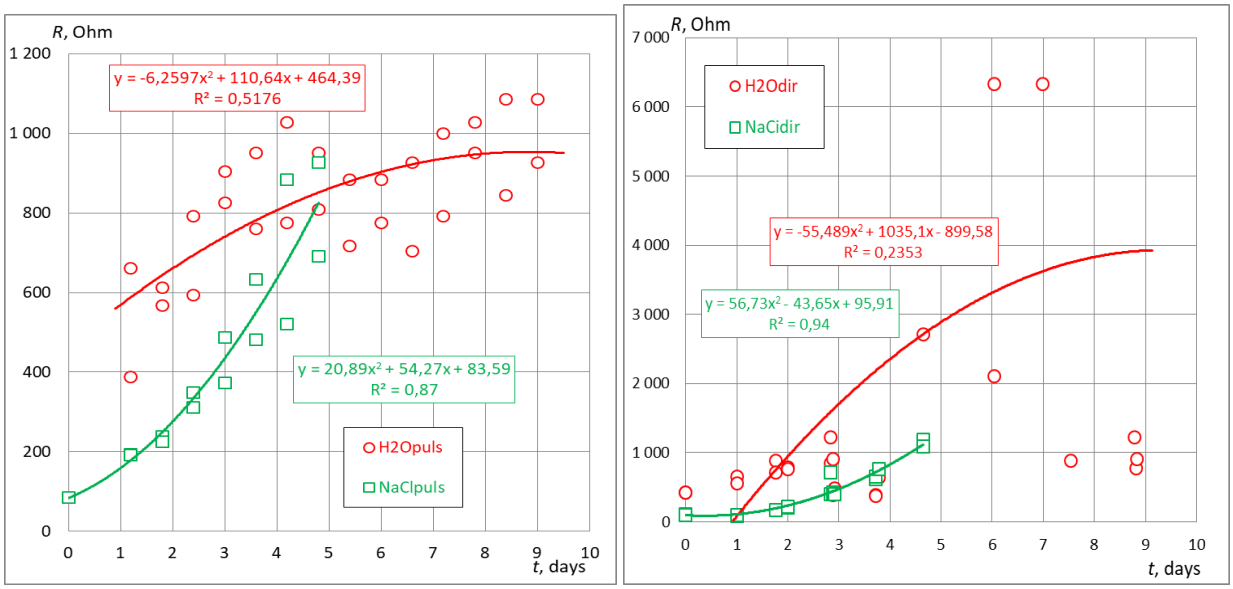


Рис. 3.2 – Кінетика зміни протягом експозиції за впливу постійного та пульсуючого (в перерахунку на тривалість безпосереднього електричного впливу) електричного потенціалу у водному середовищі (H_2O) і розчині хлориду натрію (NaCl): *а* – сили струму *I* в моделях за постійного потенціалу (dir); *б* – електричного опору *R* моделей за постійного потенціалу; *в* – сили струму *I* в моделях за ПОЕП (puls); *г* – електричного опору *R* моделей за ПОЕП

Розрізані після експозиції на зразки моделі з випусками арматури наведені на рис. 3.3. На зразках спостерігались різного ступеня ушкодження випусків арматури. Порядок розподілу ознак їх корозії за інтенсивністю (від мінімальної до максимальної): 1) водне середовище без електричного впливу (без ознак корозії, рис. 3.3, *а*) < 2) розчин хлориду натрію без електричного впливу (незначна поверхнева корозія, рис. 3.3, *б*) < 3) водне середовище, ПОЕП (помітне корозійне ушкодження) < 4) водне середовище, постійний потенціал (суттєве корозійне ушкодження, рис. 3.3, *в*) < 5) розчин хлориду натрію, ПОЕП (суттєве корозійне ушкодження) < 6) розчин хлориду натрію, постійний потенціал (повне корозійне руйнування – розчинення, рис. 3.3, *г*).

а) *б*) *в*) *г*)



Рис. 3.3 – Корозійні ураження випусків арматури після експозиції:
а – у водному середовищі без електричного впливу – без ознак корозії;
б – у розчині хлориду натрію без електричного впливу – незначна поверхнева корозія; *в* – у водному середовищі зі впливом постійного потенціалу – суттєве корозійне ушкодження; *г* – у розчині хлориду натрію зі впливом постійного потенціалу – повне корозійне розчинення

Після експозиції зрізи всіх зразків забарвлювались розчином фенолфталеїну в малиновий колір (рис. 3.4, *а*), отже нейтралізація бетону від будь-якого електричного впливу встановленої для дослідження тривалості не спостерігалась.

а) *б*)

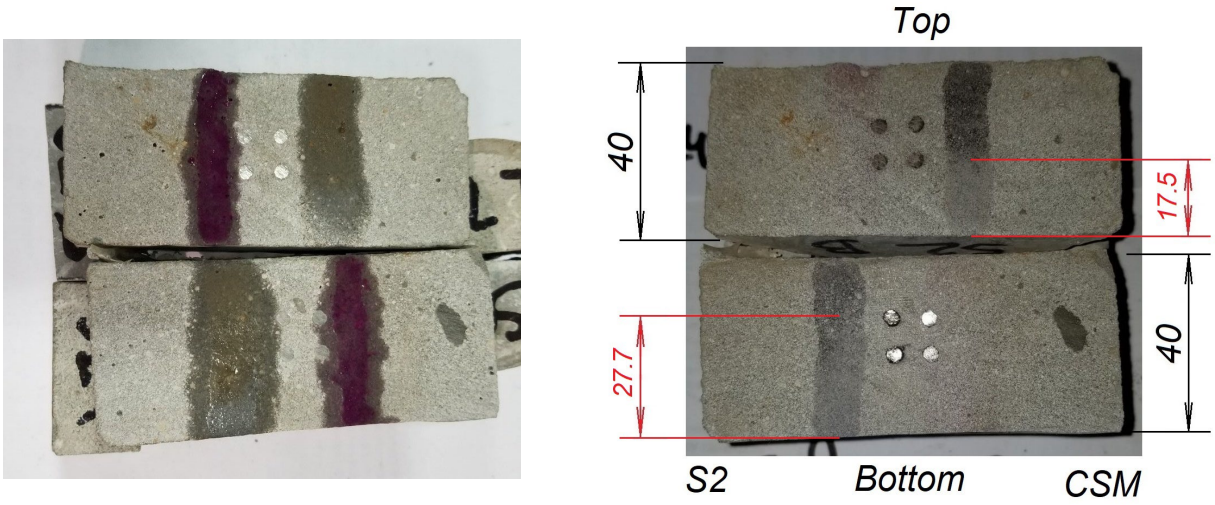
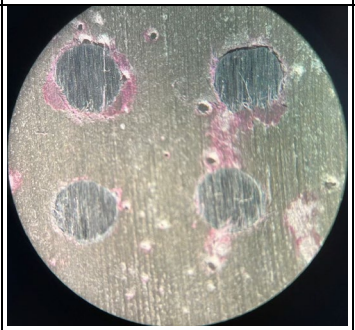
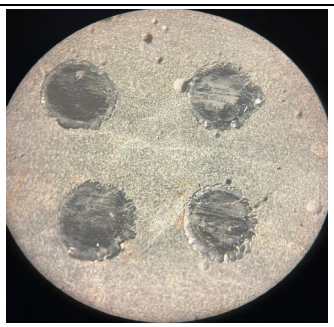
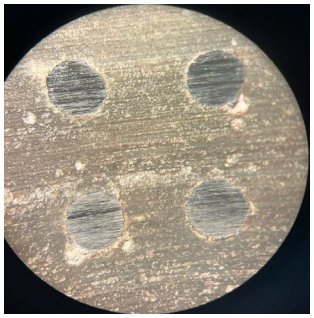
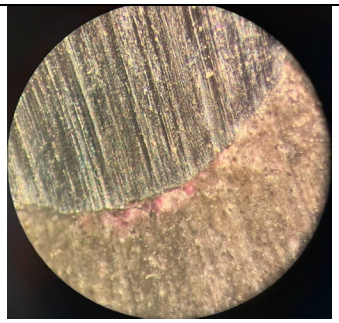
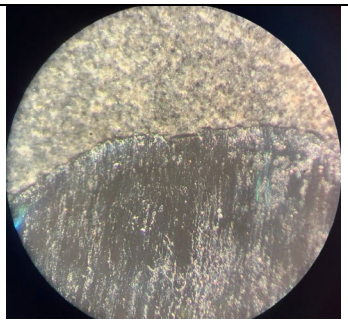
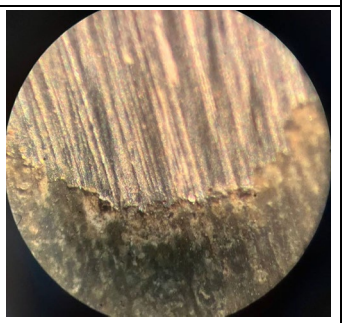
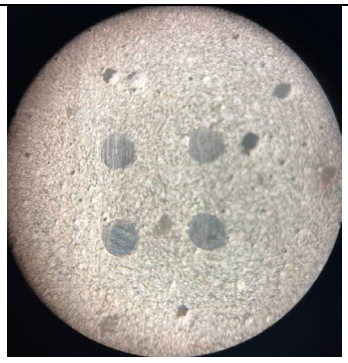
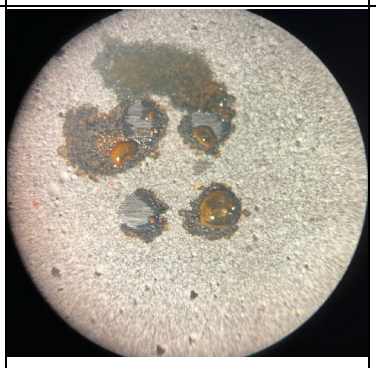
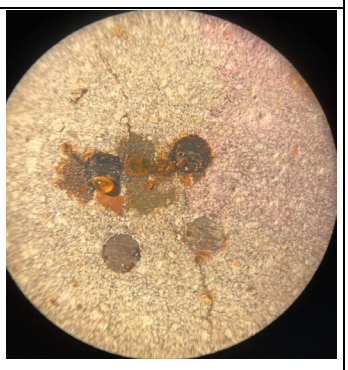


Рис. 3.4 – Визначення показників корозійних процесів: *а* – нейтралізації захисного шару бетону за рахунок карбонізації вуглекислим газом повітря розчином фенолфталеїну; *б* – глибини проникнення хлоридів розчином нітрату срібла

Результати визначення глибини проникнення хлоридів вибірково наведено на рис. 3.4, *б* та узагальнено в табл. 3.1. Із рис. 3.4, *б* видно, що за рахунок тільки дифузії без електричного впливу у моделях глибина проникнення хлоридів у моделі складає 17,5–27,7 мм, в середньому 22,6 мм. У моделях, що зазнали електричного впливу, за рахунок електроміграційне перенесення хлоридів відбулось на всю їх товщину.

Мікрознімки зрізів моделей зі збільшенням 7,5 і 82,5 наведені в табл. 3.2. Корозія сталевої дротяної арматури всередині моделей, що не зазнали електричного впливу, а також зазнали впливу постійного потенціалу у водному середовищі, не спостерігалась. У зрізах моделей, що зазнали впливу постійного потенціалу та ПОЕП у розчині хлориду натрію навіть неозброєним оком спостерігався коричневий ореол навколо арматурних дротин із винесених продуктів корозії, а у моделі, що зазнала впливу постійного потенціалу в розчині хлориду натрію – ще й радіальні мікротріщини.

Таблиця 3.2 – Мікрознімки зрізів моделей після експозиції в середовищах під електричним впливами

Середовище	Кратність збільшення	Електричний вплив		
		без впливу (тільки середовища)	постійного потенціалу	ПОЕП
Вода	×7,5			
	×82,5			
Розчин хлориду натрію *NaCl*	×7,5			
	×82,5			

Із рис. 3.1 і табл. 3.1 бачимо, що сила струму протягом обох видів електричних впливів в усіх моделях зменшувалась, їх електричний опір зростав, Внаслідок впливу постійного потенціалу сила струму зменшилась на 58–69 %, ПОЕП – на 85–86 %. Це може бути обумовлене поляризацією колоїдних частинок продуктів гідратації цементу, збільшенням електричного опору внаслідок кольматації порового простору неелектропровідними продуктами корозії. Також це може свідчити про вилуговування, яке призводить до зменшення концентрації іонів Ca^{2+} в поровому електроліті цементного каменю. Проте із рис. 3.4 видно, що лужне середовище після експозиції зберігається по всій висоті моделі, отже, вилуговування на збільшення електричного опору не впливає.

Із рис. 3.4 і табл. 3.1 бачимо, що внаслідок тільки дифузії глибина проникнення хлоридів не перевищує складає 17,5–27,7 мм, в середньому 22,6 (44–69 % товщини моделі), тоді як під впливом як постійного потенціалу, так і ПОЕП, проникнення внаслідок електроміграційного перенесення відбулось на всю товщину моделей 40 мм.

Із рис. 3.3, табл. 3.1, 3.2 бачимо, що сталева дротяна арматура зазнає корозії у порядку зростання інтенсивності: без електричного впливу в середовищі, що містить хлориди < у разі впливу постійного потенціалу у водному середовищі < у разі впливу як постійного потенціалу, так і ПОЕП у середовищі, що містить хлориди.

Результати цих досліджень опубліковано у [97-99].

3.2 Дослідження міцності, жорсткості та тріщиностійкості моделей залізобетонних шпал з анкерованою та неанкерованою арматурою

За методикою викладеною у п. 2.1, виконано експерименти з навантаження моделей залізобетонних шпал (рис. 2.3) з ненапруженою неанкерованою L0 та анкерованою A0, а також попередньо напруженою

неанкерованою LS та анкерованою AS арматурою: розрахунковий – за методикою, наведеною у п. 2.1.4; експериментальний – за методикою п. 2.1.1 –2.1.3.

Результати розрахункового і натурного експериментів з навантаження наведено на рис. 3.5–3.8. На цих рисунках наведено: отримані методом скінчених елементів поля головних напружень в моделях за згинальних моментів під час утворення першої тріщини (момент тріщиностійкості) і безпосередньо перед руйнуванням (руйнівний момент), а для попередньо напружених моделей – ще й поля напружень тільки від попереднього напруження арматури; зовнішній вигляд зруйнованих під час натурного випробування самих фізичних моделей; повні діаграми деформування (залежності між згинальним моментом M і стрілою прогину f) моделей, отримані розрахунком МСЕ (розрахункові діаграми з індексом «с») і натурним випробуванням (експериментальні діаграми з індексом «е»).

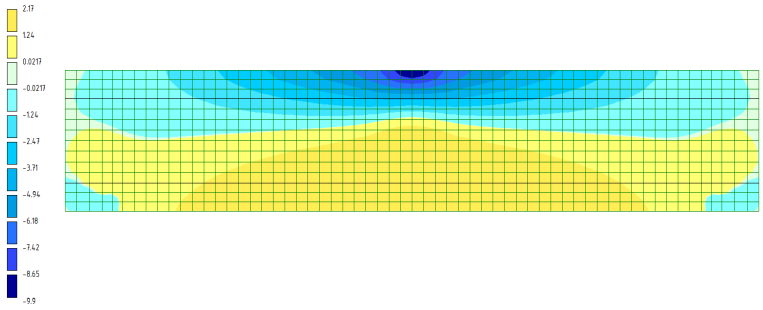
На рис. 3.8 суміщено пружні та пружно-пластичні стадії розрахункових та експериментальних діаграм деформування зазначених моделей. Розрахункові та експериментальні діаграми на цих стадіях добре апроксимуються поліномами третього та другого ступеня, відповідно – коефіцієнти їх кореляції не перевищують $R = 0.969^{0.5} = 0.98$, що свідчить про достовірність отриманих залежностей.

Із рис. 3.5–3.8 та 3.9 видно, що розрахункові залежності деформацій від згинального моменту добре збігаються з експериментальними. Оскільки у МСЕ величини напружень розраховуються виходячи із величин переміщень, залежності максимальних напружень в арматурі та бетоні від згинальних моментів рис. 3.10 також можна вважати достовірними.

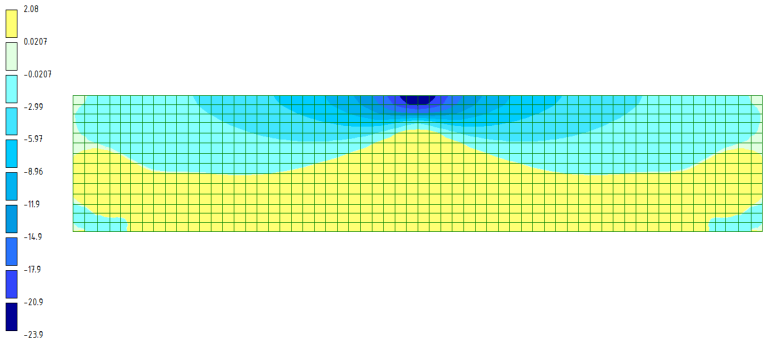
На рис. 3.10 наведено отримані розрахунком залежності максимальних напружень розтягу в арматурі та напружень стиснутої зони бетону.

Результати розрахункового та натурного експериментів узагальнено у табл. 3.3.

а)



б)



в)



г)

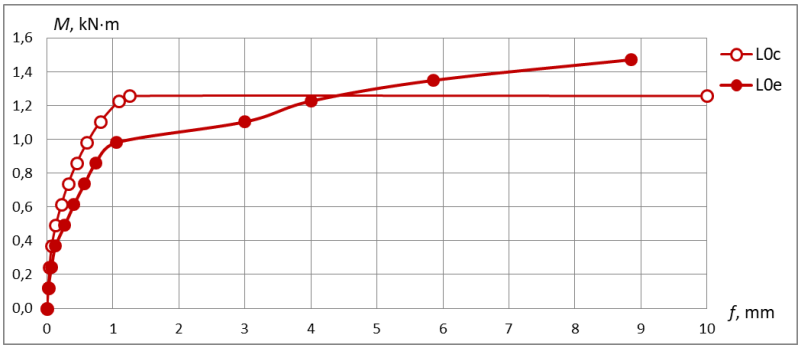
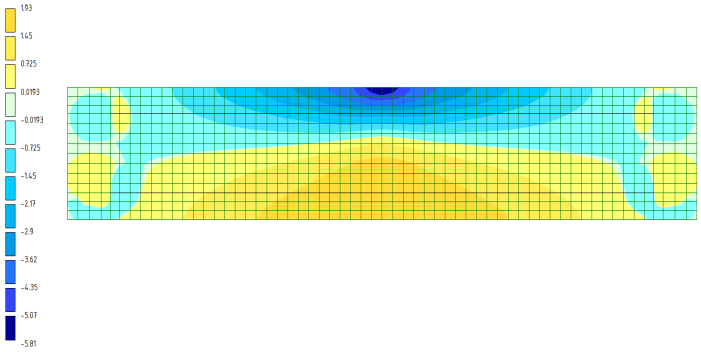
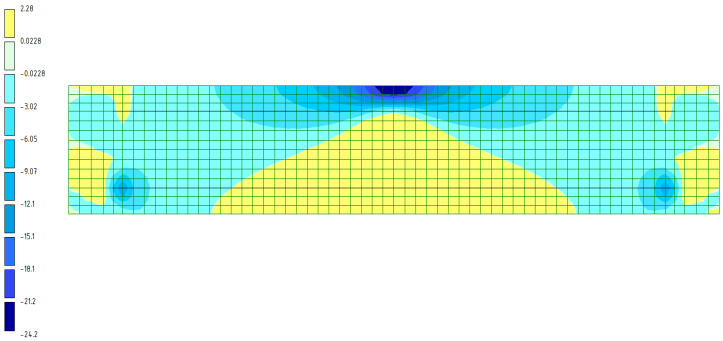


Рис. 3.5 – Результати розрахункового і натурного експериментів з навантаження моделей з ненапруженою неанкерованою арматурою L0: *a* – поля напружень за згинального моменту, відповідного розкриттю тріщин M_{cr} = 0.43 кН·м; *b* – те ж саме, відповідного руйнуванню M_d = 1.26 кН·м; *c* – вигляд руйнування; *d* – розрахункові та експериментальні діаграми деформування

а)



б)



в)



г)

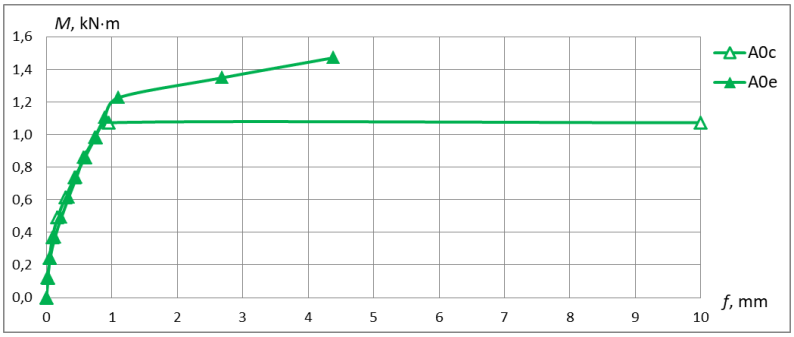
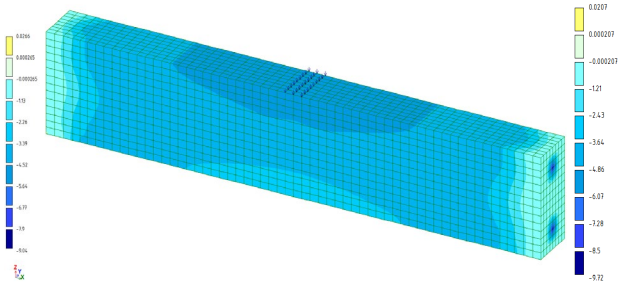
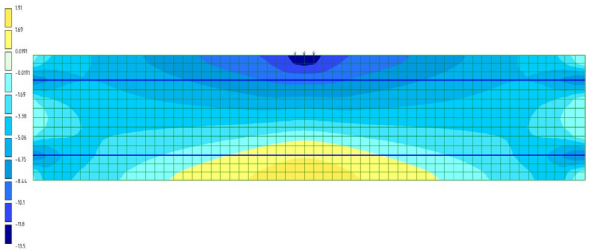


Рис. 3.6 – Результати розрахункового і натурного експериментів з навантаження моделей з ненапруженою анкерованою арматурою А0: *а* – поля напружень за згинального моменту, відповідного розкриттю тріщин M_{cr} = 0.39 кН·м; *b* – те ж саме, відповідного руйнуванню M_d = 1.07 кН·м; *с* – вигляд руйнування; *d* – розрахункові та експериментальні діаграми деформування

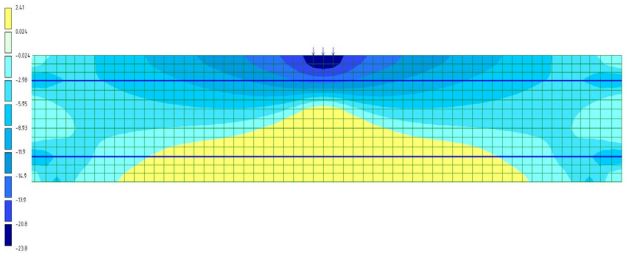
а)



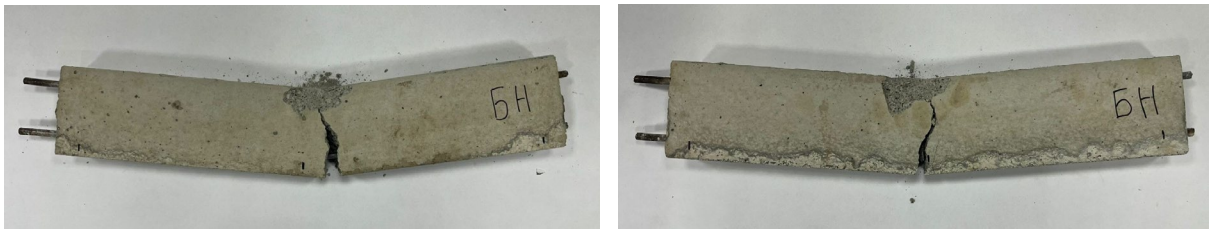
б)



в)



г)



д)

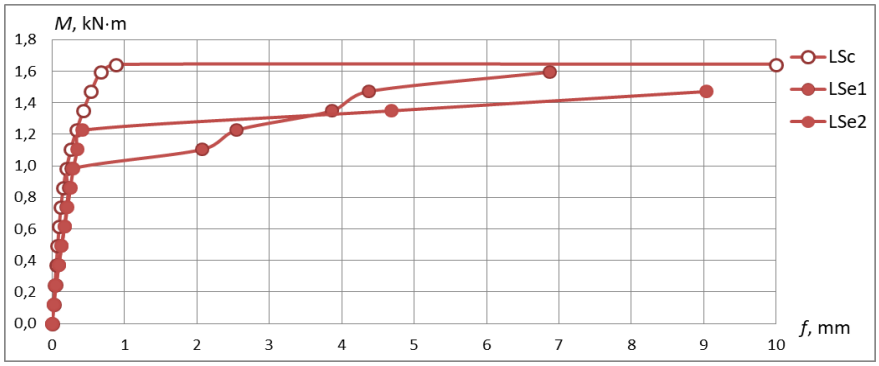
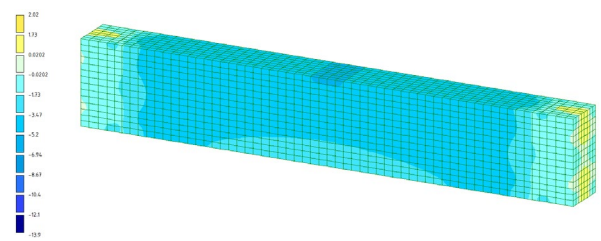
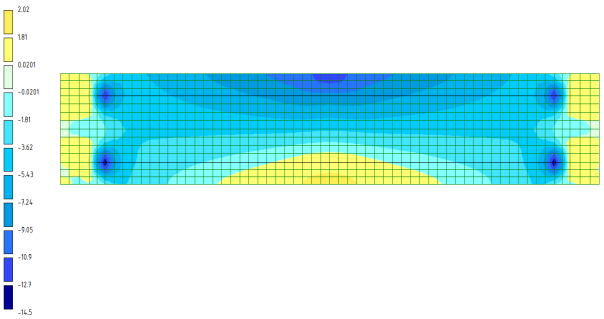


Рис. 3.7 – Результати розрахункового і натурного експериментів з навантаження моделей з напруженою неанкерованою арматурою LS: *а* – поля напружень від попереднього напруження арматури; *b* – поля напружень за згинального моменту, відповідного розкриттю тріщин M_{cr} = 0.88 кН·м; *с* – те ж саме, відповідного руйнуванню M_d = 1.69 кН·м; *d* – вигляд руйнування; *е* – розрахункові та експериментальні діаграми деформування

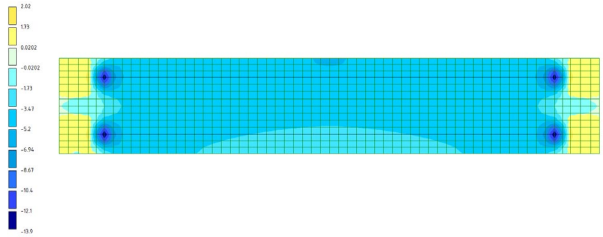
а)

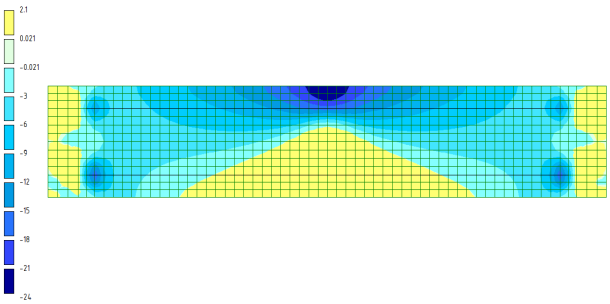


б)



в)





г)





д)

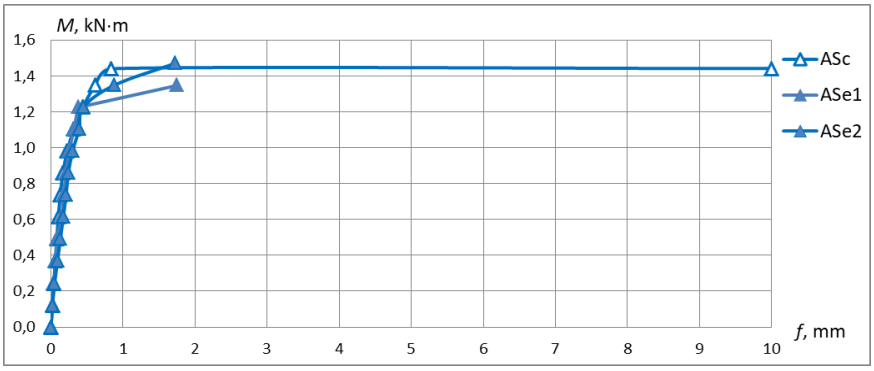
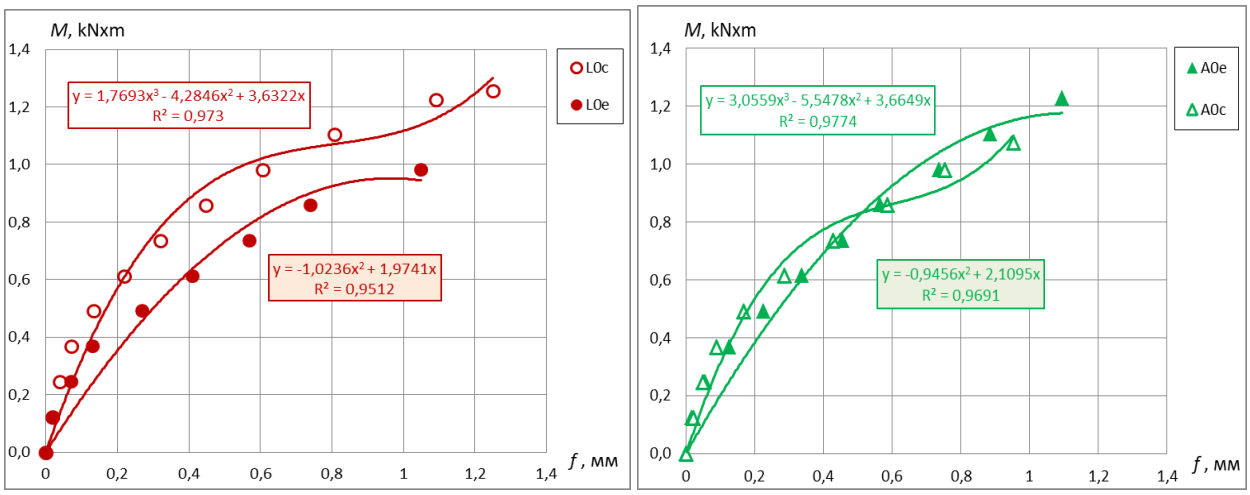


Рис. 3.8 – Результати розрахункового і натурного експериментів з навантаження моделей з напруженою анкерованою арматурою AS: *а* – поля напружень від попереднього напруження арматури; *b* – поля напружень за згинального моменту, відповідного розкриттю тріщин M_{cr} = 0.72 кН·м; *с* – те ж саме, відповідного руйнуванню M_d = 1.44 кН·м; *d* – вигляд руйнування; *е* – розрахункові та експериментальні діаграми деформування

а) *б*)



в) *г*)

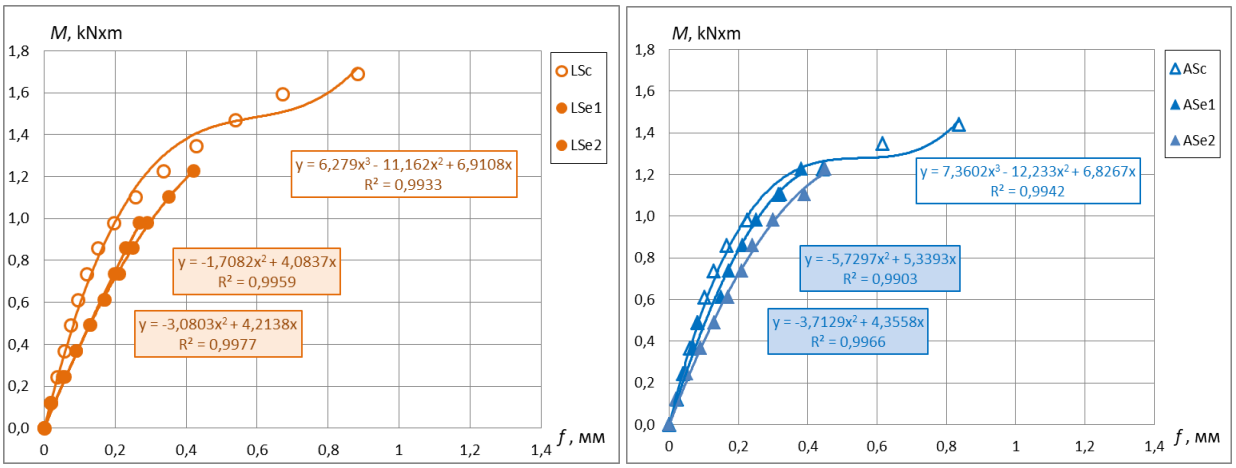
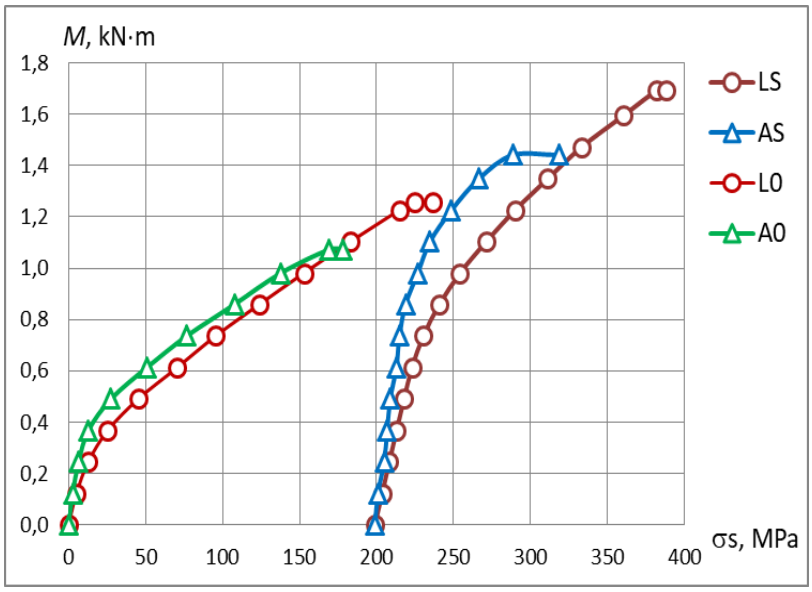


Рис. 3.9 – Розрахункові та експериментальні діаграми деформування моделей з арматурою: *а* – неанкерованою ненапруженою L0; *б* – анкерованою ненапруженою A0; *в* – неанкерованою попередньо напруженою LS; *г* – анкерованою попередньо напруженою AS

а)



б)

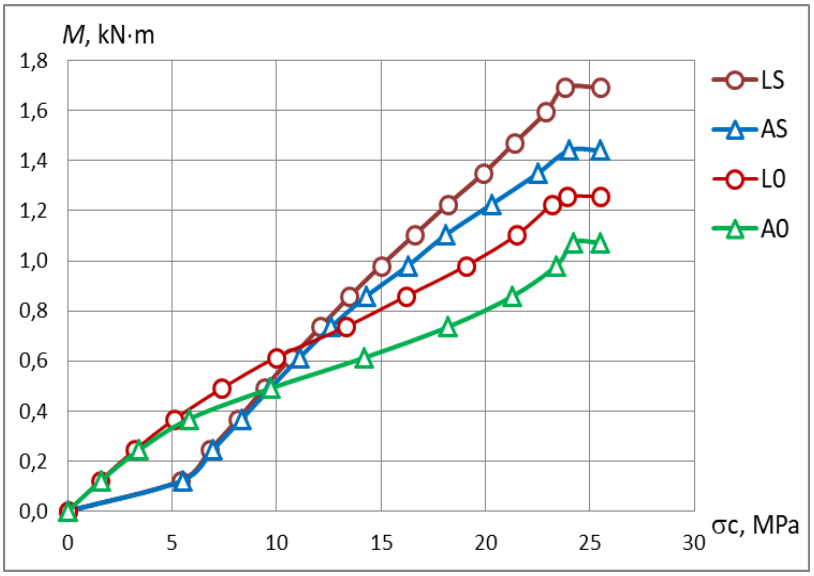


Рис. 3.10 – Розрахункові залежності від згинального моменту:

а – максимальних розтягувальних напружень в арматурі σ_s;

б – максимальних стискаючих напружень в бетоні стиснутої зони σ_c

Таблиця 3.3 – Порівняння результатів розрахункового та натурного експериментів

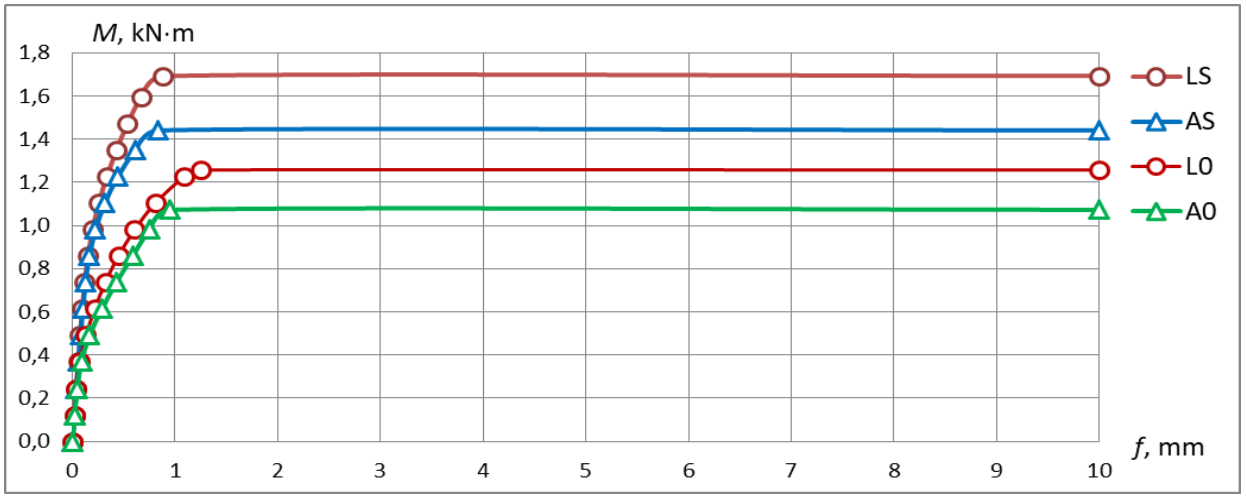
Показники напружено-деформованого стану моделей			Позначення	Один. вимір.	Величина для моделі з арматурою			
					ненапруженою		напруженою	
					неанкерованою	анкерованою	неанкерованою	анкерованою
					L0	A0	LS	AS
Момент	розрахунковий	тріщиностійкості	M_{crc}	кН·м	0,43	0,39	0,88	0,72
		руйнівний	M_{cre}	«	1,26	1,07	1,69	1,44
	експериментальний	тріщиностійкості	M_{dc}	«	0,49	0,74	1,12	1,23
		руйнівний	M_{de}	«	1,50	1,55	1,75	1,44
Відхилення розрахункової від експериментальної величини моменту		тріщиностійкості	Δ_{cr}	%	–12,2	–47,3	–21,4	–41,5
		руйнівного	Δ_d	«	–16,0	–31,0	–3,4	0
Максимальне стискаюче напруження в бетоні на кінцях моделей (в прианкерних ділянках) від попереднього напруження арматури			σ_c	МПа	–	–	9,7	13,9
Максимальне напруження в бетоні стисненої зони під час розкриття тріщин			«	«	9,9	5,8	13,5	14,5
Максимальне напруження під час руйнування	в бетоні стисненої зони		«	«	23,9	25,5	23,8	24,0
	в розтягнутій арматурі		σ_s	«	225	178	382	289

На рис. 3.11 згруповано на одній координатній сітці діаграми деформування моделей з ненапруженою та попередньо напруженою, неанкерованою та анкерованою арматурою. На кожній діаграмі спостерігаються три ділянки. Перша – похила пряма, відповідна лінійній пружній стадії, друга – крива, відповідна нелінійній пружно-пластичній стадії, третя – горизонтальна пряма, відповідна подальшому зростанню деформації за постійного згинального моменту, отже стадії руйнування.

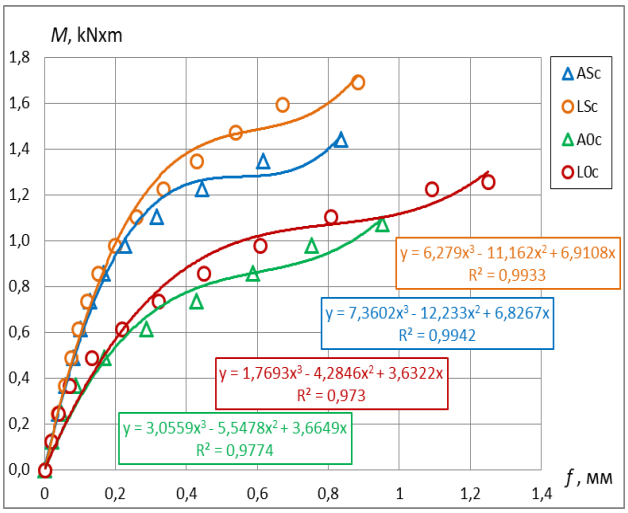
На лінійній пружній стадії, яка спостерігається для моделей з ненапруженою арматурою до згинального моменту 0,4 кН·м (рівень

навантаження близько 0,3), а з попередньо напруженою арматурою – до 0,8 кН·м (рівень навантаження близько 0,5), інтенсивність деформування моделей з неанкерованою та анкерованою арматурою фактично однакова.

а)



б)



в)

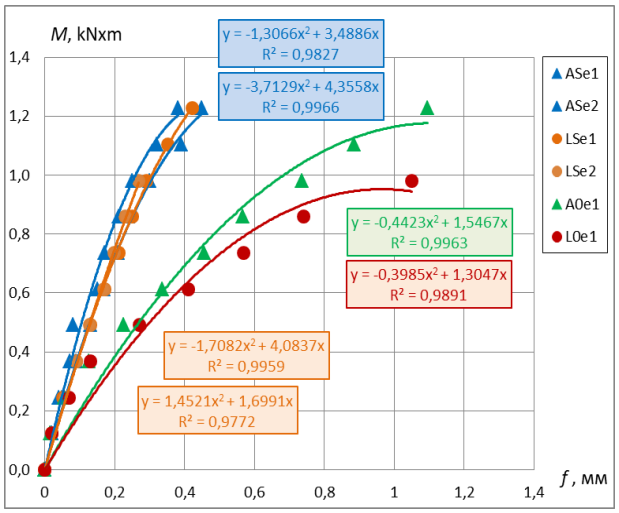


Рис. 3.11 – Діаграми деформування моделей: *а* – в повному діапазоні деформування розрахункові; *б* – в пружно-пластичній стадії деформування розрахункові; *в* – те ж саме експериментальні

На нелінійній пружно-пластичній стадії деформаційна поведінка ненапружених та напружених моделей суттєво відрізняється – ненапружені моделі деформуються набагато інтенсивніше, що повністю узгоджується з існуючою теорією попередньо напруженого залізобетону.

На нелінійній стадії на розрахункових діаграмах (рис. 3.11, *б*) деформування моделей з анкерованою арматурою стає дещо більш інтенсивним порівняно з моделями з неанкерованою арматурою. Проте на експериментальних діаграмах (рис. 3.11, *в*) у моделей з ненапруженою арматурою навпаки деформування моделей з анкерованою арматурою є менш інтенсивним порівняно з моделями з неанкерованою арматурою. Разом з тим на експериментальних діаграмах характер деформування моделей з попередньо напруженою як неанкерованою, так і анкерованою, є майже однаковим.

Отже, з цього можна зробити висновок, що анкерування арматури майже не впливає на деформаційну поведінку, отже, жорсткість моделей як з ненапруженою, так і попередньо напруженою арматурою.

Для зручності аналізу тріщиностійкості та міцності моделей результати розрахункового та натурного експериментів узагальнено на рис. 3.12 у вигляді діаграми величин моменту тріщиностійкості M_{crc}, M_{cre} і руйнівного моменту M_{dc}, M_{de} моделей. Як видно із рис. 3.12 і табл. 3.3, розрахункові та експериментальні величини моментів в цілому корелюють між собою. Проте розрахункові величини менші за експериментальних: моментів тріщиностійкості M_{cr} – на 12–47 %, руйнівних моментів M_d – на 0–31 %. Така розбіжність пояснюється нечітким проявом та, відповідно, фіксацією факту руйнування, а, особливо, розкриття першої тріщини під час випробування. Враховуючи це, розрахункові величини можна вважати достовірними, в цілому підтвердженими експериментально.

Результати більш докладного аналізу впливу анкерування та попереднього напруження арматури в моделях на їх тріщиностійкість та міцність узагальнено в табл. 3.4. Із табл. 3.4 видно, що анкерування арматури не підвищує тріщиностійкості (моменту тріщиностійкості M_{cr}) та міцності (руйнівного моменту M_d) моделей і навіть призводить до їхнього певного зменшення: тріщиностійкості – на 9 і 18 % за ненапруженої та попередньо

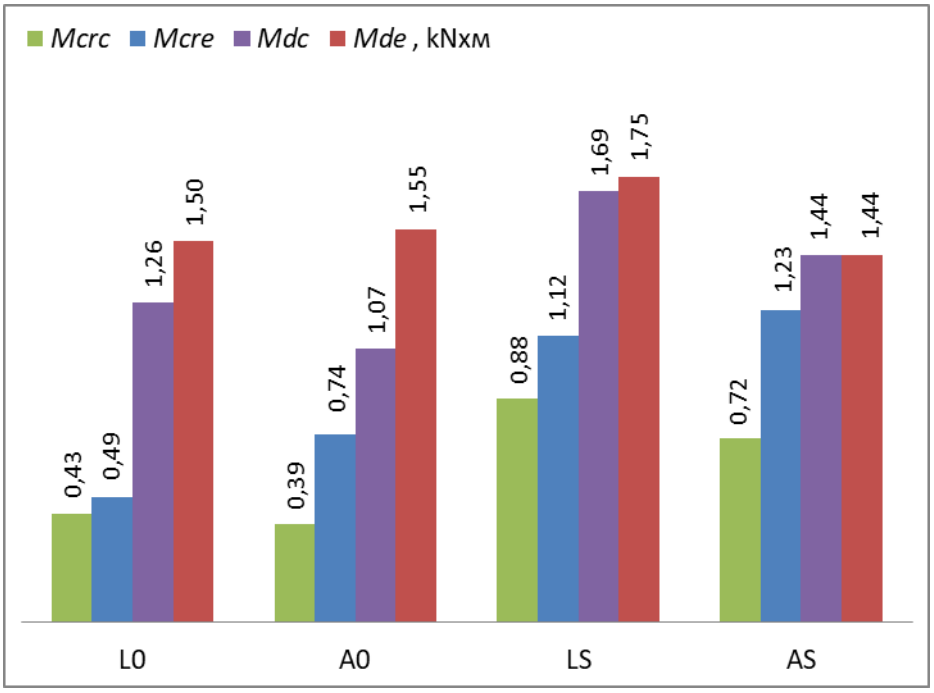


Рис. 3.12 – Розрахункові (з індексами «*c*») та експериментальні (з індексами «*e*») величини моменту тріщиностійкості M_{crc}, M_{cre} і руйнівного моменту M_{dc}, M_{de} моделей з арматурою: неанкерованою ненапруженою L0, анкерованою ненапруженою A0, неанкерованою попередньо напруженою LS, анкерованою попередньо напруженою AS

Таблиця 3.4 – Узагальнені характеристики впливу попереднього напруження і анкерування на момент тріщиностійкості та руйнівний момент моделі

Показник впливу попереднього напруження і анкерування на тріщиностійкість та міцність моделей				Од. вимір.	Величина
Зміна моменту	тріщино-стійкості M_{cr}	від попереднього напруження для моделі з арматурою	неанкерованою	%	+104.1
			анкерованою	«	+84.6
		від анкерування для моделі з арматурою	ненапруженою	«	–9.1
			попередньо напруженою	«	–18.2
	руйнівного M_d	від попереднього напруження для моделі з арматурою	неанкерованою	«	+34.1
			анкерованою	«	+34.5
		від анкерування для моделі з арматурою	ненапруженою	«	–15.1
			попередньо напруженою	«	–19.8

напруженої арматури, відповідно; міцності – на 15 і 20 % за ненапруженої і попередньо напруженої арматури, відповідно. Разом з тим попереднє напруження арматури підвищує тріщиностійкість моделей з неанкерованою арматурою – на 104 %, з анкерованою арматурою – на 85 %, а міцність – на 34 % за неанкерованої арматури і на 35 % – за анкерованої.

Аналіз величин напружень в бетоні та арматурі на різних стадіях навантаження показує наступне:

- стискаючі напруження в бетоні від попереднього напруження арматури на кінцях моделей складають у випадку неанкерованої арматури 9,7 МПа, у випадку анкерованої – 13,9 МПа або на 43,3 % більше, що узгоджується з існуючими даними [58, 59]. Незважаючи на те, що на стадії розкриття тріщин напруження в цій зоні не збільшуються, така величина свідчить про необхідність досліджень цієї зони на скінченоелементій моделі самої шпали;

- на момент руйнування стискаючі напруження в бетоні в усіх моделях не перевищують границю міцності 35,7 МПа, хоча для моделей з попередньо напруженою арматурою їх вигляд після руйнування (рис. 3.7, *г*, 3.8, *г*) на відміну від моделей з ненапруженою арматурою (рис. 3.5 *в*, 3.6, *в*) може свідчити про руйнування бетону стиснутої зони;

- на момент руйнування напруження в розтягнутих стержнях моделей з неанкерованою попередньо напруженою арматурою 382 МПа перевищують її границю текучості 320 МПа, що свідчить про руйнування цих моделей за рахунок текучості арматури. В усіх інших випадках армування моделей їх руйнування спостерігалось за рахунок проковзування арматури та/або руйнування бетону стиснутої зони.

Отже, в цілому встановлено, що анкерування арматури не підвищує стійкість шпал до утворення поперечних тріщин в підрейкових та середньому перерізах і його можна вважати заходом, доцільним з технологічних міркувань, а також таким, що дозволяє захистити торці арматурних стержнів від контакту із зовнішнім середовищем для запобігання стікання з них

струмів витоку [24, 51]. Проте потенційно позитивний вплив анкерних плит на стійкість шпал до утворення подовжніх тріщин на кінцях шпал залишився недослідженим через конструкцію дослідних моделей, які містять тільки один рід арматури в поперечному напрямку. Це в певній мірі є недоліком проведеного дослідження, який може бути усунутий проведенням досліджень цієї зони на скінченно-елементній моделі самої шпали.

Отримані результати підтверджують можливість конструювання шпал з анкерованою арматурою потрібної тріщиностійкості розрахунками методом скінчених елементів за [91, 94-96]. Певним обмеженням є необхідність додаткового дослідження прианкерної зони зі встановленням її впливу на стійкість шпали до подовжніх тріщин на її кінцях. Такі шпали можуть бути впроваджені після їх дослідної експлуатації на електрифікованій вантажонапруженій ділянці залізниці у встановленому порядку за умови відсутності їхнього пошкодження більше ніж допускається чинними нормами.

Результати цих досліджень опубліковано у [100–102]. Як розвиток цього дослідження доцільно дослідити методом скінчених елементів напружено-деформований самих шпал з анкерованою попередньо напруженою арматурою, завертаючи увагу на прианкерну зону, а також виконати випробування навантаженням шпал в натуральну величину з вимірюванням деформацій і напружень в бетоні та арматурі за допомогою тензометричних датчиків тощо. Але проведення таких досліджень пов’язано з труднощами, які полягатимуть у складності порівняння виміряних величин напружень в бетоні та арматурі з величинами еквівалентних напружень в моделях.

3.3 Вплив положення арматури на тріщиностійкість моделі шпали в зоні рейкового скріплення

Результати дослідження впливу положення композитної арматури на тріщиностійкість шпали в зоні рейкового скріплення на моделях за методикою п. 2.2 наведені у табл. 3.5 та на рис. 3.13, 3.14. Зокрема на рис. 3.13 представлено вигляд моделей перед початком навантаження, під час утворення первинної тріщини і підж час руйнування, на рис. 3.14 – залежності моментів тріщиностійкості M_{cr} та руйнування M_d моделей від відношення відстані від осі арматури до розтягнутої грані моделі до висоти моделі a/h.

Таблиця 3.5 – Результати експериментального дослідження впливу положення композитної арматури на тріщиностійкість шпали в зоні рейкового скріплення на моделях

29.11.2023					01.12.2023		04.12.2023											
Quantity, kg			S:C	W/C	R, MPa		h, mm	a, mm	a/h	l, m	№	P_{cr}, kg		P_d, kg		M_{cr} = $=P_{cr}l/4$	M_d = $=P_dl/4$
C	S	W															
1,2	1,836	0,5	1,53	0,42	21,6	24,1	40	10	0,25	0,1	1	860	805	860	805	20,13	20,13
											2	750		750			
								20	0,5		3	680	490	700	700	12,25	17,50
											4	300		700			
								30	0,75		5	300	290	440	460	7,25	11,50
											6	280		480			
								40	1		7	10		10		0,25	0,25

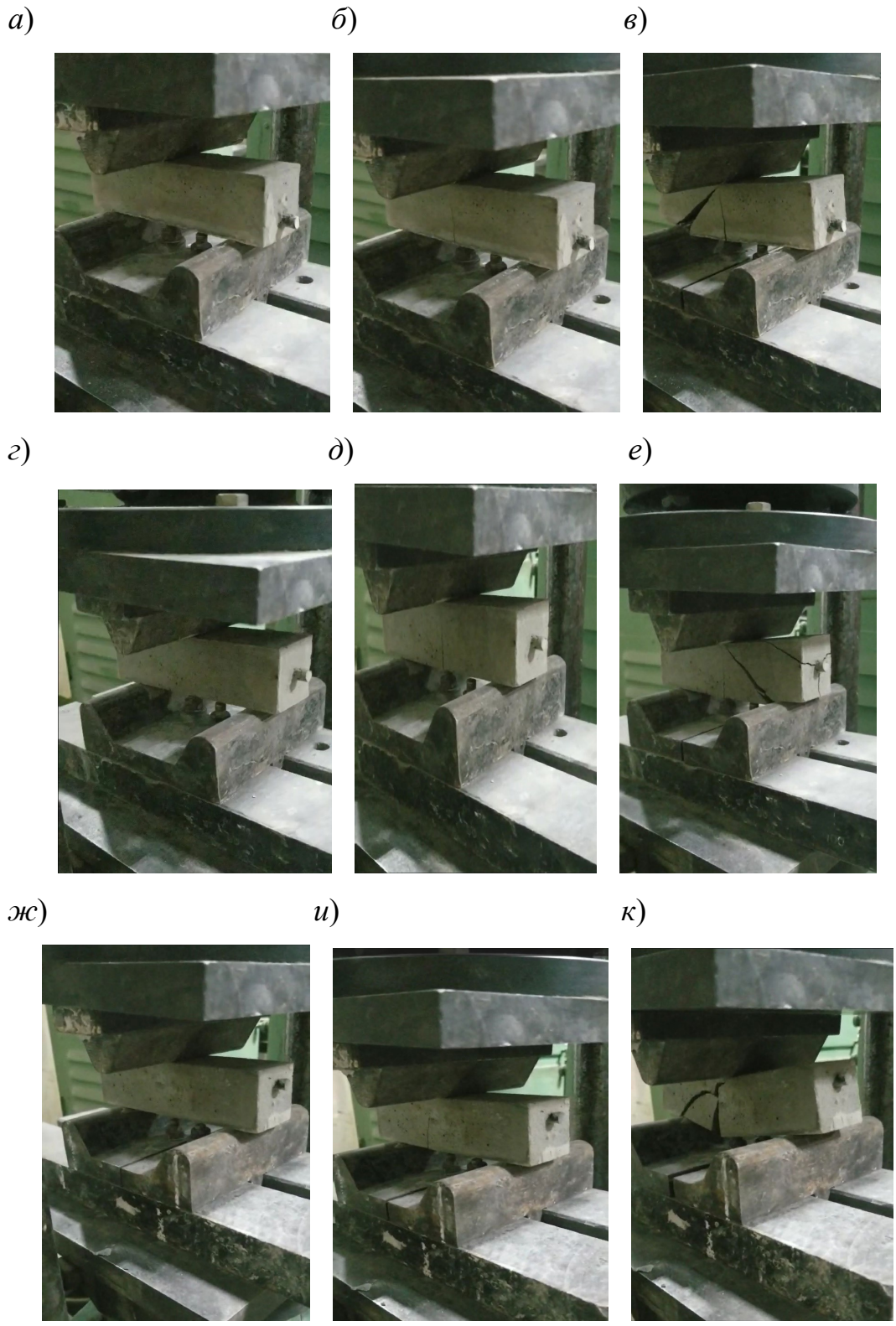


Рис. 3.13 – Випробування моделей: *а* – з відношенням *a*/*h* = 0,25, початок навантаження; *б* – теж саме відкриття тріщини; *в* – руйнування; *г* – з відношенням *a*/*h* = 0,5, початок навантаження; *д* – теж саме відкриття тріщини; *е* – руйнування; *ж* – з відношенням *a*/*h* = 0,75, початок навантаження; *и* – теж саме відкриття тріщини; *к* – руйнування

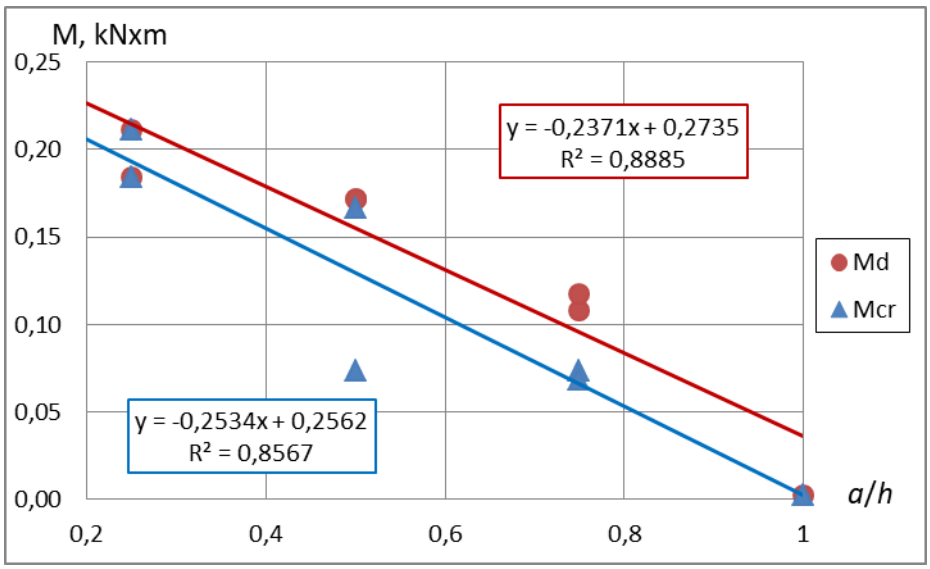


Рис. 3.14 – Залежність моментів тріщиностійкості M_{cr} та руйнування M_d моделей від відношення відстані від осі арматури до розтягнутої грані моделі до висоти моделі a/h

Характер руйнування моделей, наведений на рис. 3.13, показує, що руйнування з найбільшим тріщоноутворенням спостерігається навіть не за a/h = 0,75, як можливо було припустити, а за a/h = 0,5, отже із зосередженням арматури навколо нейтральної вісі.

Наведені на рис. 3.14 залежності моментів тріщиностійкості M_{cr} та руйнування M_d моделей від відстані між віссю арматури і розтягнутою гранню моделі до висоти моделі a/h добре апроксимуються з коефіцієнтами кореляції R = 0,93 і 0,94 лінійними рівняннями.

Для підрейкового перерізу шпали, наведеного на рис. 1.1, *б* і 2.1 відношення відстані між центром найближчого ряду арматурного пакету та гранню підрейкової площадки, на якій утворюються концентратори розтягувальних напружень (рис. 1.9) та тріщини (рис. 1.8, *б*), до висоти усього перерізу a/h складе:

$$a/h = 98/218 = 0,45.$$

За a/h = 0,45 згідно із отриманими рівняннями регресії для досліджених моделей моменти складуть:

$$M_{cr} = –0,2534 \cdot 0,45 + 0,2562 = 0,142 \text{ кН·м};$$
$$M_d = –0,2371 \cdot 0,45 + 0,2735 = 0,167 \text{ кН·м}.$$

Зазначені рівняння регресії дозволяють оцінити можливість підвищення тріщиностійкості шпали в підрейковому перерізі за рахунок зміщення крайнього ряду арматури пакету в бік підрейкового перерізу. Наприклад, зменшення a/h від 0,45 до 0,25 обумовить нові величини моментів M_{cr} та M_d:

$$M_{cr} = –0,2534 \cdot 0,25 + 0,2562 = 0,193 \text{ кН·м};$$
$$M_d = –0,2371 \cdot 0,25 + 0,2735 = 0,214 \text{ кН·м}.$$

Ці величини перевищують M_{cr} та M_d для a/h = 0,45 на (0,193–0,142)·100/0,142 = 35,9 % та (0,214–0,167)·100/0,167 = 28,1 %, відповідно.

Отже, розсунення арматурного пакету з максимальним наближенням крайнього ряду арматури до підрейкової площадки дозволить підвищити тріщиностійкість шпали в зоні анкера (момент тріщиноутворення) на 35 %.

Результати досліджень пп. 3.2, 3.3, опубліковано у [100-104].

3.4 Вплив дисперсного армування фіброю на тріщиностійкість шпали в зоні рейкового скріплення

Результати дослідження впливу фібри на тріщиностійкість бетону, зокрема, розчинної складової бетону шпал, за методикою п. 2.3 наведено на рис. 3.15 та додатково узагальнено в табл. 3.6. Результати представлені для бетону у віці 180 діб.

Як видно із табл. 3.6 та рис. 3.15 уведення фібри підвищує міцність розчину на розтяг, проте практично не підвищує міцність на стиск, а в багатьох випадках і знижує.

Найкращі показники підвищення тріщиностійкості забезпечило додавання фібри:

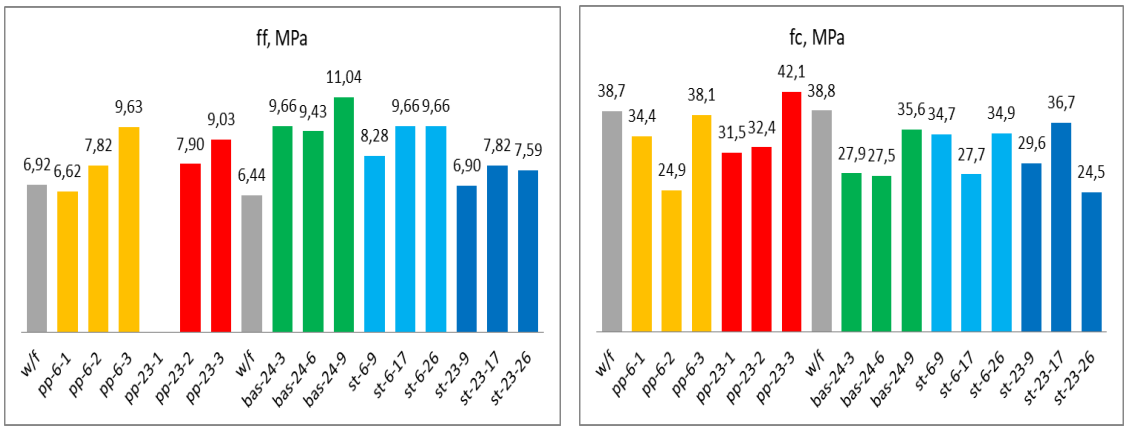
- базальтової довжиною 24 мм в кількості 6 кг/м^3;

- сталевої довжиною 6 мм в кількості 26 кг/м^3, які забезапечили підвищення міцності на розтяг за згином в 1,5 рази, критерій тріщиностійкості 0,35 та його покращення у понад 2 рази.

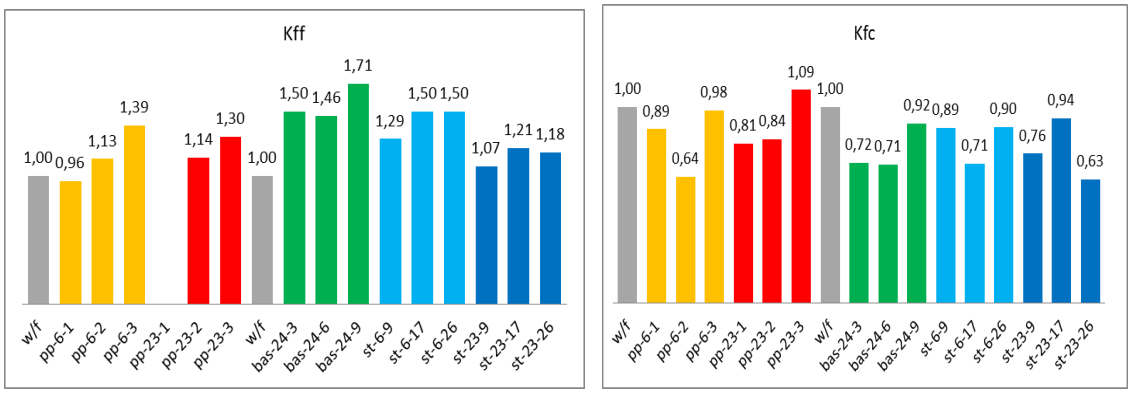
Проте бетон зі сталеваю фіброю, як було вказано у [36, 45], зазнає електрокорозійних ушкоджень, тому його використання для шпал на електрифікованих ділянках залізниць вимагає окремих досліджень.

Результати дослідження опубліковано у [100-102], а також використано у підготовці публікацій [103, 104].

а) *б*)



в) *г*)



д) *е*)

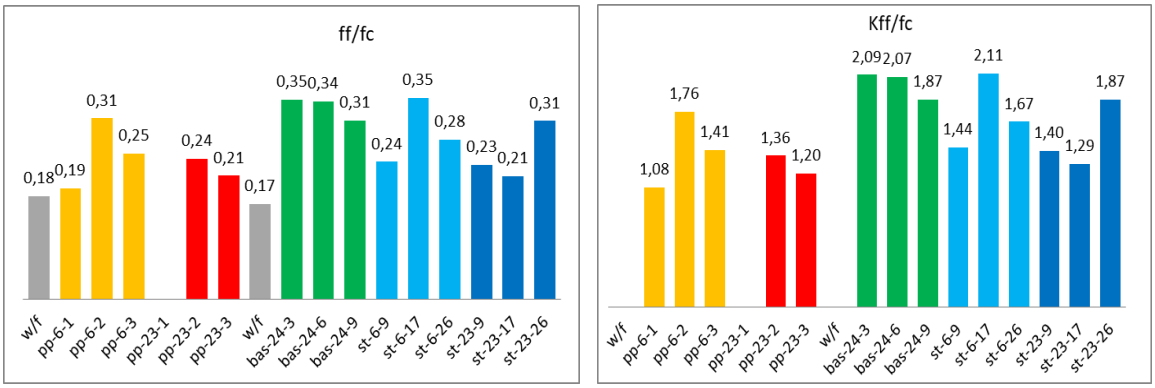


Рис. 3.15 – Показники фізико-механічних властивостей і тріщиностійкості фіброробетону з різними видами і витратою фібри (табл. 2.1): *а* – міцність на розтяг за згином f_f; *б* – міцність на стиск f_c; *в* – коефіцієнт підвищення міцності на розтяг за згином за рахунок уведення фібри K_{inff}; *г* – коефіцієнт підвищення міцності на стиск за рахунок уведення фібри K_{infc}; *д* – критерій тріщиностійкості – відношення міцності на розтяг за згином до міцності на стсик f_f/f_c; *е* – коефіцієнт покращення критерію тріщиностійкості $K_{ff/fc}$

Таблиця 3.6 – Характеристики фібри та експериментальних складів

Назва, торгівельна марка фібри	Густина волокна, кг/м^3	Довжина волокна, мм	№	Позначення	Витрата фібри на 1 м^3 бетону, кг	Коефіцієнти підвищення міцності		Критерій тріщиностійкості	Коефіцієнт покращення критерію
						K_{ff}	K_{fc}	f_f/f_c	$K_{ff/fc}$
Без фібри	–	–	К	w/f	0	1,00	1,00	0,18	
Полімерна MicroArm 6	910	6	1	pp-6-1	1	0,96	0,89	0,19	1,08
			2	pp-6-2	2	1,13	0,64	0,31	1,76
			3	pp-6-3	3	1,39	0,98	0,25	1,41
Полімерна XMesh 23		23	4	pp-23-1	1		0,81		
			5	pp-23-2	2	1,14	0,84	0,24	1,36
			6	pp-23-3	3	1,30	1,09	0,21	1,20
Базальтова Техно-базальт 24	2850	24	7	bas-24-3	3,13	1,00	1,00	0,17	
			8	bas-24-6	6,26	**1,50**	**0,72**	**0,35**	**2,09**
			9	bas-24-9	9,40	1,46	0,71	0,34	2,07
Сталева	7800	6	10	st-6-9	8,57	1,71	0,92	0,31	1,87
			11	st-6-17	17,14	1,29	0,89	0,24	1,44
			12	st-6-26	25,71	**1,50**	**0,71**	**0,35**	**2,11**
		23	13	st-23-9	8,57	1,50	0,90	0,28	1,67
			14	st-23-17	17,14	1,07	0,76	0,23	1,41
			15	st-23-26	25,71	1,21	0,94	0,21	1,29

3.5 Вплив крупності заповнювачів на міцність бетону на розтяг і тріщиностійкість виробів

Найбільш фундаментальним показником фізико-механічних властивостей бетону можна вважати його міцність на розтяг. Міцність на розтяг визначає не тільки утворення тріщин і руйнування в розтягнутих зонах конструкцій, що згинаються, але й руйнування бетону від стискаючих навантажень/напружень. Під стискаючим навантаженням бетон руйнується від розтягувальних напружень, які виникають від поперечної деформації в стиснутих виробах і зонах конструкцій [73]. Бетон ушкоджується та руйнується від розтягувальних

напружень також внаслідок поперемінного заморожування та відтавання, усадки через висушування, сольової корозії через кристалізацію солей. У [70, 97–100] висувалось і доводилось припущення, що за порівняною міцністю на стиск дрібнозернисті бетони мають більш високу міцність на розтяг, ніж звичайні бетони з щебенем або гравієм як крупнім заповнювачем. У [70, 73] показано також, що міцність бетону в більшому ступені визначається характером прошарків цементного каменю в місцях максимального зближення між зернами піску та щебеню, оскільки в міжзернових пустотах між ними структура продуктів гідратації цементу а, отже, цементний камінь, менш щільні.

Виходячи з другого припущення міцність бетону на розтяг f_{ct} можна представити за аналогією з рівнянням міцності дисперсних систем Ребіндера-Щукіна [73]:

$$f_{ct} = nFt, \tag{3.1}$$

де n – кількість одиничних контактів в одиниці площі поперечного перерізу розтягнутого виробу або зони, 1/м^2;

F_t – сила, необхідна на розрив одиничного контакту між зернами дрібного заповнювача, H (рис. 3.16, *а*);

$$F_t = f_{cpt}S, \tag{3.2}$$

де f_{cpt} – міцність на розтяг цементного каменю в контактних зонах між зернами дрібного заповнювача, Па; S – площа контактної зони в одиничному контакті.

Враховуючи кубоподібну кутасту форму зерен дрібних заповнювачів припустимо, що між ними переважають контакти між кутом і плоскою ділянкою поверхні (рис. 3.16, *б*). У цьому випадку S від розміру зерен не залежить.

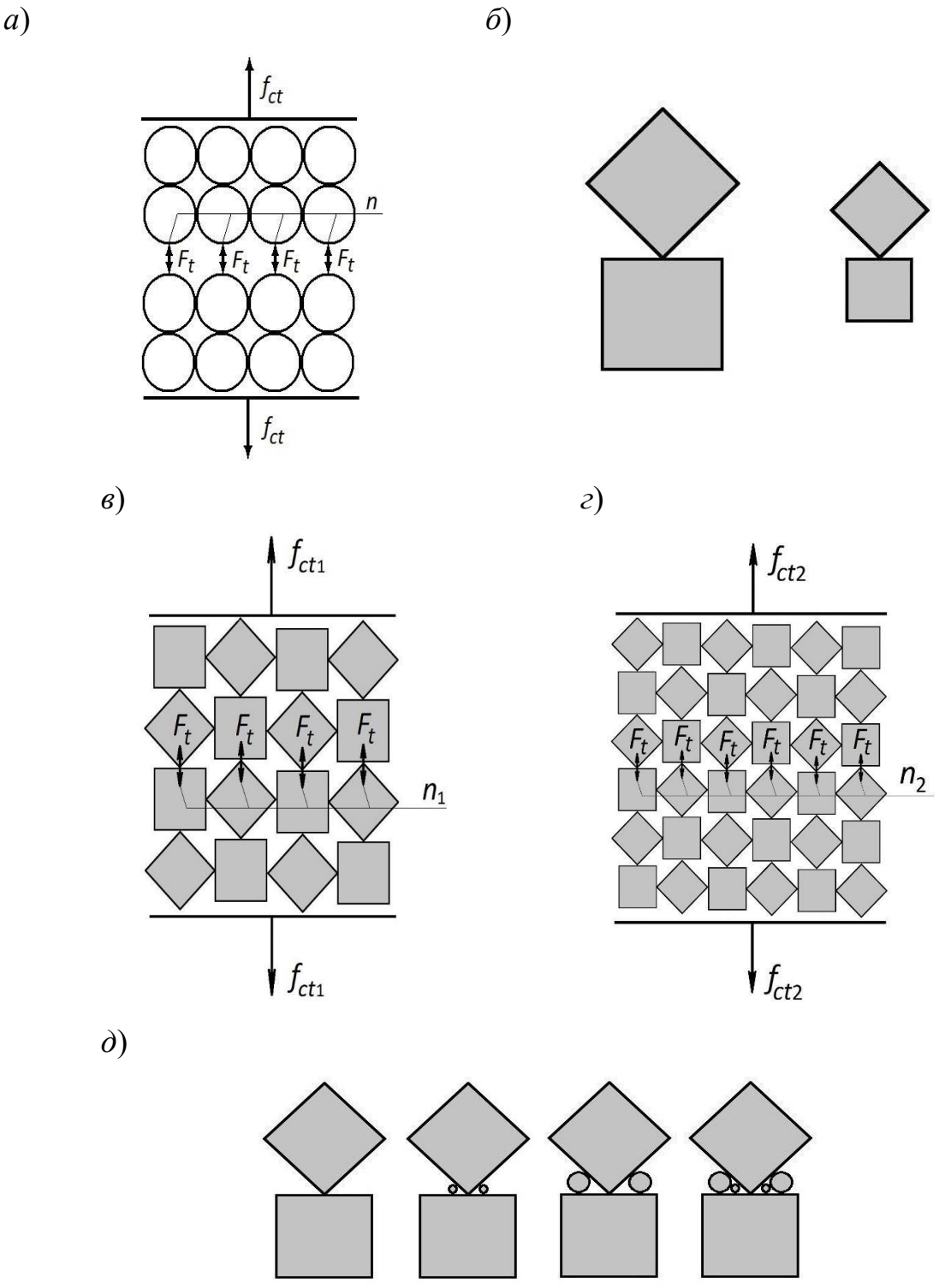


Рис. 3.16 – Схеми контактів: *а* – між частинками дисперсної фази в дисперсній системі; *б* – між окремими частинками кутастої форми різного розміру; *в*, *г* – між зернами заповнювача кутастої форми в структурі дрібнозернистого бетону з більшими (*в*) і меншими (*г*) зернами; д – ущільнення контактів між зернами заповнювача частинками наповнювачів і мікронаповнювачів

Підставляючи рівняння (3.2) у (3.1) отримаємо

$$f_{ct} = f_{cpt} n S. \qquad (3.3)$$

З рівняння (3.3) видно, що підвищення міцності на розтяг f_{ct} можна досягнути за рахунок збільшення величини будь-якого з трьох множників, а саме міцності цементного каменю f_{cpt} (зниженням водоцементного відношення W/C тощо), кількості одиничних контактів в одиниці площі поперечного перерізу n, а також площі одиничного контакту S. Отже, у випадку однакового цементного каменю, тобто однакового f_{cpt}, бетон із меншими зернами заповнювача забезпечить більшу кількість контактів $n_2 > n_1$ (рис. 3.16, *в*, *г*) і відповідно більшу міцність на розтяг $f_{ct2} > f_{ct1}$.

Як було зазначено, S мало залежить від розміру зерен заповнювача кутастої форми. Проте в контактах, схема яких наведена на рис. 1.12, *б*, їхня площа S буде збільшуватись у разі вбудовування в них дрібних частинок пилуватих фракцій та/або частинок штучно уведених мінеральних наповнювачів і мікронаповнювачів (рис. 3.16, *д*). Структура дрібнозернистого бетону з частинками мінеральних наповнювачів, які ущільнюють контакти як показано на рис. 3.16, *д* у [70] навіть названа ідеальною. У [70, 100, 101] теоретично визначено та експериментально підтверджено, що розмір визначальної фракції наповнювача має бути у 8 [70, 100] (5–10 [101]) раз менше, ніж заповнювача.

У роботах [73, 101-103] для важкого бетону для досягнення найбільших величин фізико-механічних та гідрофізичних властивостей – міцності на стиск і розтяг, водонепроникності, у т.ч. безнапірної, мінімальної деформативності пропонується формувати найщільніші упаковки прошарків зерен піску між зернами щебеню, цементних частинок – між зернами піску, кристалів і агрегатів гелю продуктів гідратації – між цементними частинками (частиками мінеральних добавок, клінкерними реліктами). Для формування

найщільніших упаковок пропонується призначати та забезпечувати оптимальні величини коефіцієнтів розсунення зерен заповнювачів: крупного (щебеню) цементно-піщаним розчином – α_{opt}, дрібного (піску) цементним тістом/каменем – μ_{opt}.

Для дрібнозернистого бетону із обраного для досліджень піску з середньозваженим розміром d_a = 0,2 мм (п. 2.4, табл. 2.2) оптимальний коефіцієнт розсунення заповнювача μ_{opt} складе:

$$\mu_{opt} = 2{,}1\cdot(1+d_{cem}/d_a)^3 - 1{,}1 = 2{,}1\times(1+0{,}03/0{,}2)^3 - 1{,}1 = 2{,}1, \qquad (3.4)$$

де d_{cem} – середній розмір визначальної фракції цементних частинок, 0,03 мм.

Витрата заповнювача – піску (відходу рудозбагачення) на 1 м^3 бетону складе:

$$A = 1 / (\mu_{opt}\text{Пус}/\rho_a^{\text{н}} + 1/\rho_a) = 1 / (2{,}1\cdot 0{,}41/1700 + 1/2800) = 1158 \text{ кг/м}^3, \quad (3.5)$$

де Пус – пустотність піску (відходу рудозбагачення), 41 % або 0,41; /$\rho_a^{\text{н}}$ і ρ_a – насипна та істинна густина піску, 1700 і 2800 кг/м^3, відповідно.

Якщо припустити, що пилувата фракція цього заповнювача в кількості 26 % за масою (рис. 2.18) відповідає за розмірами частинок цементним частинкам і разом з ними утворює між зернами визначальної фракції заповнювача найщільніші упаковки прошарків, скоригована витрата заповнювача має складати A = 1158/(1–0,26) = 1595 кг/м^3.

Якщо прийняти водоцементне відношення W/C = 0,5, витрати цементу C та води W складатимуть:

$$C = (1 - A/\rho_a) / (1/\rho_{cem} + (W/C)/\rho_w); \qquad (3.6)$$

$$C = (1 - 1595/2800) / (1/3100 + 0{,}5/1000) = 523 \text{ кг/м}^3;$$

$$W = C\cdot W/C = 523\cdot 0.5 = 262 \text{ кг/м}^3, \qquad (3.7)$$

де ρ_{cem} – істинна густина цементу, 3100 кг/м^3; ρ_w – густина води, 1000 кг/м^3.

Перевірку забезпечення щільності структури бетону здійснимо згідно з рівнянням абсолютних об’ємів:

$$A/\rho_a + C/\rho_{cem} + W/\rho_w = 1595/2800 + 523/3100 + 262/1000 = 1 \text{ м}^3. \quad (3.8)$$

Отже, принцип абсолютних об’ємів та, відповідно, щільну структуру бетону забезпечено.

В співвідношенні за масою оптимальний склад бетону складе:

$$A : C : W = 1595/523 : 1 : 0{,}5 = 3 : 1 : 0{,}5. \quad (3.9)$$

Цей склад визначено для експериментальних досліджень впливу крупності заповнювачів на міцність бетону на розтяг і тріщиностійкість виробів.

Виконано експериментальні дослідження залежності міцності на стиск f_c і розтяг f_{ct} дрібнозернистого бетону на піску – відході рудозбагачення від показників його складу, зокрема від виду заповнювача – піску природного Ппр і піску – відходу рудозбагачення Пвр (табл. 3.7, рис. 3.17, *а*); відношення вмісту заповнювача до вмісту цементу A:C (табл. 3.7, рис. 3.17, *б*); відносного вмісту мінеральної добавки (наповнювача, мікронаповнювача) – мікрокремнезему МК та золи винесення ЗВ (табл. 3.8, рис. 3.17, *в*); водоцементного відношення W/C (табл. 3.8, рис. 3.17, *г*).

Із табл. 3.7 і рис. 3.17, *а* видно, що за однакових W/C = 0,5 міцність на стиск і розтяг дрібнозернистого бетону на дрібнішому піску – відході рудозбагачення з модулем крупності 0,65 виявилася відповідно в 2,17 і 1,9 разів вищими за міцність на стиск та розтяг дрібнозернистого бетону на природному піску.

Таблиця 3.7 – Результати дослідження впливу виду та вмісту заповнювача на міцність бетону на стиск та розтяг за згином

Склад бетону			Міцність бетону, МПа		f_{ct}/f_c
Заповнювач	A:C	W/C	на стиск f_c	на розтяг за згином f_{ct}	
Пісок природний	3	0,5	13,1	5,1	0,39
Пісок – відхід рудозбагачення	1	0,5	28	9,8	0,35
	2		28	10	0,36
	3		28,5	10	0,35
	4		27	9,7	0,36
	5		24,5	9,3	0,38
	6		22	8,8	0,40

Відношення f_{ct}/f_c у дрібнозернистого бетону на дрібнішому піску – відході рудозбагачення виявилося на 10 % менше порівняно з бетоном на природному піску.

Залежності міцності на стиск f_c і розтяг f_{ct} дрібнозернистого бетону від відносного вмісту заповнювача A:C (рис. 3.17, *б*) добре апроксимуються (з коефіцієнтами кореляції 0,99) поліномами другого ступеня (квадратними рівняннями). Із рис. 3.17, *б* видно, що зі збільшенням вмісту заповнювача від A:C = 1:1 до 3:1 міцність на стиск f_c і розтяг за згином f_{ct} змінюються несуттєво, зростаючи від 28 до 28,5 (на 1,8 %) та від 9,8 до 10 (на 2 %), після чого з подальшим збільшенням A:C f_c і f_{ct} знижуються, проте відношення f_{ct}/f_c зростає. Це відповідає отриманому теоретичним розрахунком оптимальному складу бетону A:C = 3:1.

Відношення f_{ct}/f_c у дрібнозернистого бетону на дрібнішому піску – відході рудозбагачення виявилося на 10 % менше порівняно з бетоном на природному піску.

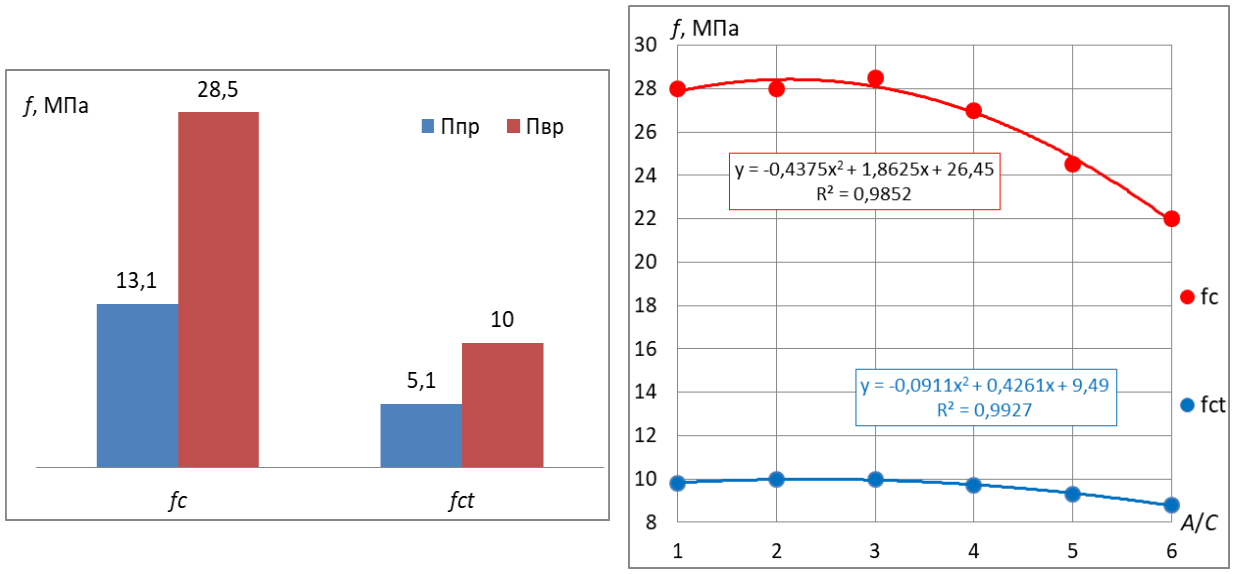
Таблиця 3.8 – Результати дослідження впливу виду та вмісту заповнювача на міцність бетону на стиск та розтяг за згином

Склад бетону					Міцність бетону на стиск f_c, МПа
Заповнювач	A:C	Мінеральна добавка	F/C	W/C	
Пісок – відхід рудозбагачення	3	Мікро-кремнезем	0	0,5	28,5
			0,05		31,0
			0,1		37,0
			0,15		39,0
			0,2		40,0
			0,25		39,5
			0,3		38,5
		Зола винесення	0	0,5	28,5
			0,05		32,5
			0,1		35,0
			0,15		32,5
			0,2		32,0
			0,25		30,0
			0,3		30,5
	2	–	–	0,3	25,2
				0,4	27,2
				0,5	28,5
				0,6	27,5
				0,7	27
				0,8	26,8
				0,9	25,2
				1	23,7

Продовження таблиці 3.8

	2	–	–	0,3	25,2
				0,4	27,2
				0,5	28,5
				0,6	27,5
				0,7	27
				0,8	26,8
				0,9	25,2
				1	23,7
	3	–	–	0,3	22
				0,4	23,5
				0,5	25
				0,6	24
				0,7	23,5
				0,8	23
				0,9	22
				1	20

а) *б*)



в) *г*)

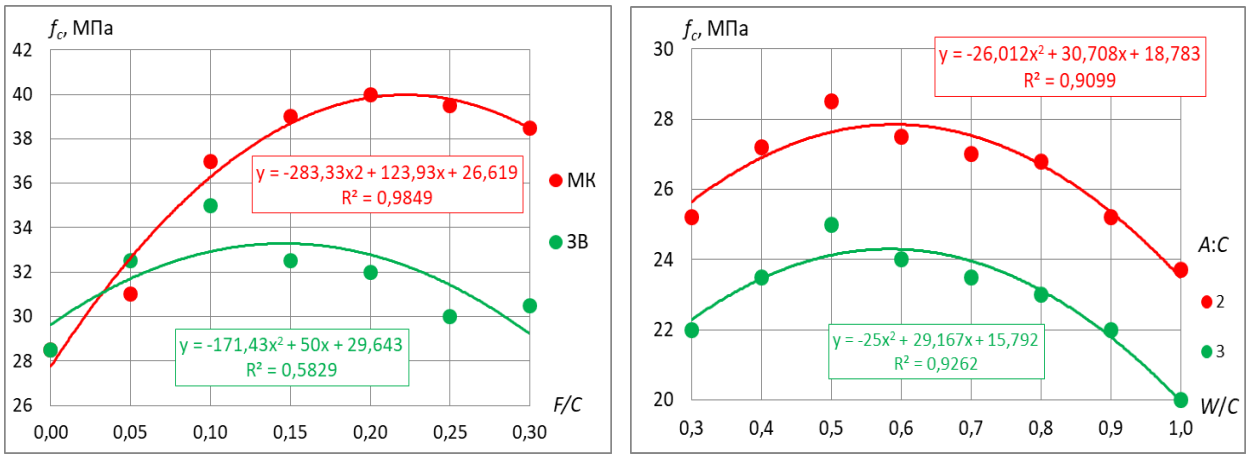


Рис. 3.17 – Залежності міцності на стиск f_c і розтяг f_{ct} дрібнозернистого бетону на піску – відході рудозбагачення від його складу: *а* – від виду заповнювача – піску природного Ппр і піску – відходу рудозбагачення Пвр за $A:C = 3:1$, $W/C = 0{,}5$; *б* – від відношення вмісту заповнювача до вмісту піску $A:C$; *в* –від відносного вмісту мінеральної добавки (наповнювача, мікронаповнювача) – мікрокремнезему МК та золи винесення ЗВ за $A:C = 3:1$, $W/C = 0{,}5$; *г* – від водоцементного відношення W/C

Залежності міцності на стиск f_c від витрати мінеральних добавок – мікрокремнезему та золи винесення (рис. 3.17, *в*), а також водоцементного відношення (рис. 3.17, *г*) також добре апроксимуються (з коефіцієнтом

кореляції 0,99, 0,76, 0,95, 0,96, відповідно) поліномами другого ступеня. Із рис. 3.17, *в*, *г* видно, що обидві залежності мають екстремальний характер з максимумами міцності на стиск за витрати мікрокремнезему 0,2 (20 % від маси цементу), золи винесення – 0,15 (15 %), водоцементного відношення W/C = 0,5…0,6. Зі збільшенням відносного вмісту кремнезему $F:C$ від 0 до 0,15 міцність збільшується: на стиск – від 28,5 до 40 МПа, отже, у 1,4 раза, на розтяг – від 9,7 до 11,6 МПа, отже, у 1,2 рази. З подальшим збільшенням вмісту мікрокремнезему зростання міцності знаходиться в межах статистичної похибки.

Мікрокремнезем з більш дрібними частинками забезпечив більше підвищення міцності порівняно з золою винесення з більш курупними частинками.

Отже, виконано теоретично-експериментальне обґрунтування підвищення міцності бетону на розтяг за рахунок зменшення крупності заповнювачів. Обґрунтовано структуру такого бетону з урахуванням контактів між зернами заповнювача кутастої форми, доведено можливість підвищення міцності уведенням мінеральних добавок із частинками розміром, меншим у п’ять разів, ніж зерна заповнювача та частинки цементу, відповідно. Обґрунтовано визначення складу бетону шляхом визначення і забезпечення оптимальної величини коефіцієнта розсунення зерен заповнювача цементним тістом $\mu_{опт}$ = 2,1 з включенням до нього пилуватих фракцій заповнювача. Визначено та експериментально підтверджено оптимальний склад – заповнювач : цемент : вода = 3:1:0,5 з обов’язковим застосуванням добавки суперпластифікатора полікарбоксилату 1,5 % для забезпечення W/C = 0,5.

Встановлено, що за однакових $A:C$ = 3:1 і W/C = 0,5 міцність бетону на більш дрібних заповнювачах – відходах рудозбагачення з модулем крупності 0,65 перевищує міцність дрібнозернистого бетону на природному особливо дрібнозернистому піску з модулем крупності 1,2: на стиск – у 2,17

рази, на розтяг за згином – в 1,9 раз. Уведення мікрокремнезему в кількості до 15 % маси цементу дає змогу ще підвищити міцність на 44 %. Зазначено, що зі збільшенням міцності будь-якими заходами співвідношення між міцністю на розтяг і стиск f_{ct}/f_c знижується.

Результати цих досліджень опубліковано у [105-107].

Висновки за розділом 3

1. Експериментально встановлено, що внаслідок впливу на моделі шпал електричних потенціалів – постійного та пульсуючого однонаправленого (ПОЕП) сила струму протягом обох видів електричних впливів для всіх зразків зменшується, електричний опір – зросте. Це пояснене поляризацією колоїдних частинок продуктів гідратації цементу та збільшенням електричного опору внаслідок кольматації порового простору неелектропровідними продуктами корозії.

2. Електричні впливи протягом передбаченого методикою строку експозиції нейтралізацію цементного каменю не спричинили.

3. Встановлено, що внаслідок тільки дифузії протягом передбаченої експозиції глибина проникнення хлоридів не перевищує 16–21 мм, тоді як під впливом як постійного потенціалу, так і ПОЕП проникнення внаслідок електроміграційного перенесення відбулось на всю товщину зразків.

4. Сталева дротяна арматура зазнає корозії у порядку зростання інтенсивності: без електричного впливу в середовищі, що містить хлориди – у разі впливу постійного потенціалу у водному середовищі – у разі впливу як постійного потенціалу, так і ПОЕП у середовищі, що містить хлориди.

5. Під впливом ПОЕП у моделі зі сталевою арматурою, незважаючи на стікання струму з випусків арматури, електрокорозійні процеси в цементному камені протікають інтенсивно, очевидно, через процеси

поляризації і деполяризації арматури і шару цементного каменю між арматурою і нижньою гранню.

6. В результаті дослідження міцності, жорсткості та тріщиностійкості моделей залізобетонних шпал з анкерованою та неанкерованою арматурою встановлено, що анкерування арматури не підвищує стійкість шпал до утворення поперечних тріщин в підрейкових та середньому перерізах і його можна вважати заходом, що дозволяє захистити торці арматурних стержнів від контакту із зовнішнім середовищем для запобігання стікання з них струмів витоку, а також доцільним з технологічних міркувань. Проте потенційно позитивний вплив анкерних плит на стійкість шпал до утворення подовжніх тріщин на кінцях шпал залишився недослідженим через конструкцію дослідних моделей, які містять тільки один рід арматури в поперечному напрямку. Стискаючі напруження в бетоні від попереднього напруження арматури на кінцях моделей у випадку анкерування арматури перевищують напруження в моделях з неанкерованою арматурою на 43 %. На момент руйнування стискаючі напруження в бетоні в усіх моделях не перевищують границю міцності бетону на стиск, хоча їх вигляд після руйнування може свідчити про руйнування бетону стиснутої зони.

7. В результаті проведених експериментальних досліджень встановлено, що розсунення арматурного пакету з максимальним наближенням крайнього ряду арматури до підрейкової площадки дозволить підвищити тріщиностійкість шпали в зоні анкера (момент тріщиноутворення) на 35 %.

8. Встановлено, що додавання фібри підвищує міцність бетону на розтяг, проте практично не підвищує міцність на стиск, а в багатьох випадках і знижує її. Найкращі показники підвищення тріщиностійкості забезпечило додавання базальтової фібри довжиною 24 мм в кількості 6 кг/м^3 та сталевої фібри довжиною 6 мм в кількості 26 кг/м^3, які забезапечили підвищення міцності на розтяг за згином в 1,5 рази, критерій тріщиностійкості 0,35 та його покращення у понад 2 рази.

9. Як заходи підвищення тріщиностійкості шпал з анкерними рейковими скріпленнями в зоні підрейкових перерерізів запропоновано розсунути арматурний пакет з наближенням крайнього ряду арматури до підрейкової площадки, та/або уводити в бетон добавку базальтової фібри довжиною 24 мм в кількості 6 кг/м^3.

10. Виконано теоретично-експериментальне обґрунтування підвищення міцності бетону на розтяг за рахунок зменшення крупності заповнювачів. Обґрунтовано структуру такого бетону з урахуванням контактів між зернами заповнювача кутастої форми, доведено можливість підвищення міцності уведенням мінеральних добавок із частинками розміром, меншим у п’ять разів, ніж зерна заповнювача та частинки цементу, відповідно. Обґрунтовано визначення складу бетону шляхом визначення і забезпечення оптимальної величини коефіцієнта розсунення зерен заповнювача цементним тістом $\mu_{опт}$ = 2,1 з включенням до нього пилуватих фракцій заповнювача. Визначено та експериментально підтверджено оптимальний склад – заповнювач : цемент : вода = 3:1:0,5 з обов’язковим застосуванням добавки суперпластифікатора полікарбоксилату 1,5 % для забезпечення W/C = 0,5.

Встановлено, що за однакових $A:C$ = 3:1 і W/C = 0,5 міцність бетону на більш дрібних заповнювачах – відходах рудозбагачення перевищує міцність дрібнозернистого бетону на природному особливо дрібнозернистому піску: на стиск – у 2,17 рази, на розтяг за зином – в 1,9 раз. Уведення мікрокремнезему в кількості до 15 % маси цементу дає змогу ще підвищити міцність на 44 %. Зазначено, що зі збільшенням міцності будь-якими заходами співвідношення між міцністю на розтяг і стиск f_{ct}/f_c знижується.

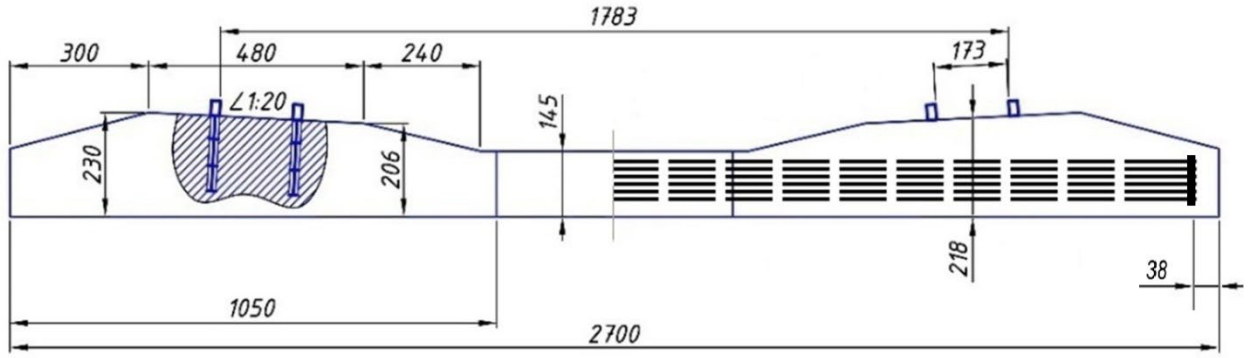
РОЗДІЛ 4
ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕКТРОФІЗИЧНИХ ТА ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛ ТА ОБҐРУНТУВАННЯ УДОСКОНАЛЕННЯ ЇХ КОНСТРУКЦІЇ

4.1 Конструкція шпал з анкерованою арматурою

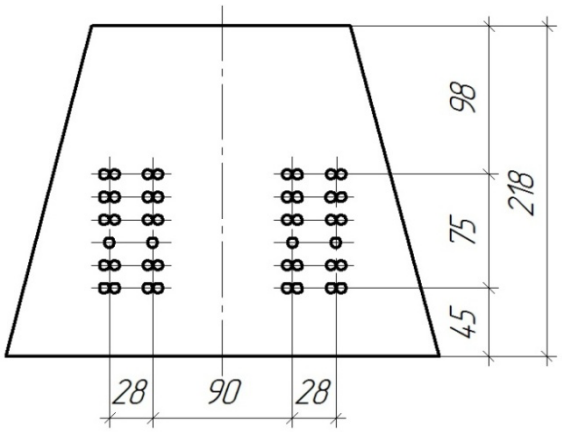
Для аналізу можливості та доцільності анкерування арматури залізобетонних попередньо напружених шпал приймемо за основу шпалу СБ3-0 (рис. 1.1), для якої розрахунки методом скінчених елементів добре апробовані та верифіковані випробуваннями навантаженням. Прийнята для аналізу конструкція шпали наведена на рис. 4.1. Вона відрізняється від шпали СБ3-0 тільки відсутністю обумовлених особливостями технології випусків арматури із торців та наявністю в бетоні на кінцях шпали на відстані 38 мм від її торців сталевих анкерних плит товщиною 5 мм. Анкерні плити містять отвори діаметром 3,5 мм, через які пропускаються арматурні дроти. Дроти кріпляться за пластину висадженими головками. Попередній натяг здійснюється за анкерну плиту за допомогою гвинтів, пропущених крізь отвори в торцях форми і в плиті, і гайок, розташованих за плитою (на рис. 4.1 не показані).

Таке конструктивно-технологічне рішення достатньо просто може бути реалізовано на Старокостянтинівському заводі залізобетонних шпал, на якому вготовляються шпали в коротких 4-місних формах, а попередній натяг здійснюється не гідравлічною станцією з фіксацією упорними гвинтами, як у довгих 10-місних формах інших заводів ЗБШ, а за допомогою натяжних гвинтів, ідентичних упорним.

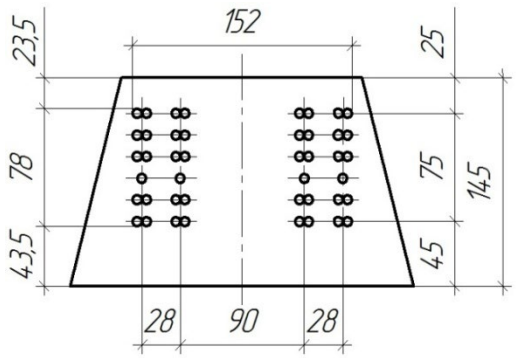
а)



б)



в)



г)

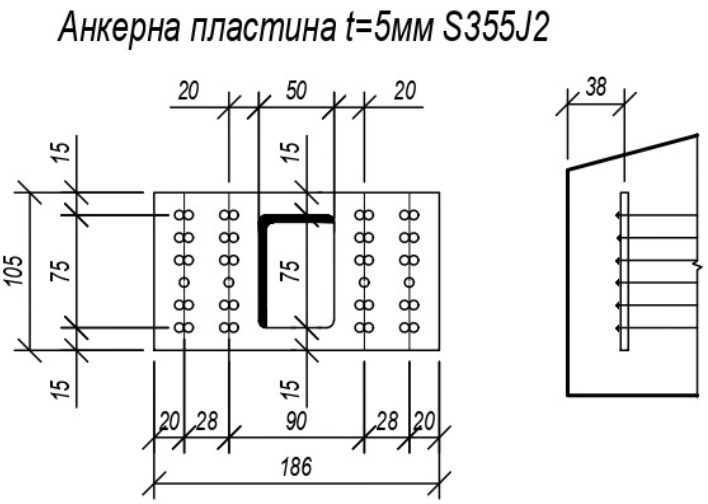


Рис. 4.1 – Розташування арматурного пакету та анкерних плит у шпалах з анкерованою арматурою (аналог-шпала типу СБ3, марки СБ3-1): *а* – в подовжньому напрямку; *б* – в підрейковому перерізі; *в* – у середньому перерізі; *г* – анкерна плита

4.2 Аналіз впливу анкерування арматури та її захисту на торцях на електрофізичні властивості залізобетонних шпал

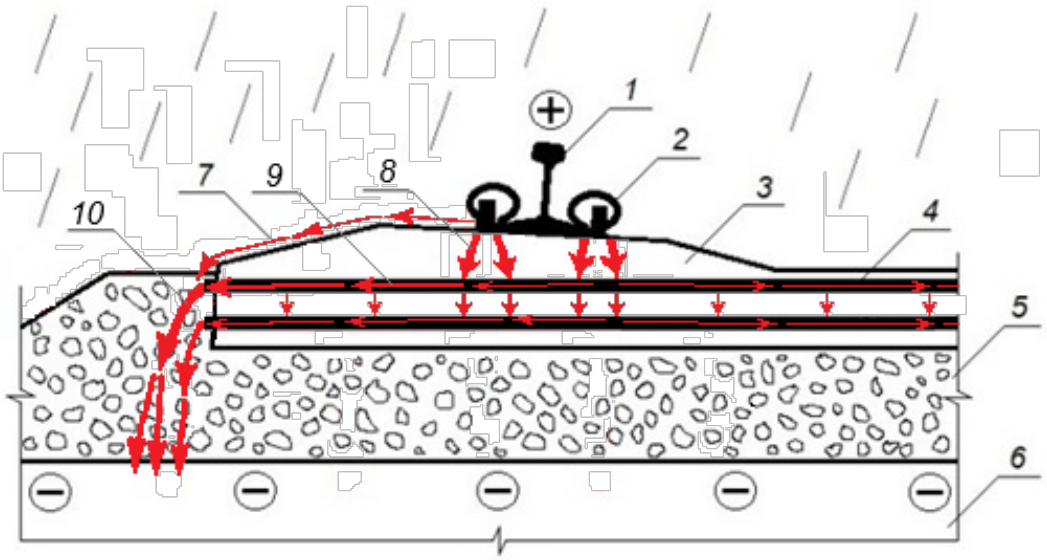
В п. 1.4 показано, що на електрифікованих дільницях саме через залізобетонні шпали протікають струми витоку, обумовлюючи втрату частини тягового струму. Проаналізуємо процес стікання постійного струму крізь стандартні залізобетонні шпали з випусками арматури із торців (рис. 1.1) і шпали з анкерованою та захищеною бетоном на торцях шпал арматурою (рис. 4.1) на основі схеми рис. 1.10.

Схеми протікання струму крізь зазначені шпали у вологу та дощову погоду наведені на рис. 4.2, *а* і рис. 4.2, *б*, відповідно. Стікання здійснюватиметься плівками вологи на поверхні шпал, проте через те, що ця волога не є електролітом, оскільки карбонізований поверхневий шар бетону не містить гідроксиду кальцію $Ca(OH)_2$, поверхневий струм не буде значним і в подальшому аналізі їм зневажимо.

Із рис. 4.1, *а* видно, що у стандартних шпалах з випусками арматури із торців струм стікає з анкерів через поровий електроліт бетону (насичений розчин гідроксиду кальцію) на арматуру, а з її випусків на торцях шпал в баласт і далі через основну площадку в земляне полотно. В цьому випадку можна очікувати інтенсивної електрокорозії арматури починаючи з її випусків з подальшим розповсюдженням вглиб шпали. Відносно бетону арматура дренуватиме струми і бетон з урахуванням його високої щільності не зазнаватиме електроміграційного вилуговування (електрокорозії).

Із рис. 4.1, *б* видно, що у випадку захищеної бетоном на торцях шпал арматури стікання струму здійснюватиметься через захисний шар бетону, спричиняючи його електроміграційне вилуговування (електрокорозію). Проте завдяки арматурі струм витоку розподіляється по всій шпалі, його густина не надто велика і завдяки знов таки високій щільності бетону ці процеси протікатимуть повільно.

а)



б)

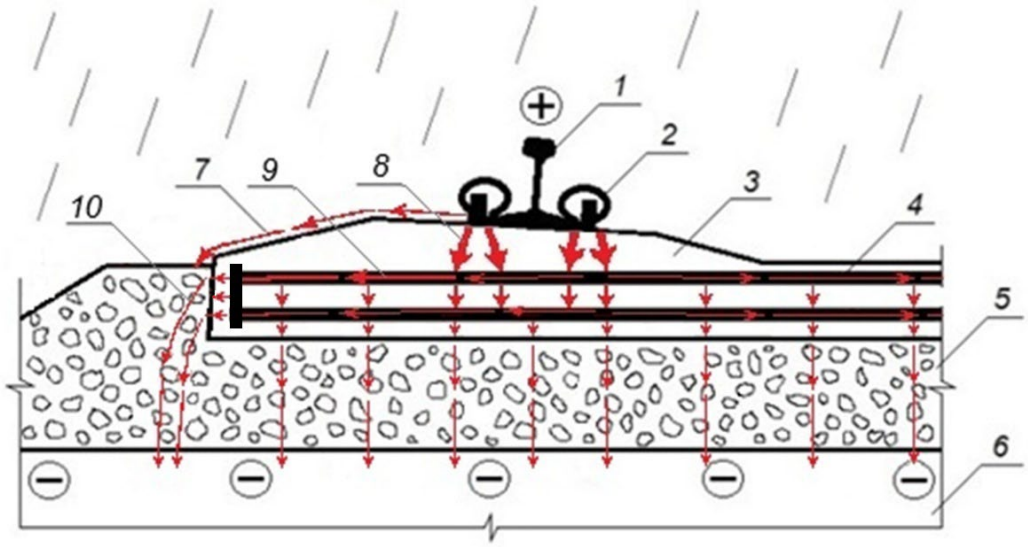


Рис. 4.2 – Схема протікання струму витоку у вологу та дощову погоду крізь залізобетонні шпали: *а* – з випусками арматури на кінцях; *б* – з анкерованою арматурою, захищеною на кінцях бетоном; *1* – рейка; *2* – рейкове скріплення; *3* – бетон шпали; *4* – арматурний дріт; *5* – баласт; *6* – земляне полотно; *7* – струм витоку поверхнею шпали; *8* – струм витоку бетоном; *9* – струм витоку арматурою; *10* – струм витоку баластом в земляне полотно

Результати цього аналізу узагальнені у табл. 4.1.

Таблиця 4.1 – Якісні електрофізичні та електрокорозійні властивості попередньо напружених залізобетонних шпал з неанкерованою та анкерованою (захищеною) арматурою

Конструкція шпали	Електрофізичні показники шпали між анкером і баластом		Втрати тягового струму, струми витоку	Електрокорозія	
	електропровідність	електричний опір		арматури	бетону
Стандартна залізобетонна з випусками арматури на торцях (рис. 4.2, *а*)	Висока	Низький	Високі	Інтенсивна	Відсутня
Залізобетонна з анкерованою захищеною бетоном арматурою на кінцях (рис. 4.2, *б*)	Помірна	Помірний	Помірні	Помірна	Мінімальна

Виконаємо кількісний аналіз впливу анкерування арматури та її захисту на торцях шпал бетоном на їх електрофізичні властивості, зокрема, електричний опір, який впливає на втрати тягового струму, електрокорозійні процеси.

Кількісно цей вплив охарактеризуємо коефіцієнтом збільшення електричного опору за рахунок захисту:

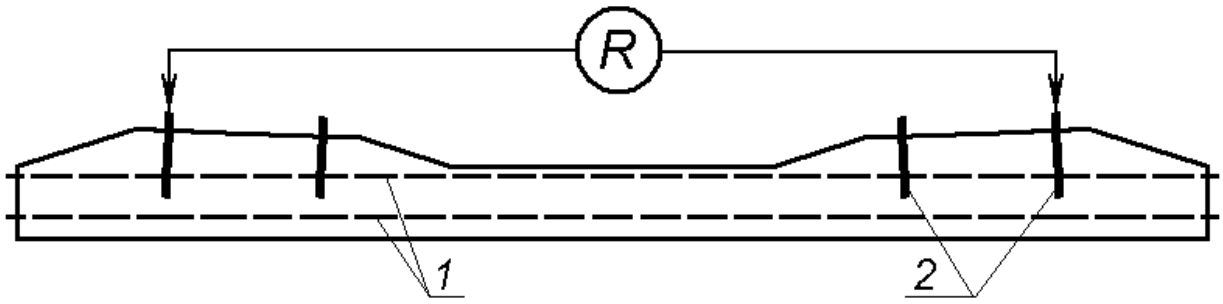
$$K_{\text{е}} = \frac{R_{\text{а}}}{R_{\text{с}}}, \tag{4.1}$$

де $R_{\text{а}}$ – електрчиний опір між анкером і торцем шпали за анкерованої арматури, кОм;

$R_{\text{с}}$ – електричний опір між анкером і торцем стандартної шпали з випусками арматури, кОм.

Електричний опір залізобетонних шпал встановлений національним стандартом України ДСТУ Б.В.2.6-209 [5, 6]. Для контролю нормативних значень електричного пору цим стандартом визначено вимірювання за схемами рис. 4.3.

а)



б)

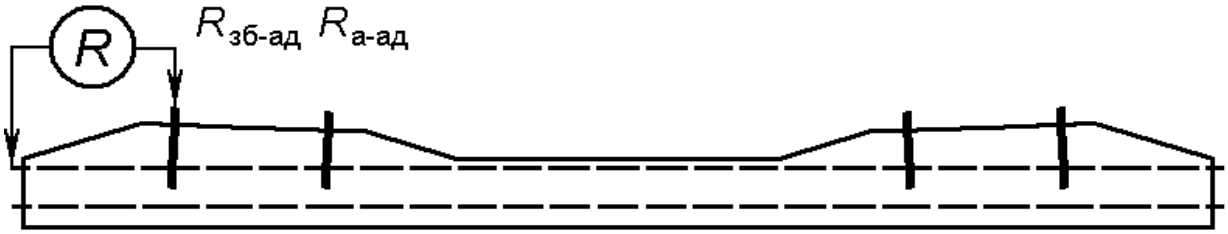


Рис. 4.3 – Схеми вимірювання електричного опору шпали СБ3-0 за ДСТУ Б.В.2.6-209: *а* – між анкерами різних рейкових ниток; *б* – між анкером і торцевою гранню шпали (випусками арматурного дроту);
1– арматурний дріт; *2* – анкери рейкових скріплень

Нормовані величини електричного опору шпал:

- між зовнішнім анкером $R_{а\text{-}ад}$ і торцевою гранню шпали з випусками арматури – не менше 0,26 кОм;

- між зовнішніми анкерами різних рейкових ниток – не менше 0,52 кОм.

Як бачимо із рис. 4.3, електричний опір між анкерами різних рейкових ниток, виміряний за схемою рис. 4.3, *а*, в колах втрати тягового струму та електокорозійних процесів не бере участі, отже на них не впливає, маючи вплив тільки на роботу рейкових кіл СЦБ. Крім того, на цей опір анкерування арматури та її заглиблення в бетон на торцях шпал впливає

несуттєво (тільки через електричне об'єднання всіх дротів анкерними плитами) і опір обох шпал, що розглядаються, має бути близьким. Через це далі цей опір не аналізувався.

Електричний опір між анкером і торцем шпали, виміряний за схемою рис. 4.3, *б*, є складовою кіл втрати тягового струму, електрокорозійних процесів і для стандартних шпал і шпал з анкерованою та захищеною з торців арматурою має суттєво відрізнятись за рахунок включення у останніх в електричний ланцюжок шару бетону.

Загальний електричний опір аналізованих шпал між зовнішнім анкером і їх торцем (рис. 4.3, *б*) можна представити у вигляді схеми, наведеної на рис. 4.4.

а) *б*)

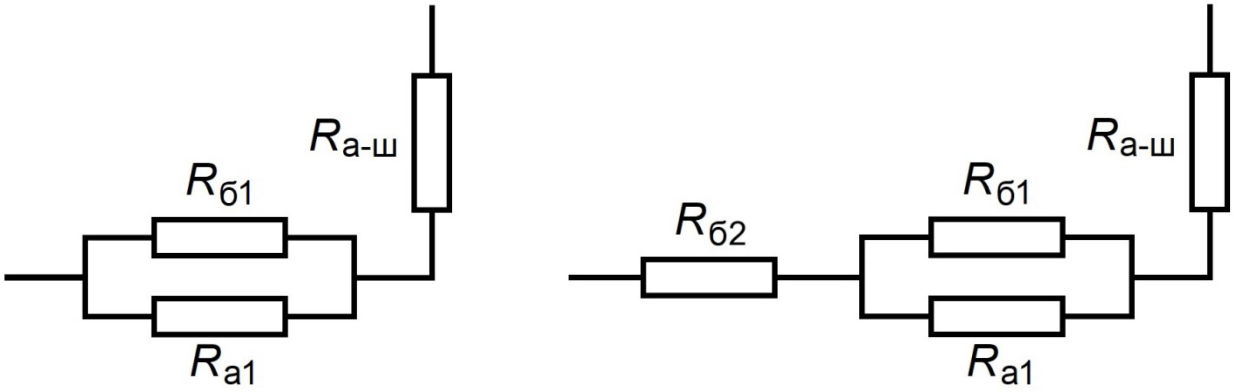


Рис. 4.4 – Схеми ланцюгів електричного опору залізобетонних шпал між анкером і торцевою гранню: *а* – стандартних шпал з випусками арматури на торцях; б – шпал з анкерованою захищеною з торців арматурою

Згідно зі схемою рис. 4.4, *а* та наведеними на ній позначеннями загальний електричний опір шпали між анкером і торцевою гранню стандартної шпали з випусками арматури складе:

- для стандартної шпали з випусками арматури:

$$R_{с} = R_{а-ш} + \frac{R_{б1}R_{а}}{R_{б1}+R_{а}}, \qquad (4.2)$$

- для шпали з анкерованою захищеною арматурою:

$$R_{\text{а}} = R_{\text{а–ш}} + \frac{R_{\text{б1}} R_{\text{а}}}{R_{\text{б1}} + R_{\text{а}}} + R_{\text{б2}}, \tag{4.3}$$

де $R_{\text{а-ш}}$ – перехідний електричний опір між анкером і шпалою, для сухої погоди приймемо рівним мінімальній встановленій у [5, 6] величині електричного опору між зовнішнім анкером і торцевою гранню шпали з випусками арматури 260 Ом;

$R_{\text{б1}}$ – електричний опір бетону шпали між анкером і торцевою гранню шпали з виступаючими кінцями арматури, Ом;

$R_{\text{а}}$ – електричний опір сталевої дротяної арматури між анкером і торцевою гранню шпали з виступаючими кінцями арматури, Ом;

$R_{\text{б2}}$ – електричний опір бетону шпали між анкером і торцевою гранню шпали з виступаючими кінцями арматури, Ом.

$R_{\text{б1}}$, $R_{\text{а}}$, $R_{\text{б2}}$ знайдемо із величин питомого електричного опору бетону та сталевої арматури, а також геометричних характеристик шпали та її армування (рис. 1.1, 4.1, 4.5).

$$R_{\text{б1}} = \frac{\rho_{\text{б}} l_1}{S_{\text{б1}}}; \tag{4.4}$$

$$R_{\text{а}} = \frac{4\rho_{\text{а}} l_1}{n_{\text{а}} \pi d_{\text{а}}^2}; \tag{4.5}$$

$$R_{\text{б2}} = \frac{\rho_{\text{б}} l_2}{S_{\text{б2}}}, \tag{4.6}$$

де $\rho_{\text{б}}$ – питомий електричний опір бетону, приймемо рівним гранично допустимій за [5, 6] величині 100 Ом·м;

l_1 – відстань між крайнім анкером і торцевою гранню шпали з випусками арматури (рис. 3.19, *а*), 0,459 м (для шпали з анкерованою арматурою приймемо таку ж саму);

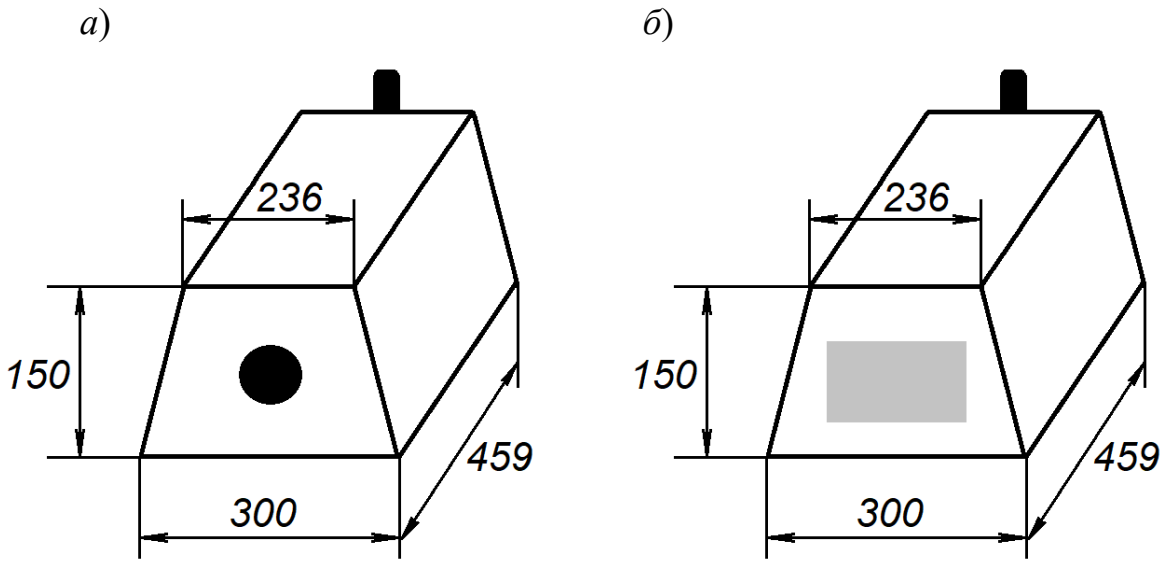


Рис. 4.5 – Схеми для визначення електричного опору залізобетонних шпал між між анкером і торцевою гранню шпали: *а* – стандартної з випусками арматури (арматура умовно показана одним стержнем площею перерізу, рівною сумарній площі перерізів 44 дротин); *б* – з анкерованою захищеною арматурою (прямокутником показана площа контакту анкерної плити з бетоном)

$S_{б1}$ – мінімальна площа поперечного перерізу шпали – на її торцевій грані, розрахована як площа трапеції згідно з рис. 3.19, *а*

$$S_{б1} = 0{,}15 \cdot (0{,}3+0{,}236) / 2 = 4{,}02 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

$\rho_а$ – питомий електричний опір сталевої дротяної арматури, $0{,}12 \cdot 10^{-6}$ Ом·м;

$n_а$ – кількість дроту сталевої арматури, 44;

$d_а$ – діаметр сталевого дроту, $3 \cdot 10^{-3}$ м;

l_2 – відстань між анкерною плитою і торцевою гранню шпали (рис. 4.1), 0,038 м;

$S_{б2}$ – площа поперечного перерізу анкерної плити згідно рис. 4.1

$$S_{б1} = 0{,}186 \cdot 0{,}105 - 0{,}075 \cdot 0{,}05 = 1{,}16 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

Підставимо ці значення у (4.4–4.6):

$$R_{б1} = \frac{100 \cdot 0{,}459}{4{,}02 \cdot 10^{-2}} = 1{,}141 \cdot 10^{3}\ \text{Ом};$$

$$R_{а} = \frac{4 \cdot 0{,}12 \cdot 10^{-6} \cdot 0{,}459}{44\pi \cdot (3 \cdot 10^{-3})^{2}} = 1{,}771 \cdot 10^{-4}\ \text{Ом};$$

$$R_{б2} = \frac{100 \cdot 0{,}038}{1{,}16 \cdot 10^{-2}} = 0{,}328 \cdot 10^{3}\ \text{Ом};$$

Підставимо отримані величини у (4.2), (4.3) та отримаємо:

- для стандартної шпали з випусками арматури:

$$R_{с} = 260 + \frac{1{,}141 \cdot 10^{3} \times 1{,}771 \cdot 10^{-4}}{1{,}141 \cdot 10^{3} + 1{,}771 \cdot 10^{-4}} \approx 260\ \text{Ом};$$

- для шпали з анкерованою захищеною арматурою:

$$R_{а} = 260 + \frac{1{,}141 \cdot 10^{3} \times 1{,}771 \cdot 10^{-4}}{1{,}141 \cdot 10^{3} + 1{,}771 \cdot 10^{-4}} + 328 \approx 588\ \text{Ом}.$$

Отже, коефіцієнт збільшення електричного опору шпали за рахунок анкетування та захисту арматури згідно з (4.1) дорівнюватиме:

$$K_{е} = 588/260 = 2{,}26.$$

Що відповідає підвищенню електричного опору в 2,3 рази.

Припустимо, що у вологу погоду перехідний електричний опір між анкером і шпалою знижується вдвічі, а електричний опір бетону в самій шпалі зміни не зазнає. Тоді (4.2) і (4.3) набудуть виду:

- для стандартної шпали з випусками арматури:

$$R_{\text{с}} = 0{,}5R_{\text{а–ш}} + \frac{R_{\text{б1}}R_{\text{а}}}{R_{\text{б1}}+R_{\text{а}}}; \quad (4.7)$$

- для шпали з анкерованою захищеною арматурою:

$$R_{\text{а}} = 0{,}5R_{\text{а–ш}} + \frac{R_{\text{б1}}R_{\text{ак1}}}{R_{\text{б1}}+R_{\text{ак1}}} + R_{\text{б2}}. \quad (4.8)$$

Підставимо у (4.7) і (4.8) всі значення. Отримаємо величини електричного опору:

- для стандартної шпали з випусками арматури:

$$R_{\text{с}} = 0{,}5 \cdot 260 + \frac{1{,}141 \cdot 10^{3} \times 1{,}771 \cdot 10^{-4}}{1{,}141 \cdot 10^{3} + 1{,}771 \cdot 10^{-4}} \approx 130 \text{ Ом};$$

- для шпали з анкерованою захищеною арматурою:

$$R_{\text{а}} = 0{,}5 \cdot 260 + \frac{1{,}141 \cdot 10^{3} \times 1{,}771 \cdot 10^{-4}}{1{,}141 \cdot 10^{3} + 1{,}771 \cdot 10^{-4}} + 328 \approx 458 \text{ Ом}.$$

В цьому випадку коефіцієнт збільшення електричного опору шпали за (4.1) дорівнюватиме:

$$K_{\text{е}} = 328/130 = 2{,}52.$$

Отже, електричний опір шпали збільшиться у 2,5 рази.

Припустимо, що у дощову погоду перехідний електричний опір між анкером і шпалою знижується до нуля, а електричний опір бетону шпали зміни не зазнає. Тоді (4.2) і (4.3) набудуть виду:

- для стандартної шпали з випусками арматури:

$$R_{\text{с}} = \frac{R_{\text{б1}} R_{\text{а}}}{R_{\text{б1}} + R_{\text{а}}}; \quad (4.9)$$

- для шпали з анкерованою захищеною арматурою:

$$R_{\text{а}} = \frac{R_{\text{б1}} R_{\text{ак1}}}{R_{\text{б1}} + R_{\text{ак1}}} + R_{\text{б2}}. \quad (4.10)$$

Підставимо у (4.9), (4.10) всі значення. Отримаємо величини електричного опору:

- для стандартної шпали з випусками арматури:

$$R_{\text{с}} = \frac{1{,}141 \cdot 10^{3} \times 1{,}771 \cdot 10^{-4}}{1{,}141 \cdot 10^{3} + 1{,}771 \cdot 10^{-4}} = 1{,}77 \cdot 10^{-4}\ \text{Ом};$$

- для шпали з анкерованою захищеною арматурою:

$$R_{\text{а}} = \frac{1{,}141 \cdot 10^{3} \times 1{,}771 \cdot 10^{-4}}{1{,}141 \cdot 10^{3} + 1{,}771 \cdot 10^{-4}} + 328 = 328\ \text{Ом}.$$

В цьому випадку коефіцієнт збільшення електричного опору шпали за (4.1) дорівнюватиме:

$$K_{\text{е}} = 328/1{,}77 \cdot 10^{-4} = 1{,}85 \cdot 10^{6},$$

що є на 6 порядків вище.

Результати цього теоретичного аналізу впливу анкерування та захисту арматури бетоном на торцях шпал на їх електричний опір узагальнено у табл. 4.2. Із цієї таблиці видно, що анкерування арматури та її захист з торців шпал захисним шаром бетону товщиною 38 мм забезпечує збільшення

електричного опору між скріпленням і торцевою гранню шпали в погодних умовах: сухих – у 2,3 рази; вологих – у 2,5 раз, під час дощу – на 6 порядків.

Таблиця 4.2 – Розрахункові величини електричного опору стандартних шпал з неанкерованою арматурою та шпал з анкерованою захищеною на торцях арматурою

Шпала з арматурою	Електричний опір R, Ом, між крайнім зовнішнім анкером і торцевою гранню шпали за погоди		
	сухої	вологої	дощової
Неанкерованою з випусками із торців	260	130	$1{,}77 \cdot 10^{-4}$
Анкерованою, захищеною з торців	568	458	328
Коефіцієнт збільшення електричного опору шпали за рахунок анкерування і захисту арматури K_e	2,26	2,52	$1{,}85 \cdot 10^{6}$

На підтвердження цих висновків здійснено порівняльний аналіз даних виробничого контролю електричного опору стандартних шпал з неанкерованою арматурою з випусками із торців СБ3-0 Гніванського заводу спецзалізобетону і виміряного електричного опору шпал з анкерованою, захищеною з торців арматурою Ш9-2, отриманих від ТОВ «Гранпостач Україна». Вимірювання виконані за схемами рис. 4.3 [5, 6] за допомогою цифрового мультиметра Sanwa PC510. Результати аналізу та вимірювань наведено в табл. 4.3. Із табл. 4.3 видно, що електричний опір між скріпленням і торцевою гранню стандартної шпали з неанкерованою арматурою складає 0,51–1,42, в середньому 0,84 кОм, тоді як шпали з анкерованою захищеною з торця арматурою в середньому 212 кОм. Отже захист арматури з торців шпал

забезпечив підвищення електричного у 252 рази, отже, на 2 порядки. Це підтверджує результати теоретичних розрахунків щодо підвищення цього опору в залежності від погодних умов від декількох раз до декількох порядків. Результати цього дослідження опубліковані у [97-99].

Таблиця 4.3 – Фактичні величини електричного опору стандартних шпал з неанкерованою арматурою та шпал з анкерованою захищеною на торцях арматурою, виміряні за методикою [5, 6]

Шпала з арматурою	Рік	Вік бетону	Електричний опір шпал між скріпленням і гранню R, кОм, (рис. 4.3, *б*)			Середньо-квадратичне відхилення S, кОм	Коефіцієнт варіації V, %
			R_{min}	R_{max}	R_{mid}		
Неанкерованою з випусками із торців (СБ3-0 Гніванського ЗСЗБ)	до 2023	28	0,48	0,85	0,60	0,09	13,3
	2023	31	0,30	0,78	0,51	0,11	32,7
	2024	21	0,20	2,47	1,42	0,47	33,4
	Сер.				0,84		
Анкерованою, захищеною з торців (Ш9-2 ТОВ «ГПУ»)*	2025	180	21,4	347,8	211,7	113,4	60,8
Коефіцієнт збільшення електричного опору шпали за рахунок анкерування і захисту арматури K_e					252		

* Величина електричного опору між шурупом (через дюбель) і торцевою гранню шпали перевищує 50 МОм (верхня границя вимірювальношо приладу), виміри здійснено між центром підрейкової площадки і торцевою гранню через мідно-сульфатні електроди [5]

4.2 Дослідження впливу анкерування арматури на напружено-деформований стан шпал

Вплив анкерування арматури на напружено-деформований стан шпал досліджено шляхом розрахункових експериментів з аналізом напружено-деформованого стану шпали під поїзним навантаженням. Розрахунки виконували методом скінчених елементів із застосуванням програмного комплексу ЛІРА-САПР 2019.

У [108] в програмному середовищі ЛІРА–САПР 2019 розроблено, а у [93] удосконалено скінченно-елементну модель фрагменту колії на дві шпали з довжиною рейок 1100 мм (відповідає епюрі шпал 1840 шт./км), достатньою для розрахунків такого фрагменту та аналізу напружено-деформованого стану шпали та інших елементів колії під поїзним навантаженням.

Модель та її деталізацію показано на рис. 4.6, а кількісні характеристики, на основі яких вона побудована, наведено в табл. 4.4.

Таблиця 4.4 – Характеристики залізобетонної армованої попередньо напруженим високоміцним дротом 44∅3 мм шпали СБ3-0 під безпідкладкові проміжні рейкові скріплення КПП-5 (SB-3, КПП-1, SB-4) для побудови скінченно-елементної моделі

№	Показник	Од. вим.	Значення
1	Модуль пружності рейкової сталі	МПа	$2{,}1\cdot10^5$
2	Коефіцієнт Пуассона рейкової сталі	–	0,3
3	Кількість та діаметр арматурних дротин	шт., мм	44∅3
4	Висота арматурного пакету	мм	103
5	Зусилля попереднього натягу арматурного пакету	кН	353
6	Модуль пружності високоміцного дроту	МПа	$1{,}96\cdot10^5$

Продовження таблиці 4.4

7	Модуль пружності бетону класу С35/45	«	$3{,}75 \cdot 10^4$
8	Коефіцієнт Пуассона бетону класу С35/45	–	0,18
9	Модуль пружності на стиск підрейкової прокладки типу ПРП-3.2 для рейок типу Р65	МПа	33
10	Коефіцієнт Пуассона підрейкової прокладки	–	0,47
11	Модуль пружності вкладиша ВІП на стиск	МПа	10
12	Коефіцієнт Пуассона вкладиша ВІП	–	0,35
13	Статична жорсткість на стиск підрейкової прокладки типу ПРП-3.2 для рейок типу Р65	кН/мм	110–590
14	Мінімальне значення сили притиснення рейки клемою типу КП-5.2	кН	10

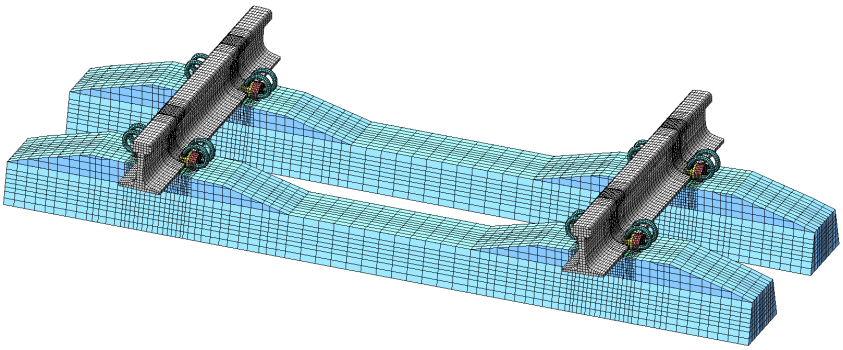
Шпали в моделі – залізобетонні, армовані попередньо напруженим високоміцним дротом 44∅3 мм, для колії 1520 мм, під безпідкладкові проміжні рейкові скріплення марки СБ3-0 [5, 6].

Для дослідження впливу анкерування арматури на напружено-деформований стан шпали описану скінченно-елементну модель модифіковано, зокрема, відповідно укорочено арматурний пакет шпали, а на його кінці на відстані 38 мм від торців шпал встановлено анкерні плити, наведені на рис. 4.1, *г*.

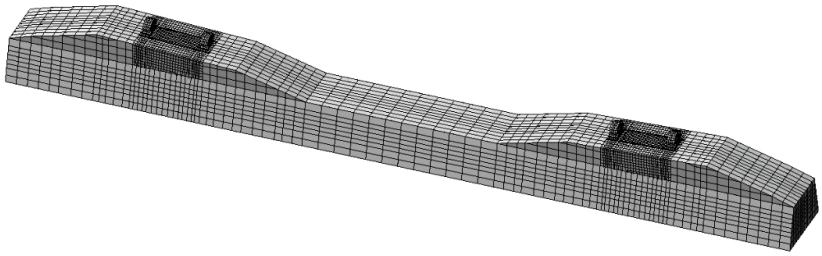
Модель (рис. 4.6) припускає врахування конструктивної нелінійності роботи вузла скріплення та фізичної нелінійності матеріалів шпали. Сталеві елементи, полімерні підрейкові прокладки і вкладиші змодельовані універсальними лінійними скінченними елементами (СЕ).

Конструктивна нелінійність визначається здатністю конструкції до зміни розрахункової схеми по мірі деформування. Так, після досягнення точкою моделі певної величини переміщення виникає контакт цієї точки з опорою.

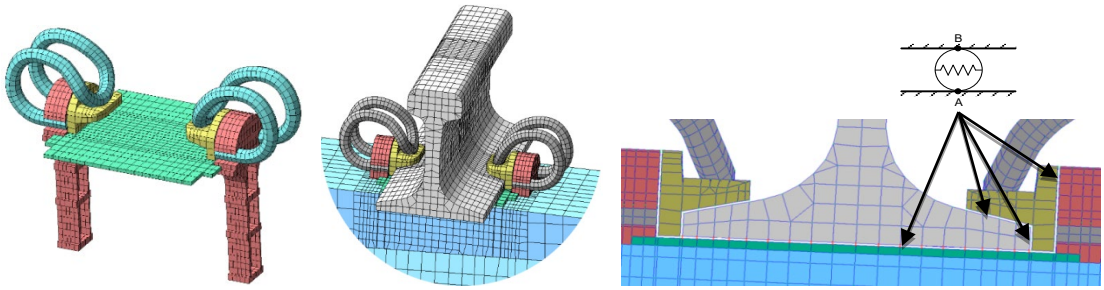
а)



б)



в) *г)* *д)*



е) *ж)* *и)* *к)*

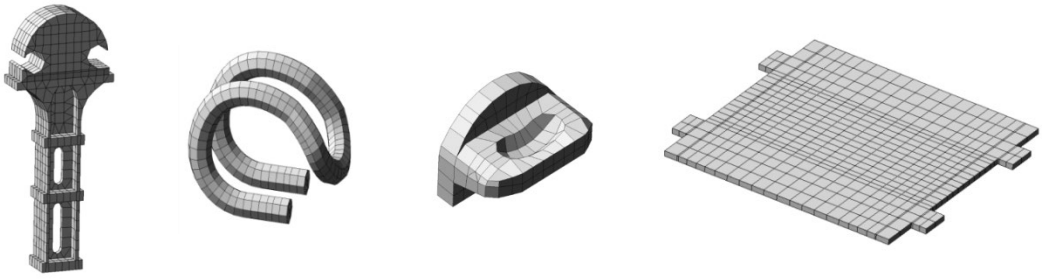


Рис. 4.6 – Скінченно-елементна модель колії на залізобетонних армованих попередньо напруженим високоміцним дротом 44∅3 мм шпали СБ3-0 під безпідкладкові проміжні рейкові скріплення: *а* – модель в цілому; *б* – шпала; *в* – вузол скріплення; *г* – рейка з вузлом скріплення; *д* – сполучення рейки зі шпалою через деталі ізоляції; *е* – анкер; *ж* – пружна клема; *и* – ізолювальний вкладиш; *к* – ізолювальна прокладка; А – прокладка; В – рейка

Моделювання конструктивної нелінійності забезпечено наявністю спеціальних скінченних елементів однобічних зв'язків. Фізична нелінійність визначається нелінійними властивостями бетону, так як матеріал шпали підкоряється нелінійному закону деформування зі змінним значенням модуля пружності і різними розрахунковими опорами розтяганню і стиску.

Рейки в розрахунковій схемі змодельовані універсальними просторовими ізопараметричними СЕ №№ 34 і 36 (шестивузловим і восьмивузловим, відповідно). Ці СЕ призначені для визначення напружено-деформованого стану континуальних об'єктів і масивних просторових конструкцій із однорідного ізотропного лінійно-пружного матеріалу в постановці тривимірного завдання теорії пружності. Параметрами жорсткості цих СЕ є модуль пружності, коефіцієнт Пуассона (табл. 4.4) та густина (для врахування власної ваги) рейкової сталі. Розбивання рейки на СЕ видно на рис. 4.6, *б*. Для уведення граничних умов додатково вирішується завдання визначення внутрішніх зусиль (моменту і поперечної сили), що виникають у перерізах на краях розглянутого фрагмента рейки. Отримані зусилля прикладаються у вузли, розташовані в центрі ваги перерізів рейки з однієї і іншої сторони фрагмента (рис. 4.7, *а*). Передавання навантаження від колісних пар на рейки здійснюється через грані СЕ загальною площею 1 см^2 (рис. 4.7, *а*). Передбачена можливість завантаження рейки з будь-яким ексцентриситетом.

а) *б*)

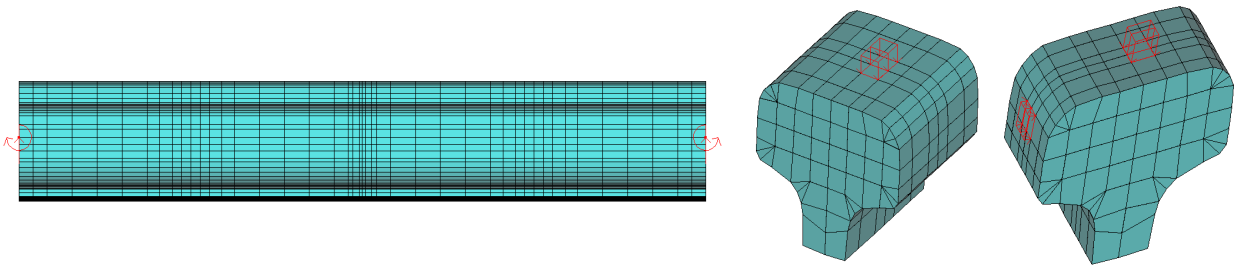


Рис. 4.7 – Граничні умови рейки (*а*) і схема прикладання до них навантаження від колісних пар (*б*)

Шпали змодельовано трьома типами СЕ (рис. 4.6, *б*) універсальними просторовими ізопараметричними №№ 34 і 36 (шестивузловим і восьмивузловим, відповідно) та № 10 (універсальним стержневим). Параметрами жорсткості СЕ №№ 34 і 36 є клас бетону, розрахункові опори стиску і розтягу, початковий модуль пружності, коефіцієнт Пуассона, середня густина (для врахування власної ваги, 2500 кг/м^3), діаграма деформування у вигляді експонентної функції. СЕ № 10 призначений для передачі на бетон зусилля попереднього натягу. Це зусилля задано умовним температурним впливом.

Баласт під підошвою шпали фізично не моделювали. Обпирання шпали враховано СЕ пружної основи, жорсткість яких задавали коефіцієнтами пружного стиску баласту під шпалою.

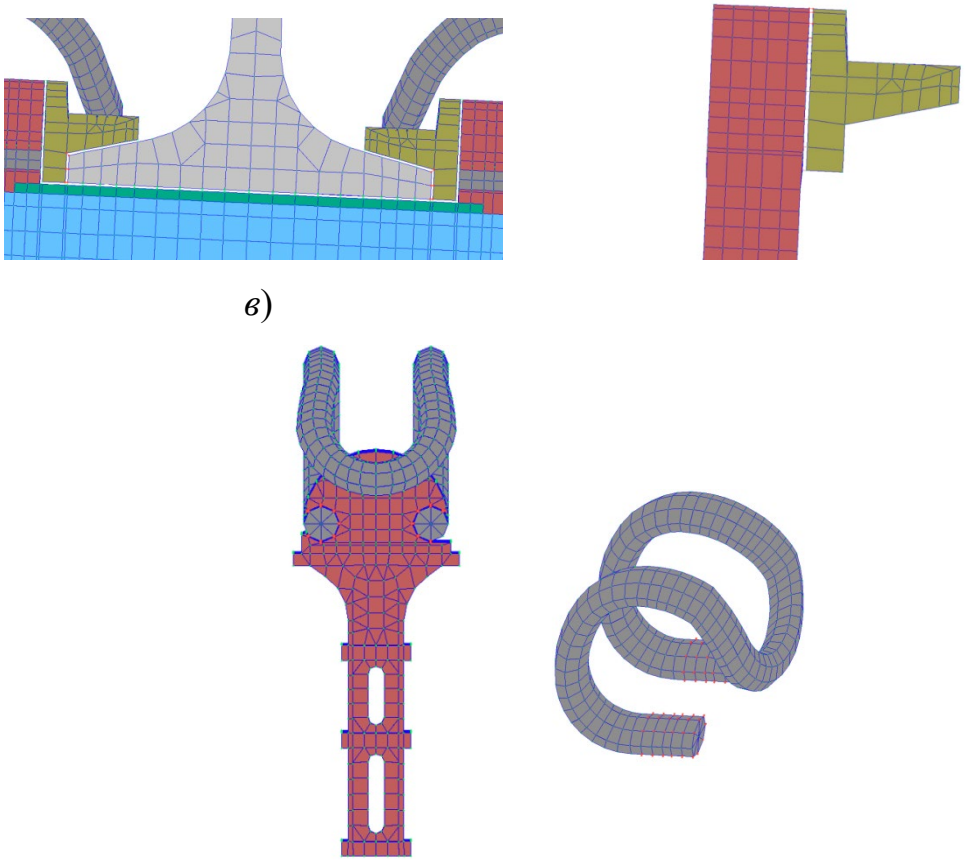
Анкери (рис. 4.6, *е*), клеми (рис. 4.6, *ж*), вкладиші (рис. 4.6, *и*), поліуретанові прокладки (рис. 4.6, к) моделювали також СЕ №№ 34 і 36, параметрами жорсткості яких визначали модуль пружності, коефіцієнт Пуассона (табл. 4.3) і густину.

Сполучення рейки та прокладки (контактне завдання, рис. 4.6, *д,* 4.8, *а*) змодельовано СЕ № 265 – двовузловим СЕ однобічних пружних зв'язків, які застосовуються для моделювання однобічних зв'язків між двома вузлами, спрямованих уздовж та/або навколо глобальних або локальних осей координат вузла. У кожному вузлі є шість ступенів свободи, визначених до осей глобальної системи координат. Параметрами жорсткості цих СЕ є однобічна жорсткість на стиск уздовж вертикальної осі та однобічна горизонтальна жорсткість, що моделює тертя по контакту між підошвою рейки і прокладкою.

Аналогічним образом змодельовано контактні завдання рейка-вкладиш (рис. 4.8, *а*), вкладиш – анкер (рис. 4.8, *б*), клема – анкер (рис. 4.8, *в*).

Оцінку міцності конструкції здійснювали за гранично допустимими напруженнями в матеріалах, наведеними в табл. 4.5.

а) *б*)



в)

Рис. 4.8 – Контактні завдання: *а* – рейка – прокладка, прокладка – шпала, рейка – вкладиш; *б* – вкладиш – анкер; *в* – клема – вкладиш

Таблиця 4.5 – Гранично допустимі напруження в матеріалах

Гранично допустиме напруження:	Значення, МПа
динамічне розтягу в кромках підошви рейки в кривих і прямих ділянках колії	240
в залізобетонних шпалах під прокладками за [109]	4,0
стиску в залізобетонних шпалах із бетону класу С35/45 [110]	25
розтягу в залізобетонних шпалах із бетону класу С35/45 [110]	2,2

Навантаження прийняли згідно з [110]. Враховані власна вага конструкцій і тимчасові навантаження. Власна вага прийнята з урахуванням

густини матеріалів і коефіцієнта надійності за навантаженням: сталевих елементів – 1,05, залізобетонних – 1,1.

Тимчасові навантаження прийнято за умови, що погонне допустиме динамічне навантаження на колію від рухомого состава складає (не перевищує) 168 кН/м. Таке навантаження еквівалентне завантаженню колії послідовністю зосереджених осьових сил понад 230 кН, що відповідає впливу на колію пасажирського рухомого складу зі швидкостями руху понад 160 км/год.

Розрахунки виконувались з двома видами навантаження (табл. 4.6) – в прямій (№ 1) і в кривій (№ 2) дільниці колії. Підуклонка рейки врахована ексцентриситетами. В кривій горизонтальне навантаження прикладено тільки на зовнішню рейку зсередини колії на 13 мм нижче поверхні кочення.

На зазначених моделях досліджено напружено-деформований стан стандартної шпали СБ3-0 з неанкерованою арматурою (рис. 1.1) та шпали з анкерованою арматурою (рис. 4.1).

Таблиця 4.6 – Тимчасові навантаження на розрахункову схему

№ навантаження	Дільниця колії	Вертикальні сили R та ексцентриситети e на рейку:						Горизонтальна сила на праву рейку, кН
		ліву			праву			
		$R_л$, МПа	ексцентриситет		$R_п$, МПа	ексцентриситет		
			напрямок	e, мм		напрямок	e, мм	
1	пряма	116	усередину колії	8	116	усередину колії	8	–
2	крива	114		23	118	назовні колії	7	120

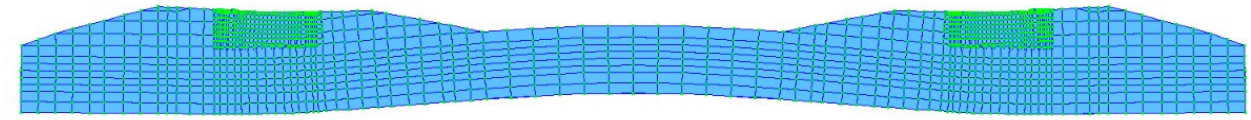
Результати дослідження стандартної шпали СБ3-0 з неанкерованою арматурою у вигляді полів переміщень і напружень наведено на рис. 4.9–4.10, шпали з анкерованою арматурою – на рис. 4.11–4.13. Узагальнені чисельні величини результатів досліджень – максимальних значень

розтягувальних і стискаючих напружень для зон підрейкових і середніх перерізів зведено у табл. 4.7.

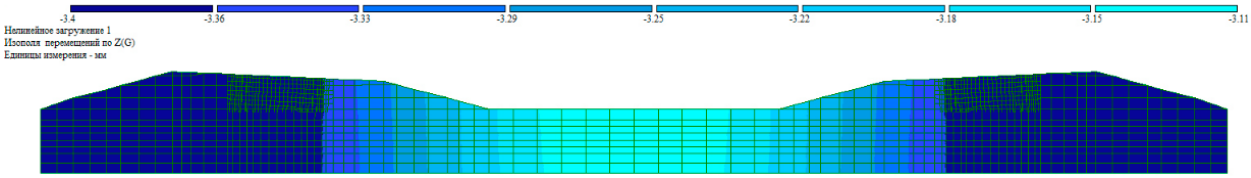
Порівняльний аналіз рис. 4.9–4.13, даних табл. 4.7 показує, що в усіх випадках напруження не перевищують гранично допустимих (табл. 4.4). Найбільш навантаженими зонами є зони підрейкових перерізів і анкерів. Суттєвих змін в полях напружень за рахунок анкерування арматури не спостерігається. Максимальні напруження в зоні підрейкових перерізів дещо знижуються – на 7 % стискаючі і на 50 % розтягувальні. У середньому перерізі стискаючі напруження збільшуються у 2,3 рази, проте їх значення не перевищує 18,3 МПа, а розтягувальні напруження взагалі зникають.

Отже, підтверджено висновок, отриманий за результатами досліджень на моделях, щодо несуттєвого впливу анкерування арматури на напружено-деформований стан залізобетонної шпали в цілому. Результати дослідження опубліковано в [100-102].

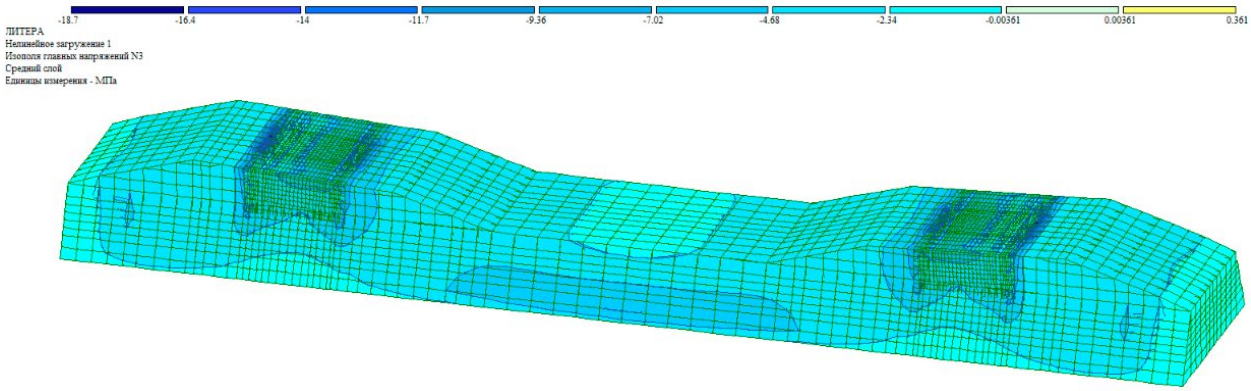
а)



б)



в)



г)

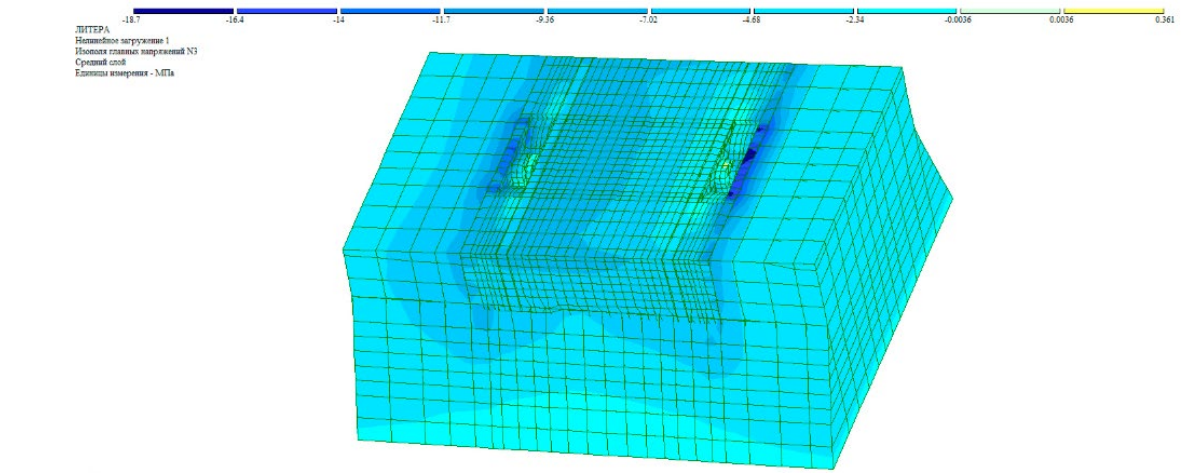
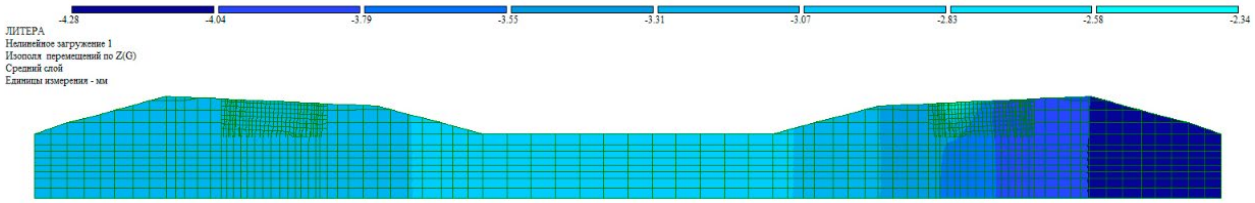
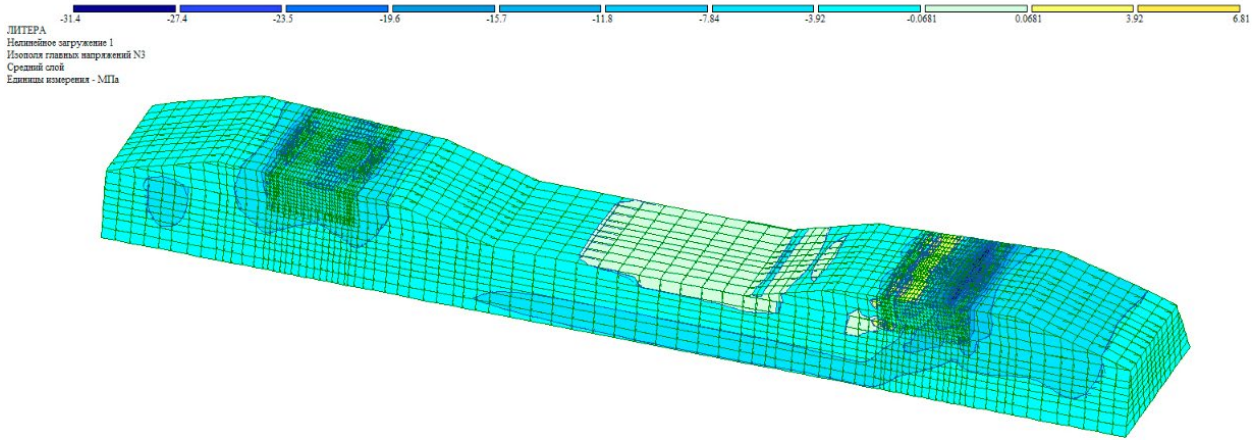


Рис. 4.9 – Напружено-деформований стан стандартної шпали з неанкерованою арматурою шпали під навантаженням в прямій дільниці колії: *а* – деформована схема; *б* – ізополя вертикальних переміщень, мм; *в* – ізополя головних стискаючих напружень, МПа; *г* – ізополя головних стискаючих напружень в зоні підрейкової площадки

а)



б)



в)

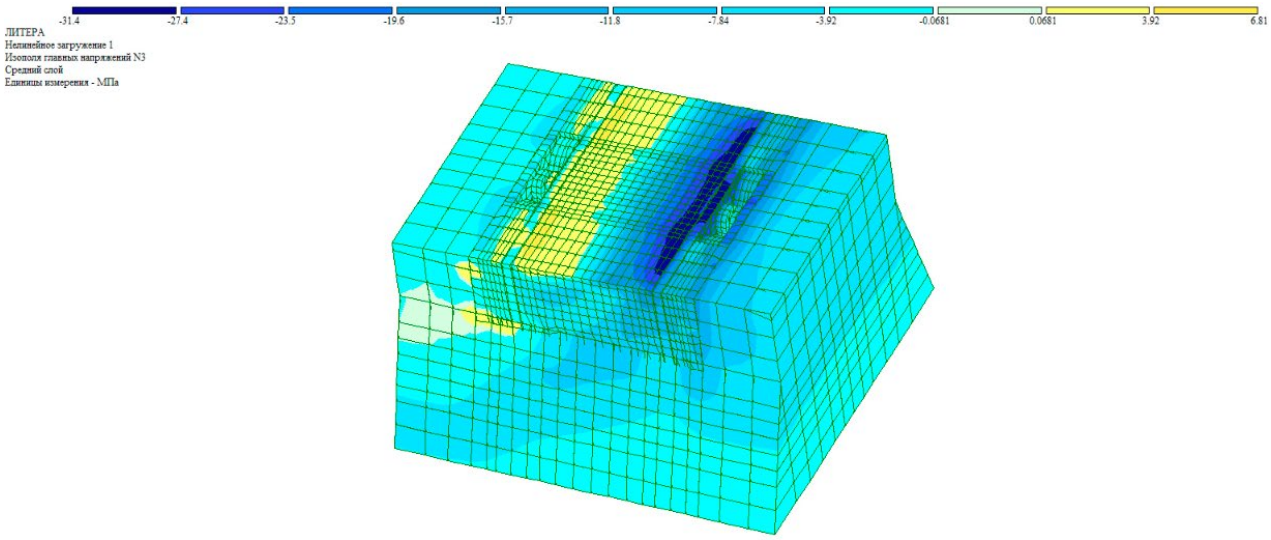


Рис. 4.10 – Напружено-деформований стан стандартної шпали з неанкерованою арматурою під навантаженням в кривій: *а* – ізополя вертикальних переміщень, мм; *б* – ізополя головних стискаючих напружень, МПа; *в* – ізополя головних стискаючих напружень в зоні підрейкової площадки

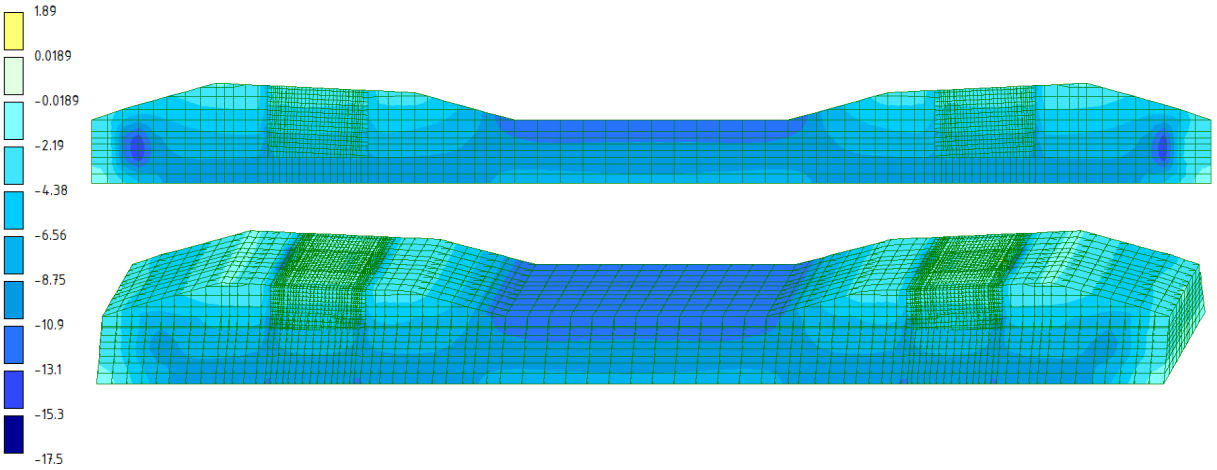


Рис. 4.11 – Напружено-деформований стан шпали з анкерованою арматурою тільки від її попереднього напруження – ізополя головних стискаючих напружень, МПа

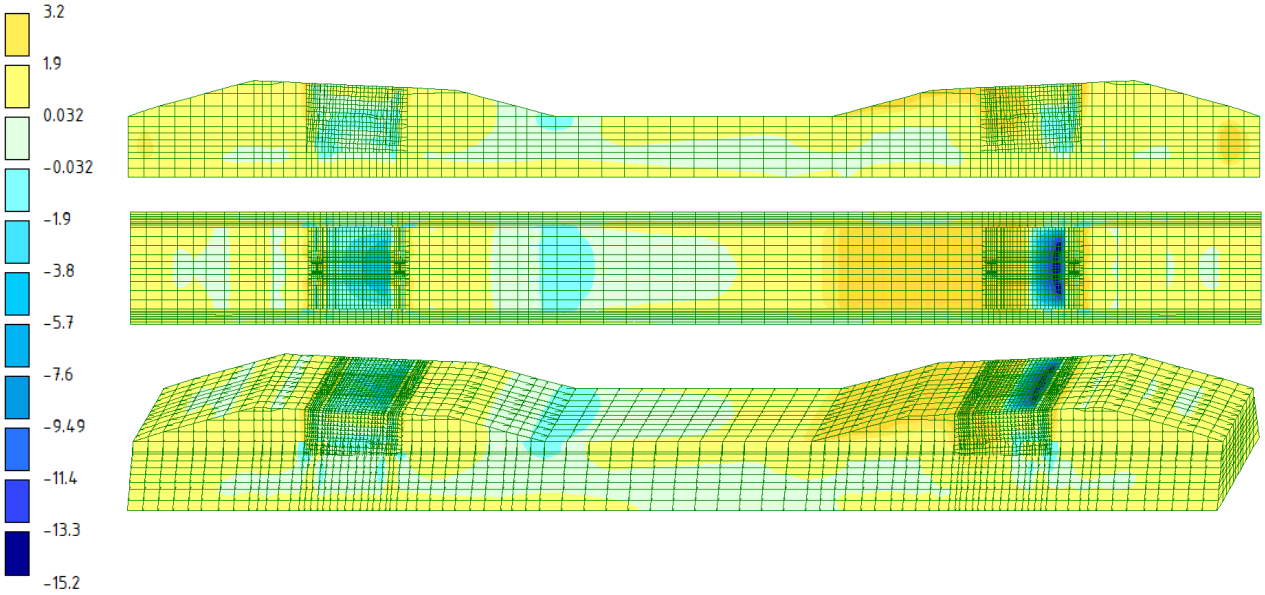


Рис. 4.12 – Напружено-деформований стан шпали з анкерованою арматурою в кривій – ізополя головних розтягувальних напружень, МПа

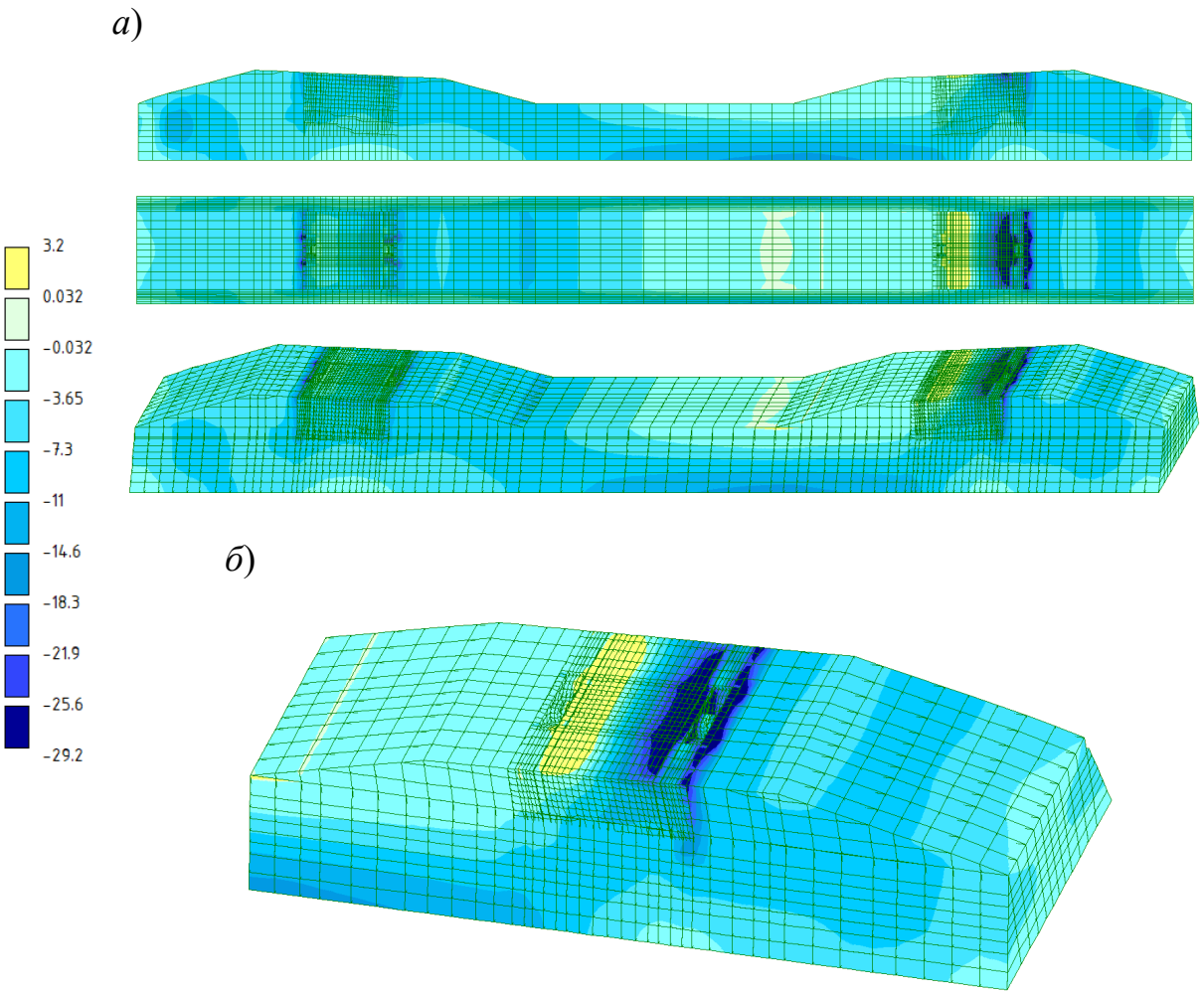
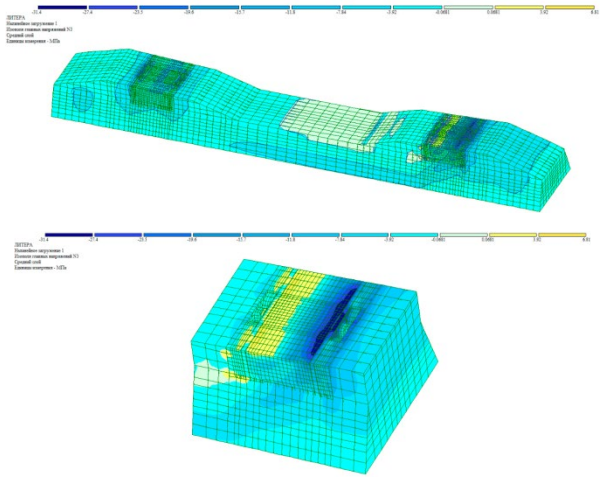
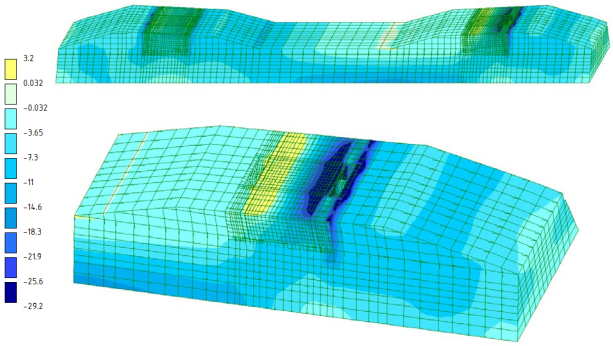


Рис. 4.13 – Напружено-деформований стан шпали з анкерованою арматурою в кривій: *а* – ізополя головних стискаючих напружень, МПа; б – те ж саме в зоні підрейкової площадки

Таблиця 4.7 – Результати аналізу напружено-деформованого стану під навантаженням попередньо напружених залізобетонних шпал: стандартних з неанкерованою арматурою (СБ3-0) і з анкерованою арматурою

Шпала з арматурою	, Ізополя головних напружень	Максимальні напруження, МПа			
		в зоні підрейкового перерізу		в зоні середнього перерізу	
		стис-каючі	розтя-гувальні	стис-каючі	розтя-гувальні
Неанкерованою з випусками із торців		–31,4	+6,81	–7,84	+0,07
Анкероаною, захищеною з торців		–29,2	+3,2	–18,3	–
Зміна напружень в шпалі за рахунок анкерування арматури		Зниження		Збільшення	Зниження
		7 %	53 %	у 2,3 рази	до 0

4.3 Порівняльні дослідження жорсткості й тріщиностійкості шпал з неанкерованою та анкерованою арматурою

Для порівняльних досліджень жорсткості й тріщиностійкості шпал з неанкерованою та анкерованою арматурою обрано шпали:

- з анкерованою арматурою – Ш9-2 ГПУ (рис. 1.7), конструкцію і технологію яких обрано і впроваджено ТОВ «Гранпостач Україна» за рекомендаціями цього дисертаційного дослідження;

- стандартних з неанкерованою арматурою – Ш1-1 виробництва Київського ЕЗЗБШ, Коростенського ЗЗБШ, Кременчуцького ЗЗБШ [111-114].

Шпали з анкерованою арматурою Ш9-2 ГПУ випробувано на жорсткість і тріщиностійкість за методикою, викладеною у п. 2.6. Для шпал з анкерованою арматурою навантаження для всіх перерізів доводили до 20 Тс (196,2 кН), яке забезпечує згинальний момент для підрейкових перерізів М = 39,2 кН·м, для середнього перерізу – М = 29,4 кН·м. За контрольних навантажень згідно [5] для підрейкових перерізів 13,2 Тс (130 кН) і для середнього перерізу 10 Тс (98 кН) у всіх перерізів всіх трьох шпал тріщини не розкрились, отже, тріщиностійкість відповідає нормованим [5, 6] вимогам. Тріщини відкрились (рис. 4.14) в усіх перерізах всіх трьох шпал за більших, ніж контрольні, навантажень та відповідних їм моментів:

- у підрейкових перерізах – 17,3–20 Тс (169,8–196,2 кН), М = 34–39,2 кН·м;

- середніх перерізах – 15–20 Тс (147,2–196,2 кН,) М = 22,1–29,4 кН·м).

Ці навантаження перевищують контрольні величини 130 і 98 кН для підрейкових і середніх перерізів, відповідно, у 1,31–1,51 і 1,51–2 рази.

Результати дослідження наведено в додатку А.1 та на рис. 3.2 у вигляді діаграм деформування. Залежності деформації від навантаження добре апроксимуються (з коефіцієнтами кореляції, близькими до 1) поліномами другого ступеня (квадратними рівняннями, наведеними на рис. 4.15). Як

видно із рис. 4.15, деформація шпали в середньому перерізі розвивається набагато інтенсивніше, ніж у підрейкових перерізах.



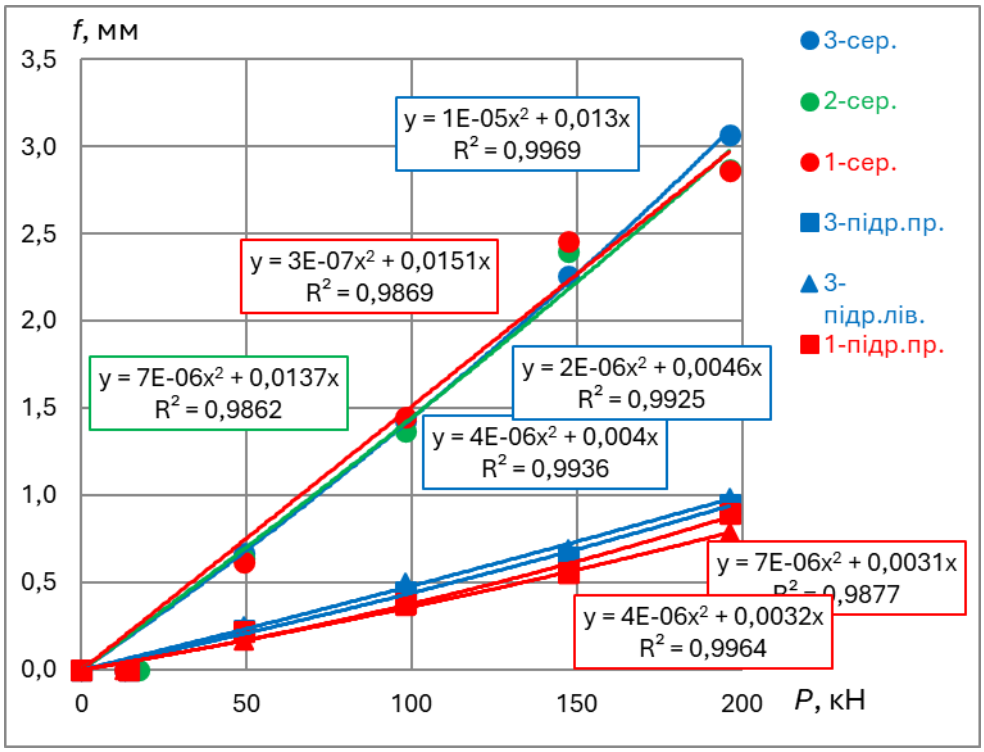
Рис. 4.14 – Тріщина в середньому перерізі шпали

Виконано порівняльний аналіз нормованих та проєктних характеристик шпал з неанкерованою арматурою – пучками високоміцного дроту 44∅3 мм (Ш1-1 і СБ3-0), і шпал з анкерованою арматурою – окремими дротинами 8∅7 мм (Ш9-2 ГПУ). Результати аналізу наведено у табл. 4.8.

Як видно із табл. 4.8, у шпал Ш9-2 ГПУ більшість показників, що визначають несучу здатність (тріщиностійкість, жорсткість, міцність), перевищують показники шпал типу Ш1:

- висота середнього перерізу – на 21 %;
- розривне зусилля арматурного пакету – на 25 %;
- попередній натяг пакету – на 20 %;
- висота арматурного пакету – на 25 %;
- міцність бетону на стиск – на 56 %.

а)



б)

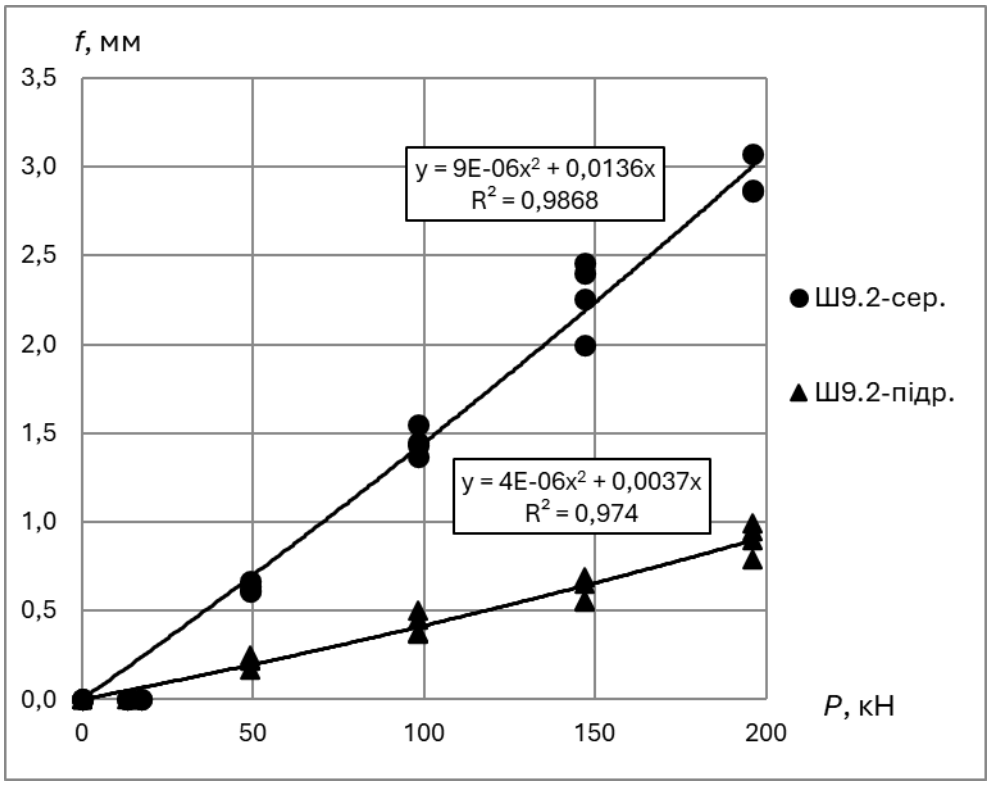


Рис. 4.15 – Діаграми деформування шпал з анкерованою арматурою в перерізах: *а* – окремо за перерізами шпал №№ 1, 2, 3; *б* – середні за перерізами підрейковими та середніми

Таблиця 4.8 – Нормовані/проєктні характеристики шпал Ш1-1, СБ3-0 і Ш9.2 ГПУ

Показник	Од. вимір.	Величина для шпали			Відношн. показн. Ш9/Ш1
		Ш1-1	СБ3-0	Ш9-2 ГПУ	
Висота перерізу:					
- підрейкового	мм	193	218	193	1
- середнього	«	145	145	175	1,21
Армування:					
- анкерування арматури		ні	ні	так	
- діаметр арматури	мм	3	3	7	
- кількість	шт.	44	44	8	
- загальна площа	мм2	310,9	310,9	307,7	0,99
- міцність на розтяг	МПа	1400	1400	1770	1,26
- розривне зусилля пакету	кН	435,2	435,2	544,7	1,25
- попередній натяг пакету	«	358	358	430	1,20
- рівень навантаження арматури		0,82	0,82	0,79	0,96
- висота пакету	мм	75	75	94	1,25
відстань від крайнього ряду до грані шпали:					
- нижньої	«	45	45	36,5–40	
- верхньої в підрейковому перерізі	«	73	98	59	
- верхньої в середньому перерізі	«	25	25	37,5	
Бетон:					
- клас за міцністю на стиск		С32/40	С35/45	С50/60	
- характеристична міцність на стиск	МПа	32	35	50	1,56
Вимоги до тріщиностійкості					
відстань між опорами для випробування перерізу:					
- підрейкового	м	0,8			
- середнього	«	0,6			
контрольне навантаження для перерізу:					
- підрейкового	кН	130			
- середнього	«	98			
контрольний момент для перерізу:					
- підрейкового	кН·м	26			
- середнього	"	14,7			

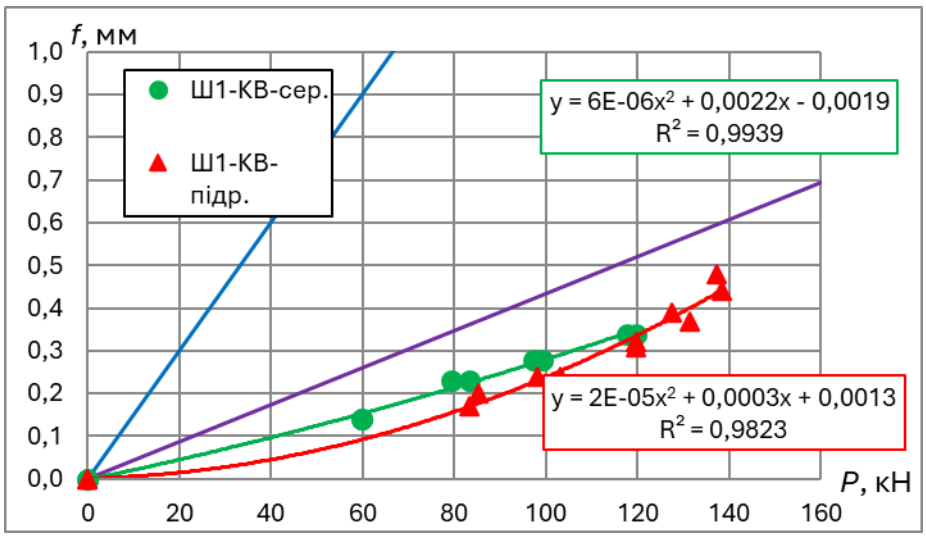
Виконано аналіз даних [111-113] щодо жорсткості стандартних шпал з неанкерованою арматурою Ш1-1, які вироблялись Київським ЕЗЗБШ, Коростенським ЗЗБШ, Кременчуцьким ЗЗБШ. Ці дослідження виконувались для визначення можливості зменшення кількості арматури. Із результатів випробувань шпал [111-113] обрано ті, що отримані для шпал, характеристики яких найближчі до нормованих та проєктних. Результати аналізу наведено в додатку А.2 і на рис. 4.16. Залежності деформації від навантаження добре апроксимуються (з коефіцієнтами кореляції, близькими до 1) поліномами другого ступеня (наведені на рис. 4.16). Як видно із рис. 4.16, деформація шпал Ш1-1 в підрейкових і середньому перерізах близькі, що свідчить про рівномірне розміщення арматурного пакету в перерізах шпали.

На діаграми деформування шпал Ш1-1 (рис. 4.16) накладено узагальнені діаграми деформування шпал Ш9-2 ГПУ, побудовані за рівняннями регресії, наведеними на рис. 4.15, *б*. Порівняльний аналіз діаграм деформування шпал з анкерованою арматурою (Ш9-2 ГПУ) і з неанкерованою арматурою (Ш1-1) показав наступне:

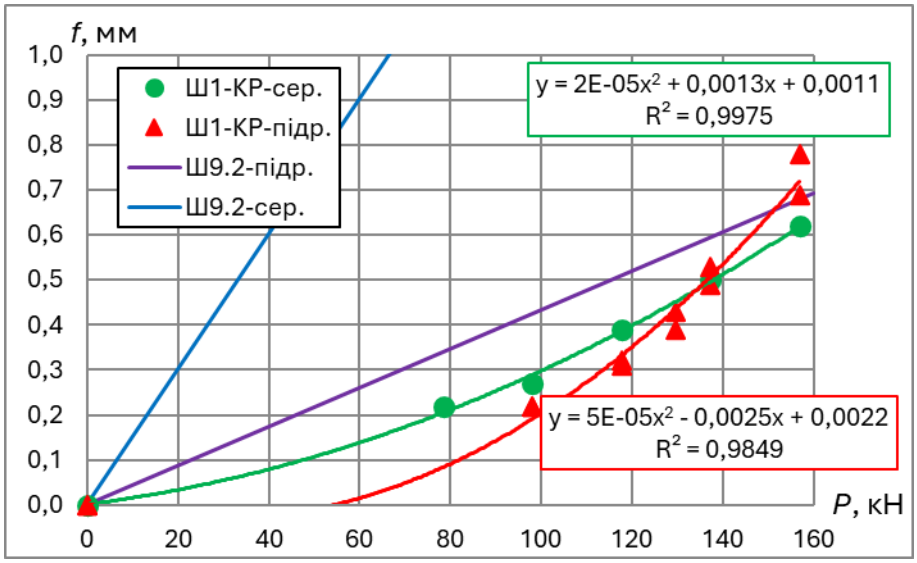
1) Діаграми деформування перерізів шпали Ш9-2 ГПУ добре апроксимуються поліномами другого ступеня (квадратними рівнянням), проте близькі до прямих, що свідчить про більш сприятливий пружний характер деформування, обумовлений анкеруванням арматури, порівняно з прогнутими кривими шпал Ш1-1, обумовленими накопичуваним проковзуванням арматури;

2) Виміряні величини прогину шпал Ш9-2 ГПУ більші, ніж шпал Ш1-1, що може бути пояснене відміною між методиками вимірювання – деформації шпал Ш9-2 ГПУ включають осідання опор (рис. 2.25, *а*, *б*, *в*), які були виключені із деформацій шпал Ш1-1 (рис. 4.17), а також можливою більшою деформативністю бетону шпал Ш9-2 ГПУ;

а)



б)



в)

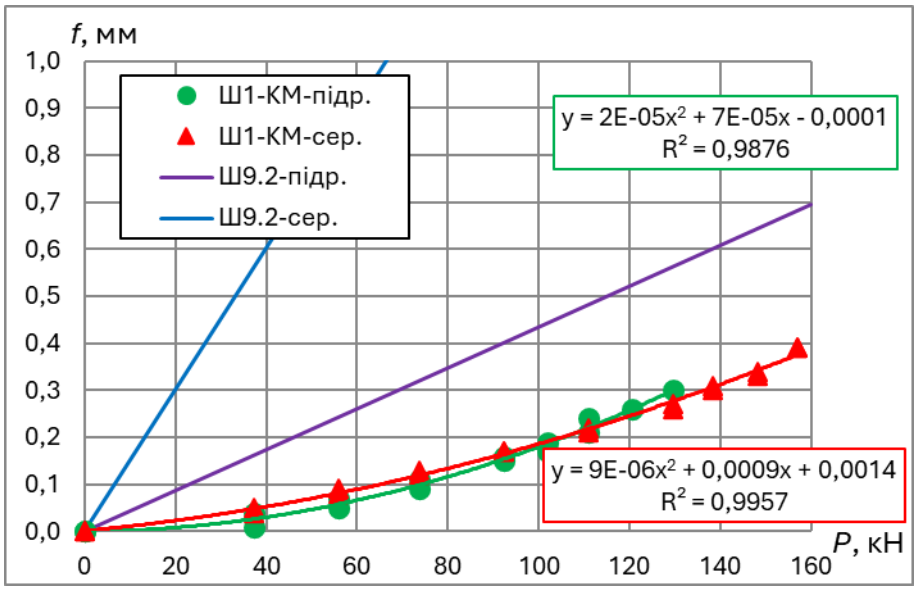


Рис. 4.16 – Діаграми деформування шпал з неанкерованою арматурою (Ш1-1) Київського ЕЗЗБШ (КВ, *а*), Коростенського ЗЗБШ (КР, *б*), Кременчуцького ЗЗБШ (КМ, *в*) і шпал з анкерованою арматурою (Ш9-2 ГПУ)

а) *в*)

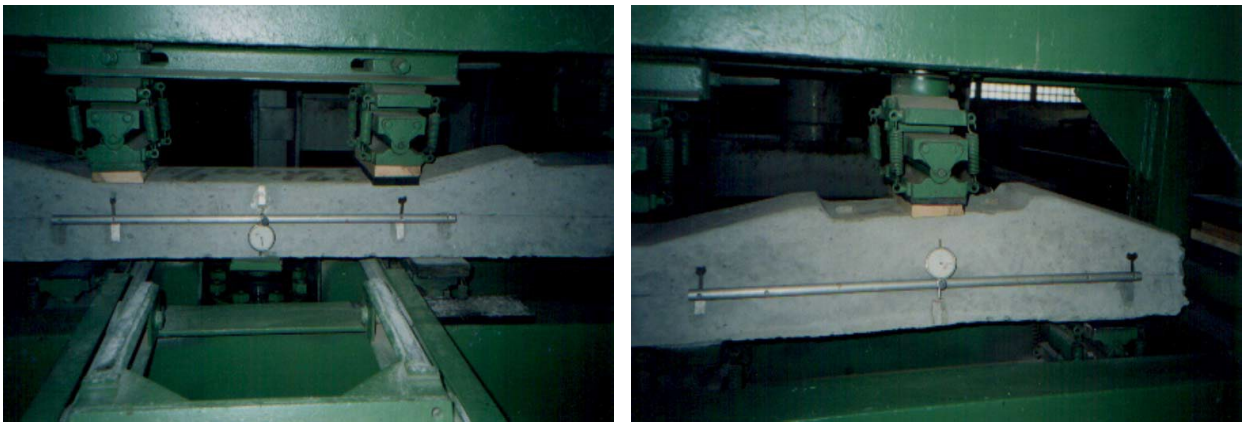
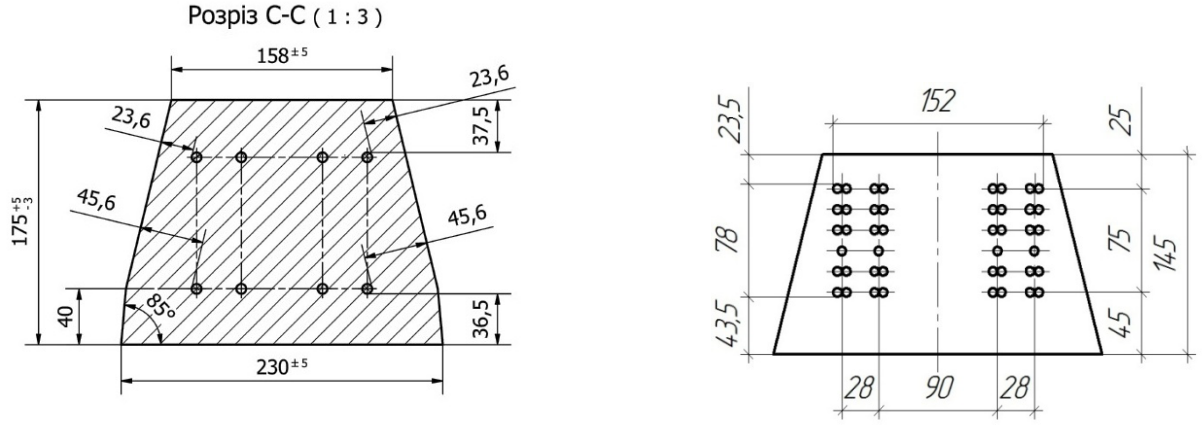


Рис. 4.17 – Вимірювання деформацій шпали за допомогою вимірювальної балки та індикатора годинникового типу ІЧ-1 [111-113]: *а* – середнього перерізу; *в* – підрейкового перерізу

а) *б*)



в) *г*)

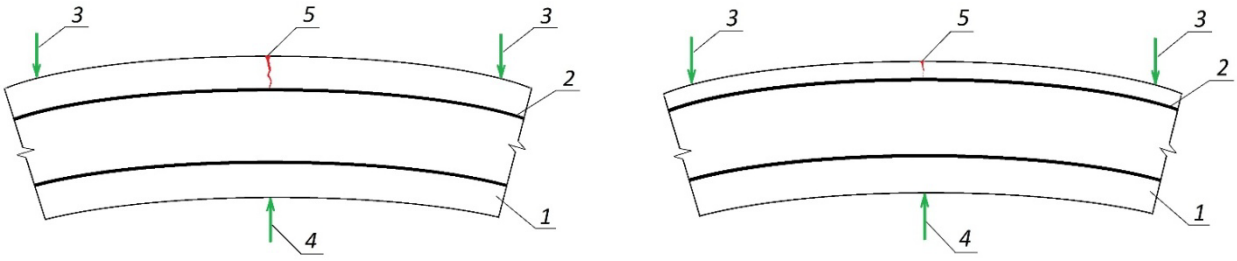


Рис. 4.18 – Середні перерізи шпал Ш9-2 ГПУ (*а*) і Ш1-1 (*б*) і схеми, що пояснюють вплив положення арматурного пакету в перерізі на утворення тріщини і тріщиностійкість шпал Ш9-2 ГПУ (*в*) і Ш1-1 (*г*) в середньому перерізі: *1* – бетон шпали; *2* – арматура; *3* – опори під час випробування; *4* – випробувальне навантаження; *5* – тріщина

3) Кут нахилу діаграми деформування шпали Ш9-2 ГПУ в підрейковому перерізі близький до кутів нахилу діаграм шпали Ш1-1, що свідчить про порівняні величини їх прогинів (за виключенням осідання опор);

4) Кут нахилу діаграми деформування шпали Ш9-2 ГПУ в середньому перерізі більший кутів нахилу діаграм шпали Ш1-1, що свідчить про більші величини її прогинів навіть за виключенням осідання опор та може бути пояснене:

- більшою відстанню арматурного пакету від зовнішньої грані розтягнутої зони в середньому перерізі шпали Ш9-2 ГПУ (на рис. 4.2, *а*, *в* – зверху) порівняно зі шпалою Ш1-1 (рис. 4.2, *б*, *г*);

- можливою більшою деформативністю високоміцного бетону через особливості його структури, притаманні високоміцним бетонам з високою витратою цементу [73].

Виконано аналіз показників тріщиностійкості стандартних шпал з неанкерованою арматурою Ш1-1, які вироблялись Київським ЕЗЗБШ, Коростенським ЗЗБШ, Кременчуцьким ЗЗБШ, за даними [111-113], відповідно. Результати аналізу наведено в табл. А.3 додатку А і на рис. 4.18.

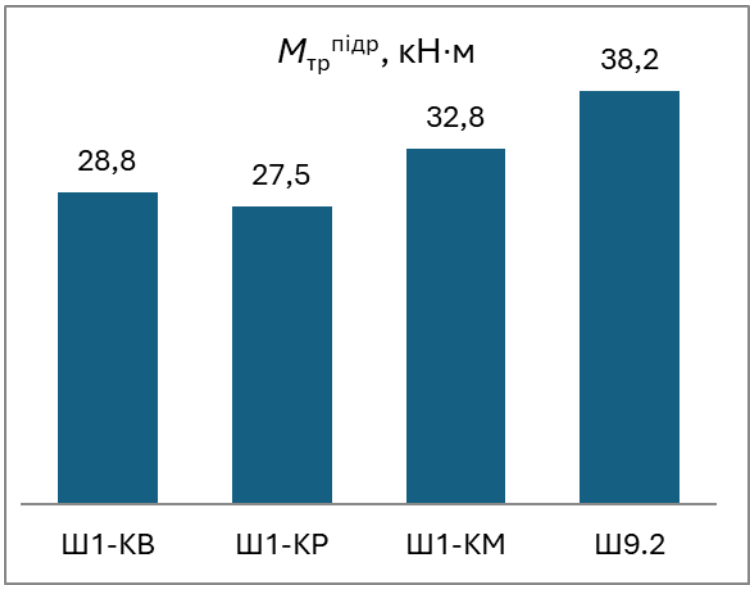
На рис. 4.19 наведено величини моментів тріщиностійкості шпал (згинальних моментів, за яких утворювались тріщини) в підрейковому $M_{тр}^{підр}$ і середньому $M_{тр}^{сер}$ перерізах. Як видно із рис. 4.18, за величинами моментів тріщиностійкість шпали Ш9-2 ГПУ перевищує тріщиностійкість шпал Ш1-1 в перерізах:

- підрейковому – на 16–32 %, в середньому на 29 %;

- середньому – на 18–29 %, в середньому на 25 %.

Результати дослідження опубліковано в [96, 97, 98].

а)



б)

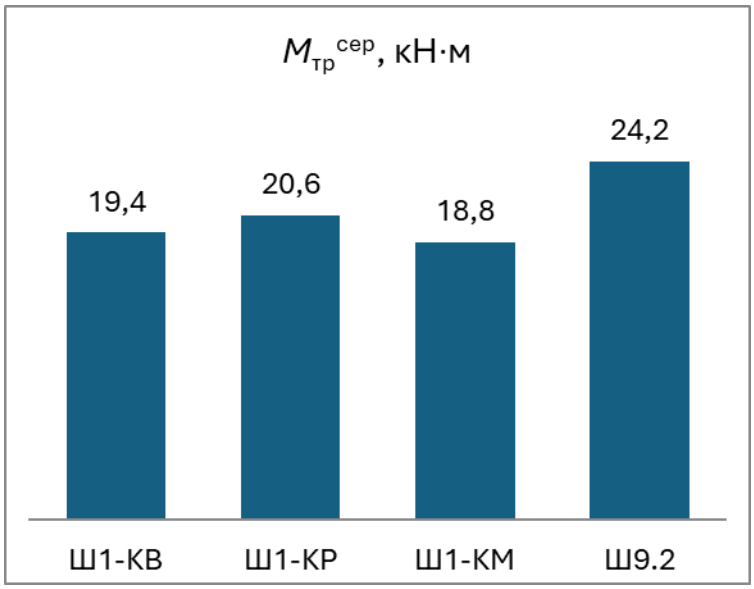


Рис. 4.19 – Моменти тріщиностійкості шпал Ш1-1 виробництва Київського ЕЗЗБШ (КВ), Коростенського ЗЗБШ (КР), Кременчуцького ЗЗБШ (КМ) і Ш9.2 ГПУ в перерізах: а – підрейкових; б – середніх

Висновки за розділом 4

1. Виконано аналіз впливу захисту анкерованої арматури на торцях залізобетонних шпал на їх електрофізичні властивості, зокрема показано, що у стандартних шпалах з неанкерованою арматурою та її випусками із торцевих

граней частина тягового струму у вигляді струму витоку стікає з рейки через скріплення в поровий електроліт бетону, що є насиченим розчином гідроксиду кальцію, з нього на арматуру, а з її випусків – в баласт і далі в основну площадку. Постійний струм спричиняє електрокорозію арматури. У разі захисту анкерованої арматури на кінцях шпал бетоном стікання струму здійснюватиметься через нього, спричиняючи його електроміграційне вилуговування – електрокорозію. Завдяки протяжності арматури струм розподіляється по довжині шпали, густина струму незначна і для щільного бетону зазначені процеси не впливають на ресурс шпал.

2. Розроблено схеми електричного опору стандартних залізобетонних шпал з випусками арматури і шпал з анкерованою і захищеною бетоном на торцях арматурою, що складаються із паралельних та послідовних з'єднань конструктивних елементів. Розрахунками за цими схемами встановлено та експериментально підтверджено, що захист арматури бетоном на торцях шпал забезпечує підвищення електричного опору між рейковим скріпленням і торцем шпали в сухих погодних умовах – у 2,3 рази, у вологих погодних умовах – у 2,5 рази, під час атмосферних опадів – до 6 порядків.

3. Виконано дослідження впливу анкерування арматури залізобетонних попередньо напружених шпал на напружено-деформований стан шпал методом скінчених елементів. Встановлено, що найбільш напруженими зонами під експлуатаційними навантаженнями є зони підрейкових перерізів і анкерів та, в дещо меншому ступені, зони анкерування арматури, проте напруження не перевищують гранично допустимих. Суттєвих змін в полях напружень за рахунок анкерування арматури не спостерігається. Максимальні напруження в зоні підрейкових перерізів знижуються, стискаючі – на 7 %, розтягувальні – на 50 %. У середньому перерізі стискаючі напруження збільшуються у 2,3 рази, проте їх значення не перевищують граничних, а розтягувальні напруження взагалі зникають. Підтверджено отриманий за результатами досліджень на

моделях висновок щодо несуттєвого впливу анкерування арматури на напружено-деформований стан залізобетонної шпали в цілому.

4. Виконано порівняльні дослідження жорсткості й тріщиностійкості залізобетонних шпал з анкерованою арматурою, розроблених і виготовлених з урахуванням результатів досліджень, та стандартних шпал з неанкерованою арматурою. Проєктні характеристики шпал з анкерованою арматурою, що визначають їх несучу здатність (тріщиностійкість, жорсткість, міцність), перевищують показники стандартних шпал: висота середнього перерізу – на 21 %; розривне зусилля арматурного пакету – на 25 %; попередній натяг пакету – на 20 %; висота арматурного пакету – на 25 %; міцність бетону на стиск – на 56 %; клас бетону – на сходинку (до С50/60). Здійснено випробування навантаженням шпал з анкерованою арматурою з отриманням діаграм деформування та порівняно їх результати з аналогічними даними для стандартних шпал. Встановлено, що за величинами моментів, за яких утворюються тріщини, тріщиностійкість шпал з анкерованою арматурою перевищує тріщиностійкість стандартних шпал в перерізах: підрейковому – на 29 %; середньому – на 25 %. Деформування під навантаженням шпали з анкерованою арматурою в підрейкових перерізах є порівняним з деформуванням стандартної шпали, деформації в середньому перерізі перевищують деформації стандартної шпали, проте в цілому деформування має більш сприятливий пружний характер за рахунок виключення проковзування арматури в бетоні. Отже, впровадження шпал з анкерованою арматурою підвищить їх тріщиностійкість, стійкість до циклічних навантажень та ресурс в цілому.

РОЗДІЛ 5
ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ

5.1 Розроблення і впровадження рекомендацій з вибору конструкції і технології виробництва залізобетонних шпал

За результатами дисертаційного дослідження для Товариства з обмеженою відповідальністю «Гранпостач Україна» (ТОВ «ГПУ») розроблено рекомендацій з вибору конструкції і технології виробництва залізобетонних шпал (додаток Б) [115]. Під час розробки Рекомендацій враховано також результати досліджень аспірантів Максима Муригіна, Кирила Куцина.

Розроблення Рекомендацій було замовлено ТОВ «ГПУ» у зв'язку з запланованим облаштуванням у власних виробничих приміщеннях технологічної лінії з виробництва залізобетонних шпал для залізниць України і країн ЄС, які були б конкурентоздатними на їх ринках. Для організації виробництва було передбачене конструювання шпал та замовлення у світових виробників технологічного обладнання.

Рекомендовано конструювати шпали у відповідності до вимог ДСТУ Б В.2.6-209:2016 «Шпали залізобетонні попередньо напружені для залізниць колії 1520 і 1435 мм. Технічні умови» зі зміною №1 та ДСТУ EN 13230-1:2018 «Залізничний транспорт. Колія. Бетонні шпали та опори. Частина 1. Загальні вимоги (EN 13230-1:2016, IDT)».

Рекомендовано забезпечити відповідність шпал вимогам одночасно національного стандарту та імплементованого в Україні EN та/або можливість швидкого нескладного переналагодження технології на виробництво шпал різних типів. Таке переналагодження технології на виробництво шпал Ш9, Ш1, СБ3 за ДСТУ Б В.2.6-209:2016 забезпечить підвищення конкурентоздатності продукції в цілому.

За базовий рекомендовано прийняти тип шпал Ш9 за ДСТУ Б В.2.6-209:2016 для безпідкладкових шурупно-дюбельних пружних рейкових скріплень та рейок типів Р65, 60Е1, UIC60.

Рекомендовано впровадити низку нових конструктивно-технологічних рішень, зокрема:

- армувати шпали попередньо напруженим високоміцним дротом діаметром не менше ніж 7 мм або стержневою арматурою, які розташовувати у два горизонтальних ряди, збільшивши загальну висоту арматурного пакета порівняно зі стандартними шпалами;

- зусилля натягу арматурного пакету прийняти не менше ніж 392 кН;

- забезпечити анкерування арматури в бетоні на кінцях шпал, виключивши випуски арматури із торців шпал і захистивши арматуру з їх боку бетоном, а в технологічних отворах – цементно-піщаним розчином товщиною не менше ніж 30 мм;

- прийняти конструкцію анкерних плит та закріплення арматури за них такими, щоб виключити проковзування арматури в бетоні та одночасно забезпечити поперечне армування від подовжніх тріщин на кінцях шпали, для чого анкерні плити мають бути спільними для горизонтального ряду арматури, арматура має пропускатись через отвори в анкерних плитах і закріплятись за них висадженими головками, обтискними шайбами тощо;

- попередній натяг арматури здійснювати за анкерні плити високоміцними болтами, пропущеними через отвори в торцях силових форм;

- прийняти клас бетону за міцністю на стиск вищий за С35/45;

- впровадити заходи з підвищення міцності бетону на розтяг: увести до складу бетону базальтову фібру; зменшити крупність заповнювачів, замінивши фракції щебеню до 20 мм європейськими фракціями до 16 мм;

- прийняти контрольне навантаження під час випробування шпал на тріщиностійкість: для підрейкового перерізу – 147 кН; для середнього перерізу – 117,7 кН.

Згідно з цими Рекомендаціями ТОВ «ГПУ» розроблено конструкцію шпали (рис. 1.7), придбано в країнах ЄС комплект обладнання, укомплектовано, встановлено та запущено технологічну лінію з їх виробництва. Зразки шпал перших партій надіслано в УкрДУЗТ для лабораторних досліджень. Результати цих досліджень наведено у п. 4.3 і додатку А. За результатами випробувань складено протокол (додаток В), з урахуванням якого ТОВ «ГПУ» сертифіковано шпали на відповідність національним стандартам. Акт впровадження від ТОВ «ГПУ» міститься у додатку Г.

5.2 Впровадження результатів дослідження впливу фібри на фізико-механічні властивості бетону і цементних композицій

Результати дослідження впливу фібри на фізико-механічні властивості бетону і цементних композицій (п. 3.4) використано для розробки армованої фіброю цементної композиції для прокладного шару безбаластного мостового полотна із залізобетонних плит на металевих залізничних мостах [103, 104]. Цей матеріал є дрібнозернистим портландцементним бетоном, армованим поліефірними волокнами з високим ступенем армування, який забезпечує потрібну деформативність прокладного шару, відповідну деформативності гумодерев’яного покладного шару. На основі цього матеріалу розроблено і запатентовано спосіб ремонту колії на залізничних мостах із заміною гумодерев’яного прокладного шару прокладним шаром із цього матеріалу [116, 117].

5.3 Оцінка соціально-економічної ефективності впровадження результатів досліджень

Впровадження результатів досліджень здійснено ТОВ «Гранпостач Україна», для якого розроблено «Рекомендації з вибору конструкції і технології виробництва залізобетонних шпал» (Додаток Б) [115]. Згідно з «Рекомендаціями» ТОВ «ГПУ» організовано нове виробництво залізобетонних шпал – укомплектовано та запущено технологічну лінію з їх виробництва. Це обумовило отримання соціально-економічного ефекту у вигляді створення 15 робочих місць, збільшення обсягу прибутку ТОВ «ГПУ» (не розкривається через комерційну тайну) та обсягів надходжень до бюджетів різних рівнів через обов'язкові та податкові платежі. Інформація про отриманий соціально-економічний ефект міститься в Акті впровадження від ТОВ «ГПУ» (додаток Г).

5.4 Впровадження результатів досліджень у навчальний процес

Результати дисертаційного дослідження використано у навчальному процесі УкрДУЗТ за освітніми програмами «Залізничні споруди та колійне господарство», «Управління колійним комплексом залізниць , промислового та міського транспорту» (спеціальність J7 Залізничний транспорт), «Промислове та цивільне будівництво» (спеціальність G19 Будівництво та цивільна інженерія) в освітніх компонентах: «Залізнична колія (улаштування та проєктування рейкової колії)», «Улаштування та утримання колії на ділянках автоблокування та електричної тяги», «Залізобетонні конструкції (спецкурс)», «Сучасні технічні рішення щодо підвищення надійності елементів залізничної колії», Модифікація бетоні і будівельних розчинів хімічними і мінеральними добавками та полімерами», а також у дипломному проєктуванні.

Довідка про впровадження у навчальний процес та теми, що виконувались за кошти державного бюджету та грантові кошти та отримали державну реєстрацію, міститься у Додатку Г.

Висновки за розділом 5

1. За результатами дисертаційного дослідження для ТОВ «Гранпостач Україна» розроблено Рекомендації з вибору конструкції і технології виробництва залізобетонних шпал. Згідно з Рекомендаціями товариством розроблено конструкцію шпали, укомплектовано, встановлено та запущено технологічну лінію з їх виробництва. Впровадження Рекомендацій обумовило соціально-економічний ефект – створено 15 робочих місць, збільшено обсяг прибутку ТОВ «ГПУ» (не розкривається через комерційну тайну) та обсяги надходжень до бюджетів різних рівнів через обов'язкові та податкові платежі.

2. З використанням результатів досліджень, зокрема, впливу фібри на фізико-механічні властивості цементних композицій розроблено та запатентовано спосіб ремонту верхньої будови колії, зокрема, її підрейкової основи, на залізничних мостах.

3. Отримані в дисертації результати впроваджені у навчальний процес з підготовки бакалаврів, магістрів, докторів філософії за спеціальностями J7 (273) Залізничний транспорт, G19 (192) Будівництво та цивільна інженерія.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Виконано експериментально-теоретичні дослідження з оцінки впливу випусків арматури на електрофізичні властивості залізобетонних шпал, корозійні та електрокорозійні процеси в них.

1.1. Показано, що у стандартних шпалах з випусками арматури із торцевих граней частина тягового струму (струм витоку) стікає з рейки через скріплення в поровий електроліт бетону, що є насиченим розчином гідроксиду кальцію, з нього на арматуру, а з її випусків – в баласт і далі в основну площадку. Постійний струм спричиняє електрокорозію арматури. Розроблено схеми електричного опору шпал з випусками арматури і з захищеною бетоном арматурою, що складаються із паралельних та послідовних з'єднань елементів. Розрахунками встановлено та експериментально підтверджено, що захист арматури бетоном на торцях шпал забезпечує підвищення електричного опору між рейковим скріпленням і торцем шпали в сухих погодних умовах – у 2,3 рази, у вологих погодних умовах – у 2,5 рази, під час атмосферних опадів – до 6 порядків.

1.2. Експериментально встановлено, що протягом впливу на моделі шпал електричних потенціалів – постійного та пульсуючого однонаправленого (ПОЕП) сила струму зменшується, електричний опір – зростає через поляризацію колоїдних частинок продуктів гідратації цементу та кольматацію порового простору неелектропровідними продуктами корозії. Втрату бетоном захисних властивостей відносно арматури через нейтралізацію ці впливи не спричинили, проте вдвічі прискорили проникнення агресивних до арматури хлоридів. Сталева арматура з випусками із торців шпал зазнає корозії у порядку зростання інтенсивності: без електричних впливів у водному середовищі – без електричного впливу в середовищі, що містить хлориди – за впливу ПОЕП у водному середовищі – за впливу постійного потенціалу у водному середовищі – за впливу як ПОЕП, так і постійного потенціалу у середовищі, що містить хлориди.

2. Розроблено моделі підрейкового перерізу залізобетонних шпал з неанкерованою та анкерованою попереднього напруженою арматурою та їх скінченно-елементні моделі та виконано розрахунковий та натурний експерименти з їх навантаження. Встановлено, що анкерування арматури не підвищило тріщиностійкості та міцності моделей. Разом з тим збільшення попереднього напруження арматури суттєво підвищило тріщиностійкість (момент тріщиноутворення на 85–104 %) та міцність (руйнівний момент на 34–35 %). Отже анкерування арматури не підвищило стійкість шпал до утворення поперечних тріщин в підрейкових та середньому перерізах і його можна вважати заходом, доцільним з технологічних міркувань, а також таким, що дозволяє захистити торці арматурних стержнів від контакту із зовнішнім середовищем для запобігання стікання з них струму.

3. Виконано експериментальне дослідження впливу положення арматури на тріщиностійкість перерізу моделі. Встановлено, що розсунення арматурного пакету з максимальним наближенням крайнього ряду арматури до підрейкової площадки дозволить підвищити тріщиностійкість шпали в зоні анкера (момент тріщиноутворення) на 35 %.

4. Виконано експериментально-теоретичні дослідження впливу дисперсного армування та крупності заповнювачів на міцність бетону на розтяг як показник тріщиностійкості.

4.1. Додавання фібри підвищило міцність бетону на розтяг, не підвищивши міцність на стиск. Найбільше підвищення міцності на розтяг у 1,5 рази отримано додаванням 6 кг/м^3 бетону базальтової фібри довжиною 24 мм та 26 кг/м^3 сталевої фібри довжиною 6 мм.

4.2. Обґрунтовано підвищення міцності бетону на розтяг за рахунок зменшення крупності заповнювачів та уведення мінеральних добавок. Заміна в дрібнозернистому бетоні піску з модулем крупності 1,2 піском з модулем крупності 0,65 із забезпеченням оптимального коефіцієнту його розсунення

цементним каменем забезпечило підвищення міцності на розтяг за згином в 1,9 раз, а уведення 15 % добавки мікрокремнезему – ще на 44 %.

5. Розроблено скінченно-елементну модель шпали з неанкерованою та анкерованою арматурою, досліджено вплив анкерування на напружено-деформований стан шпали, випробувано дослідні зразки шпал навантаженням.

5.1. Встановлено, що найбільш напруженими зонами під експлуатаційними навантаженнями є зони підрейкових перерізів і анкерів та анкерування арматури, проте напруження не перевищують допустимих. Суттєвих змін в характері полів напружень за рахунок анкерування арматури не спостерігається, максимальні напруження в зоні підрейкових перерізів знижуються: стискаючі – на 7 %; розтягувальні – на 50 %. У середньому перерізі стискаючі напруження збільшуються у 2,3 рази, проте їх значення не перевищують граничних, а розтягувальні напруження взагалі зникають.

5.2. Випробуваннями шпал з анкерованою арматурою, виготовлених з підвищеним на 20 % попереднім напруженням, розсуненим на 25 % арматурним пакетом, підвищеним до С50/60 класом бетону, встановлено, що їх моменти тріщиноутворення перевищили такі у стандартних шпалах в перерізах: підрейковому – на 29 %; середньому – на 25 %. Отже, впровадження шпал з анкерованою арматурою забезпечить підвищення тріщиностійкості, стійкості до циклічних навантажень та ресурсу шпал в цілому.

6. Розроблено рекомендації з вибору нових конструкції і технології виробництва залізобетонних шпал, впроваджено результати досліджень у виробничих умовах. Згідно з Рекомендаціями ТОВ «ГПУ» розроблено конструкцію шпали, укомплектовано та запущено технологічну лінію з їх виробництва. Впровадження обумовило соціально-економічний ефект – створено 15 робочих місць, збільшено обсяг прибутку ТОВ (не розкривається через комерційну тайну) та обсяги надходжень до бюджетів різних рівнів через обов'язкові та податкові платежі. Отримані в дисертації результати впроваджені у навчальний процес УкрДУЗТ.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Даніленко Е.І. Залізнична колія. Улаштування, проектування і розрахунки, взаємодія з рухомим складом Інпрес, Київ. 1 (2010) 528 с.; 2 (2010) 456 с.

2. Основні показники по колійному господарству станом на 01.01.2020 і 01.01.2021. ЦП, АТ «Укрзалізниця», 2021.

3. Залізобетонні шпали За ред. О.П. Мчедлова-Петросяна. Праці ХІІТу, Харків. Питання виготовлення та експлуатації 86 (1966) 64 с.; Проблеми надійності та довговічності 109 (1969) 64 с.

4. Технологічне забезпечення довговічності залізобетонних шпал За ред. О.П. Мчедлова-Петросяна. Праці ХІІТу, Харків 122 (1971) 64 с.

5. ДСТУ Б В.2.6-209:2016 Шпали залізобетонні попередньо напружені для залізниць колії 1520 і 1435 мм. Технічні умови. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=64108

6. ДСТУ Б В.2.6-209:2016 Шпали залізобетонні попередньо напружені для залізниць колії 1520 і 1435 мм. Технічні умови. Зміна № 1. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=102264

7. Курган М.Б., Курган Д.М., Тютькін О.Л. Теоретичне та практичне обґрунтування перебудови мережі залізниць України на Європейський стандарт. ЖурФонд, Дніпро. 2025. 256 с.

8. Kurhan D., Kurhan M., Hmelevska N. Development of the High-Speed Running of Trains in Ukraine for Integration with the International Railway Network Acta Polytechnica Hungarica 19(3) (2022) 207–218. https://doi.org/10.12700/APH.19.3.2022.3.16

9. Commission Regulation (EU) No 1299/2014 of 18 November 2014 on the technical specifications for interoperability relating to the ‘infrastructure’ subsystem of the rail system in the European Union. Text with EEA relevance

10. Bal O., Tverdomed V., Kovalchuk O., Solodiak L., Borys N. Implementation of TSI requirements in railway infrastructure modernization projects of Ukraine in the context of EU transport system integration Transport Systems and Technologies 45 (2025) https://tst.duit.in.ua/index.php/tst/article/view/422

11. ДСТУ EN 13230-1:2018 Залізничний транспорт. Колія. Бетонні шпали та опори. Частина 1. Загальні вимоги (EN 13230-1:2016, IDT). https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=80521

12. ДСТУ EN 13230-2:2018 Залізничний транспорт. Колія. Бетонні шпали та опори. Частина 2. Попередньо напружені шпали моноблочні (EN 13230-2:2016, IDT). https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=80523

13. Твердомед В.М. Стабільність ширини рейкової колії з різними конструкціями рейкового скріплення при швидкостях руху поїздів до 160 км/год Рейковий рухомий склад 25 (2022) 20–29. https://ukrndiv.com.ua/wp-content/uploads/2023/01/Zbirnyk-25.-12.01.pdf

14. Бойко В.Д., Потапов Д.О., Демченко В.О., Молчанов В.М., Демченко О.В. Діагностика та експериментальні дослідження стійкості колії з використанням різних типів скріплення Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту 198 (2021) 100-110 https://doi.org/10.18664/1994-7852.198.2021.256615

15. ЦП-0269 Інструкція з улаштування та утримання колії залізниць України. Затверджена наказом Укрзалізниці від 01.03.2012 №072Ц.

16. Корпорація КРТ. Офіційний сайт. Продукція. https://krt.co.ua/products/

17. Плугін А.А., Плугін А.М., Мірошніченко С.В., Калінін О.А., Лютий В.А., Тулей Ю.Л. Досвід експлуатації пружних рейкових скріплень типу PRS і залізобетонних шпал із ними Українські залізниці 3–4 (2015) 60–64.

18. Плугін А.М., Плугін А.А., Тулей Ю.Л., Мірошніченко С.В., Калінін О.А., Лютий В.А. Досвід експлуатації залізобетонних шпал з пружними

рейковими скріпленнями, розробленими в УкрДАЗТ Збірник наукових праць УкрДАЗТ 148(2) (2014) 92−103.

19. Vossloh. Офіційний сайт. System W 14. https://media.vossloh.com/media/01_product_finder/vfs/system_w_14/Vos_Produktbroschuere_W14_EN.pdf

20. Робочі креслення Ш9.2.000.00.СК. ТОВ «ГПУ» (2024)

21. Мартинов І.Е, Вітольберг В.Г., Потапов Д.О. Параметри надійності роботи залізобетонних шпал у різних експлуатаційних умовах Збірник наукових праць УкрДУЗТ 175 (2018) 47–57.

22. ДСТУ 9002:2020 Споруди транспорту. Класифікація, періодичність призначення та проведення планово-запобіжних ремонтів залізничних колій. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=89558

23. ЦП-0150 Технічні вказівки з використання старопридатних матеріалів верхньої будови колії на залізницях України. НКТБ ЦП Укрзалізниці, Київ. 2006. 56 с.

24. Плугін А.А., Мірошніченко С.В., Калінін О.А., Ляху Л.В., Ганжела С.Ю. Експериментальні дослідження тріщиностійкості залізобетонних шпал з безпідкладковим пружним рейковим скріпленням Збірник наукових праць УкрДУЗТ 192 (2020) 11–23. https://doi.org/10.18664/1994-7852.192.2021.223738

25. Plugin, A.A., Miroshnichenko, S.V., Lobiak, O.V., Kalinin, O.A., Plugin, D.A. Crack resistance of reinforced-concrete sleepers with elastic rail fastening systems without base-plate. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 1002(1) (2020) 012010. https://doi.org/10.1088/1757-899X/1002/1/012010

26. Плугін А.А., Крикун О.П., Зінченко В.В., Борзяк О.С., Дудін О.А. Вплив корозії бетону від взаємодії лугів цементу з реакційноздатними заповнювачами на пошкодження залізобетонних шпал у колії Збірник наукових

праць УкрДУЗТ 196 (2021) 43-57. https://doi.org/10.18664/1994-7852.196.2021.241657

27. Плугін А.А., Мусієнко С.М., Крикун О.П., Зінченко В.В., Калінін О.А. Вплив якості матеріалів для бетону на експлуатаційні властивості залізобетонних шпал. Міжнародна науково-технічна конфер. «Органічні і мінеральні в'яжучі та дорожні бетони на їх основі». Харків (2022) 114-117. https://rcf.khadi.kharkov.ua/fileadmin/user_upload/Збірник_тез_-_Редакція_.pdf

28. de Souza Lima E.H., Carneiro A.M.P. A review of failures of railway monoblock prestressed concrete sleepers Engineering Failure Analysis 137 (2022) 106389. https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2022.106389

29. Esmaeili M., Seyedkazemi M., Shiri B. Innovative methodology for longitudinal crack detection in prestressed concrete sleepers through modal identification and updating Railway Engineering Science, 33 (2025) 766–790. https://doi.org/10.1007/s40534-025-00402-7

30. Li D., Kaewunruen S., You R. Bursting Effects in Prestressed Concrete Sleepers at Different Prestressed Levels Lecture Notes in Civil Engineering 302 (2023) 1464–1470. https://doi.org/10.1007/978-981-19-7331-4_116

31. You R., Wang J., Ning N., Wang M., Zhang J. The Typical Damage Form and Mechanism of a Railway Prestressed Concrete Sleeper Materials 15(22) (2022) 8074. https://doi.org/10.3390/ma15228074

32. Плугін А.А., Борзяк О.С., Плугін О.А., Крикун О.П., Зінченко В.В. Розвиток уявлень про електрокорозію конструкцій залізничної колії та удосконалення способів їхнього захисту з застосуванням електропровідних композицій Збірник наукових праць УкрДУЗТ 204 (2023) 35–52. http://doi.org/10.18664/1994-7852.204.2023.283877

33. Liu Y.-C., Chang E., Shyu, J., Chen X. Dynamic analysis of the leakage current corrosion for the non-grounded DC railway systems International Journal of Electrical Energy 3(4) (2015) 257–261. https://doi.org/10.18178/IJOEE.3.4.257-261

34. Bertolini L., Carsana M., Pedeferri P. Corrosion behaviour of steel in concrete in the presence of stray current Corrosion Science 49 (2007) 1056–1068. https://doi.org/10.1016/j.corsci.2006.05.048

35. Chen Z., Koleva D. Corrosion behavior of reinforcing steel undergoing stray current and anodic polarization Materials 14(2) (2021) 261. https://doi.org/10.3390/Fma14020261

36. Tang K. Stray current induced corrosion of steel fibre reinforced concrete. Cement and Concrete Research 100 (2017) 445-456. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.08.004

37. Babaahmadi A., Tang L., Abbas Z., Zack T., Martensson P. Development of an electro-chemical accelerated ageing method for leaching of calcium from cementitious materials Materials and Structures 49 (2016) 705–718. https://doi.org/10.1617/s11527-015-0531-8

38. Duranceau S.J., Johnson W.J., Pfeiffer-Wilder R.J. A study examining the effect of stray current on the integrity of continuous and discontinuous reinforcing bars Experimental Techniques 35 (2011) 53–58. https://doi.org/10.1111/j.1747-1567.2010.00656.x

39. Eichler T., Isecke B. Stray current-induced corrosion in cathodic protection installations of steel-reinforced concrete structures: FEM study of the critical parameters https://doi.org/10.1002/maco.202011620

40. Howind T., Hughes J.J., Zhu W. Correlation of Ca/Si and micromechanical properties in leached grey and white cement pastes 34thInternational Conference on Cement Microscopy ICMA (2012) https://www.researchgate.net/publication/288709407_Correlation_of_CASI_and_micromechanical_properties_in_leached_grey_and_white_cement_pastes

41. Plugin A.A., Zhu W., Murygin M.A., Plugin D.A., Murygina N.O. New research methods of electro-corrosion processes in concrete structures IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci. 1376 (2024) 012018. https://doi.org/10.1088/1755-1315/1376/1/012018

42. Plugin A.A., Kostiuk T.O., Plugin O.A., Bondarenko D.O., Sukhanova Yu.A., Partala N.N. Interaction of Mineral and Polymer Fibers with Cement Stone and their Effect on the Physical-Mechanical Properties of Cement Composites JERA 31 (2017) 59-68. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/JERA.31.59

43. Sadeghi J., Tolou Kian A.R., Shater Khabbazi A. Improvement of mechanical properties of railway track concrete sleepers using steel fibers. Journal of Materials in Civil Engineering. 28 (11) (2016). 04016131

44. Mirza O., Camille C., Clarke T. Optimisation of Macro-Synthetic Fibre Reinforced Concrete (MSFRC) as Alternative Railway Sleepers. In book: Engineering Materials, Structures, Systems and Methods for a More Sustainable Future. Taylor & Francis (2025) https://doi.org/10.1201/9781003677895-567

45. Kangkang Tang. Stray current induced corrosion of steel fibre reinforced concrete. Cement and Concrete Researsh. 100 (2017). 445-456.

46. Camille C., Mirza O., Kirkland B., Clarke T. Numerical investigation of prestressed concrete sleepers reinforced with high-performance macro synthetic fibres Engineering Failure Analysis 159 (2024) 108149. https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2024.108149

47. Li D., You R. Mechanisms and Evolution of Cracks in Prestressed Concrete Sleepers Exposed to Time-Dependent Actions Applied Sciences 12(11) (2022) 5511. https://doi.org/10.3390/app12115511

48. Li D., You R., Kaewunruen S. Crack Propagation Assessment of Time-Dependent Concrete Degradation of Prestressed Concrete Sleepers Sustainability 14(6) (2022) 3217. https://doi.org/10.3390/su14063217

49. Kaewunruen S., Fu H., Ye C. Numerical studies to evaluate crack propagation behaviour of prestressed concrete railway sleepers Engineering Failure Analysis 131 (2022) 105888. https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105888

50. Dudek M., Stryszewska T. Self-Healing of Cracks in Cementitious Materials as a Method of Improving the Durability of Pre-Stressed Concrete Railway Sleepers Materials 17(3) (2024) 760. https://doi.org/10.3390/ma17030760

51. Yaghmour E., Andrawes B. Concrete sleepers in modern railways: A review of innovative material technologies Engineering Failure Analysis 184 (226) 110305. https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2025.110305

52. Plugin A., Murygin M., Plugin D., Najafov E., Musiienko S., Lobiak, O. (2025). Establishing patterns in the stressed-strained state of concrete sleepers with prestressed composite reinforcement and their models Eastern-European Journal of Enterprise Technologies 5(7(137)) (2025) 6–16. https://doi.org/10.15587/1729-4061.2025.341427

53. Kaewunruen S., Remennikov A.M. Experimental and Numerical Studies of Railway Prestressed Concrete Sleepers Under Static and Impact Loads (2007) http://ro.uow.edu.au/engpapers/372

54. Kaewunruen S., Gamage E.K., Remennikov A.M. Modelling Railway Prestressed Concrete Sleepers (Crossties) With Holes and Web Openings Procedia Engineering 161 (2016) 1240–1246. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.556

55. Jain M., Khapre R. Post-tensioned anchorage zone: A review Structures 46 (2022) 31–48. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.10.033

56. Zhan Y., Li Z., Yue F., Wang Y., Liu C., Li Y. Bond behavior and anchorage length of 18-mm-diameter steel strands embedded in ultra-high-performance concrete: an experimental and analytical study Structure and Infrastructure Engineering (2024) https://doi.org/10.1080/15732479.2024.2346583

57. He Z.-Q., Chen J., Liu Z., Ma Z.J. Analytical approach for bursting cracking analysis of post-tensioned anchorage zone Structures 52 (2023) 401–409. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.04.010

58. Berrocal C.G., Flansbjer M., Ekström D., Rempling R., Fernandez I. Application of DOFS for monitoring post-tensioned anchorage zones in reinforced and fibre reinforced concrete Journal of Civil Structural Health Monitoring 15 (2025) 2139–2157. https://doi.org/10.1007/s13349-025-00937-7

59. Wu C., Su Y., Chen T., Sun C., Zhang Z., Meng S. Bearing capacity of post-tensioned concrete local anchorage zones under special bearing plates with

multiple bearing surfaces Engineering Structures 335 (2025) 120338. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.120338

60. Betz P., Curoșu V., Loehnert S., Marx S., Curbach M. Classification of Multiaxial Behaviour of Fine-Grained Concrete for the Calibration of a Microplane Plasticity Model Buildings 13(11) (2023) 2704. https://doi.org/10.3390/buildings13112704

61. Js A., Bhuvaneshwari M. Influence of Basalt Fiber and Slag on the Moduli of Elasticity of Fine-Grained Concrete. In book: Sustainable Innovations in Construction Management (2023). https://doi.org/10.1007/978-981-99-6233-4_43.

62. Vorokhaiev A., Barabash I., Ksionshkevich L., Zeljko K., Grynyova I.I. Fine-grained Fiber Concrete on Mechanoactivated Portlandcement Croatian Regional Development Journal 2(1) (2021) 41–49. https://doi.org/10.2478/crdj-2021-0007

63. Федоров І.С., Добровінська О.Х. Властивості та розрахункові характеристики рекультивованих хвостів збагачувальних фабрик. Надра (1970) 152 с.

64. Shishkina A., Piskun I. Formation of the strength of fine-grained concrete based on modified slag Portland cement Eastern-European Journal of Enterprise Technologies 5 (6(125)) (2023) 74–81. https://doi.org/10.15587/1729-4061.2023.289929

65. Shishkina A., Domnichev A. Ensuring uniformity of strength of fine-grained concrete based on modified composite cement Eastern-European Journal of Enterprise Technologies 1 (6(127)) (2024) 47–53. https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.296898

66. Nguyen S., Thaia Q., Ho L. Properties of fine-grained concrete containing fly ash and bottom ash Magazine of Civil Engineering 107(7) (2021) 10711. https://doi.org/10.34910/MCE.107.11.

67. Poudel R.S. Fine-Grained Concrete on Modified Binder Industrial and Civil Engineering 3 (2022) 31–36. https://doi.org/10.33622/0869-7019.2022.03.31-36.

68. Matýsková K., Bílek V., Procházka L., Hédlová R., Horňáková M. Replacement of Fine Aggregates in Fine-Grained Concrete by Waste Material from Cetris Boards Production Defect and Diffusion Forum 432 (2024) 31–38. https://doi.org/10.4028/p-sMCI67.

69. Nurbayeva M., Aruova L., Kalym S., Toleubayeva Sh., Urkinbayeva Zh., Aukazhieva Zh., Ospanova Zh., Budikova A., Zhakanov A. Influence of Fiber on the Strength Characteristics of Fine-Grained Concrete In book: Proceedings of 2021 4th International Conference on Civil Engineering and Architecture (2022) https://doi.org/10.1007/978-981-16-6932-3_13.

70. Вандоловський О.Г., Казімагомедов І.Е., Чайка В.М. Оптимізація структури мікробетону Науковий вісник будівництва 65 (2011) 153–160.

71. Бабушкін В.І., Плугін А.А., Костюк Т.О. Особливості підбору складу формувальної суміші для цементно-піщаних стінових матеріалів заданої густини Науковий вісник будівництва 4 (1998) 61–63.

72. Бабушкін В.І., Плугін А.А., Костюк Т.О., Матвієнко В.А. Вплив активних поверхневих центрів на міцність свіжо відформованих дрібнозернистих бетонів Науковий вісник будівництва 5 (1999) 85–88.

73. Плугін А.М., Плугін А.А., Калінін О.А. та ін. Основи теорії твердіння, міцності, руйнування та довговічності портландцементу, бетону та конструкцій із них Т.3. Теорія міцності, руйнування та довговічності бетону, залізобетону та конструкцій із них За ред. А.М. Плугіна. Наукова думка, Київ (2012) 288 с.

74. Plugin A., Murygina N., Miroshnichenko S., Kaliuzhna O. Materials for Connecting Railway Reinforced Concrete Bridge Deck with Steel Bridge Structures Lecture Notes in Civil Engineering 290 (2023) 32.

75. Плугін А.А., Муригіна Н.О., Малішевська А.С., Плугін Д.А., Муригін М.А. Розроблення та дослідження композиційного матеріалу для прокладного шару безбаластного мостового полотна Збірник наукових праць УкрДУЗТ 206 (2023) 82–101.

76. Патент на корисну модель 153601 UA Спосіб улаштування прокладного шару між сталевими балками залізничного мосту і залізобетонними плитами безбаластного мостового полотна. А.А. Плугін, Н.О. Муригіна, С.В. Мірошніченко, Т.О. Костюк, С.В. Панченко, Г.Л. Ватуля, Д.О. Плугін, О.А. Калінін, О.А. Плугін, О.В. Лобяк, А.В. Муригін, О.А. Дудін. УкрДУЗТ. Заявл.19.12.2022, заявка № u 2022 04806, опубл.26.07.2023, бюл.№30.

77. Freudenstein S., Geisler K., Mölter T., Missler M. Ballastless track on bridges In book: Ballastless Tracks (2017) 45–72.

78. Fediuk R., Smoliakov A., Muraviov A. Mechanical Properties of Fiber-Reinforced Concrete Using Composite Binders Advances in Materials Science and Engineering 2316347 (2017) 1–13.

79. Plugin A.A., Kostiuk T.O., Pluhin O.A., Bondarenko D.O., Sukhanova Yu.A., Partala N.M. Interaction of Mineral and Polymer Fibers with Cement Stone and their Effect on the Physical-Mechanical Properties of Cement Composites International Journal of Engineering Research in Africa 31 (2017) 59–68.

80. Kurdowski W. Cement and Concrete Chemistry Springer (2014)

81. Marushchak U., Sanytsky M., Sydor N. Design of rapid hardening engineered cementitious composites for sustainable construction SSP – Journal of Civil Engineering 12(2) (2017) 107–112.

82. Pöllmann H. Syntheses, properties and solid solution of ternary lamellar calcium aluminate hydroxi salts (AFm-phases) containing SO_4^{2-}, CO_3^{2-} and OH^- Neues Jb. Miner. Abh. 182(2) (2006) 173–181.

83. Matschei T., Lothenbach B., Glasser F.P. The AFm phase in Portland cement Cement and Concrete Research 37(2) (2007) 118–130.

84. Balonis M., Lothenbach B., Le Saout G., Glasser F.P. Impact of chloride on the mineralogy of hydrated Portland cement systems Cement and Concrete Research 40(7) (2010) 1009–1022.

85. Plugin A.A., Runova R.F. Bonding Calcium Chloride and Calcium Nitrate into Stable Hydration Portland Cement Products: Stability Conditions of Calcium Hydrochloraluminates and Calcium Hydronitroaluminates International Journal of Engineering Research in Africa 36(2018) 69–73.

86. Шабанова Г.М., Корогодська А.М., Гапонова Є.А., Ворожбіян Р.М., Гамова О.А., Девятова Н.Б., Левадна С.В. Ресурсозберігаюча технологія глиноземистих цементів НТУ «ХПІ», Харків (2020) 236 с.

87. Плугін А.А. Удосконалення складу та структури бетону з урахуванням електроповерхневих властивостей його складових для підвищення міцності та стійкості виробів кільцевого перерізу. Дис… к.т.н. 05.23.05. ХІБІ, Харків (1994) 245 с.

88. Plugin A.N., Wang X., Plugin A.A., Kalinin O.A., Miroshnichenko S.V. The Long-Time Creep and Durability of the Concrete and Reinforced Concrete 11th International Congress of the Chemistry of Cement Durban, South Africa 308 (2002) 1761–1772.

89. Плугін А.А., Калюжна О.В., Бабій А.І., Плугін О.А., Овчинніков О.О. Підвищення ранньої міцності бетону залізобетонних шпал за допомогою добавок суперпластифікаторів Науковий вісник будівництва 105 (3) (2021) 155–167. https://doi.org/10.29295/2311-7257-2021-105-3-155-167.

90. Плугін А.А., Калюжна О.В., Борзяк О.С., Плугін О.А., Савченко О.М. Надшвидке отримання передаточної міцності бетону залізобетонних шпал за допомогою комплексних добавок Збірник наукових праць УкрДУЗТ 197 (2021) 44–63. https://doi.org/10.18664/1994-7852.197.2021.248243

91. Городецький О.С., Євзеров І.Д. Комп'ютерні моделі конструкцій Факт, Київ (2007) 394 с.

92. Lobiak A., Plugin A., Kravtsiv L., Kovalova O. Modelling of motorway bridge spans under modernization with consideration of rheological properties of the materials Matec Web of Conferences 234 (2018) 04004. https://doi.org/10.1051/matecconf/201823404004

93. Plugin A., Kaliuzhna O., Lobiak O., Plugin D., Nadzhafov E., Lagler M. Regarding the replacement of steel reinforcement in prestressed concrete sleepers with composite rebars AIP Conf. Proc. 3064 (2024) 060003 https://doi.org/10.1063/5.0199575

94. Tiutkin O., Ovchynnykov P., Neduzha L. Numerical Analysis of the Subgrade Stress-Strain State When Strengthening the Ballast Layer with Reinforced Concrete Lecture Notes in Intelligent Transportation and Infrastructure (2025) https://doi.org/10.1007/978-3-031-85390-6_40

95. Oliynyk O., Boiko V., Molchanov V., Soroka O. Theoretical assessment of the distribution of dynamic interaction forces of the "rolling stock-track" system along the length of subway railway switches Transport systems and technologies 43 (2024) 160-172. https://doi.org/10.32703/2617-9059-2024-43

96. Pustovoitova O.M., Kamchatna S.M., Orel Y.F., Nykytynskyi A.V., Stetsenko I.V. Analysis of structural flooring schemes using computer modeling of their stress-strain state *Вісник Харківського національного автомобільно-дорожнього університету* 112 (2026) 242-249. https://doi.org/10.30977/BUL.2219-5548.2026.112.0.242

97. Плугін А.А., Мусієнко С.М., Микитась С.В. Електричний опір залізобетонних шпал та його контроль у виробничих умовах Тези доповідей 4 Міжнародної науково-технічної конференції «Інтелектуальні транспортні технології» Харків (27–28.11.2023) 333–335. https://kart.edu.ua/wp-content/uploads/2023/11/zbirnik-tez-dopovidej-itt2023-1.pdf

98. Мусієнко С.М., Куцин К.О., Муригін М.А., Плугін А.А. Щодо впливу тріщиностійкості залізобетонних шпал на роботу контактної мережі та систем СЦБ Інформаційно-керуючі системи на залізничному транспорті 3 (Додаток. Тези стендових доповідей та виступів учасників конференції) (2025) 51–52. https://kart.edu.ua/wp-content/uploads/2025/09/dodatok-do-zhurnalu-ikszt-3-2025-z-tezami-dopovidej_38-mnpk.pdf

99. Плугін А.А., Муригін М.А., Мусієнко С.М., Редько І.О., Геворкян Е.С. Порівняльні дослідження впливу електричних потенціалів на корозійні процеси в залізничних шпалах із бетону зі сталевою та композитною арматурою Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту 213 (2025) 61–82. https://doi.org/10.18664/1994-7852.213.2025.341989

100. Мусієнко С.М., Є Чженьхуа, Куцин К.О., Плугін А.А., Плугін Д.А. Тріщиностійкість залізобетонних шпал та шляхи її підвищення Збірник тез міжнародної науково-технічної конференції «Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій» Одеса (22–23.04.2025) 54–57.

101. Plugin A., Murygin M., Plugin D., Najafov E., Musiienko S., Lobiak O. Establishing patterns in the stressed-strained state of concrete sleepers with prestressed composite reinforcement and their models. Eastern-European Journal of Enterprise Technologies 5 (7) (137) (2025), 6–16. https://doi.org/10.15587/1729-4061.2025.341427

102. Musienko S.M., Plugin A.A., Murygin M.A., Kutsyn K.O., Dudin O.A. Increased Crack Resistance of Rail Reinforced Concrete Sleepers for Anchor Rail Fasteners 3rd International Conference on Urban Infrastructure Sustainable Development and Renovation (MistoBud-2026) Kharkiv (29–31.01.2026). https://mistobud.kname.edu.ua/conference-agenda/#tab-16827

103. Plugin A., Murygina N., Pluhin O., Murygin M., Musienko S. Physical-mechanical properties of composite material based on polyester fibres and mineral binder IOP Conference Series: Earth and Environmental Science 1499 (2025) 012074. https://doi.org/10.1088/1755-1315/1499/1/012074

104. Плугін А.А., Тулей Ю.Л., Муригіна Н.О., Плугін О.А., Муригін М.А., Мусієнко С.М. Новий композиційний матеріал для залізобетонного безбаластного мостового полотна залізничних мостів Тези доповідей 10 Міжнародної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних

споруд і будівель на залізничному транспорті» (ТрансБуд-2024) Харків (20–22.11.2024) 52–55. https://kart.edu.ua/wp-content/uploads/2024/09/tezi-transbud-2024-2.pdf

105. Плугін А.А., Чайка В.М., Мусієнко С.М., Наджафов Е.Ф. Особливо дрібнозернистий бетон із відходів ГЗК для будівельних виробів Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту 208 (2024) 79–91. https://doi.org/10.18664/1994-7852.208.2024.308196

106. Чайка В.М., Плугін А.А., Мусієнко С.М., Крикун О.П. Вироби із дрібнозернистого бетону із відходів ГЗК з покращеними фізико-механічними властивостями Збірник тез міжнародної науково-технічної конференції «Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій» Одеса (23.04.2024) 176–180. https://drive.google.com/file/d/1jI7vWluCtPrF4HO4P4BpNs-_at6XPvwR/view

107. Plugin A., Chaika V., Musienko S., Wu P., Ye Z. Developing the composition of fine-grained concrete from the waste of the mining and processing enterprise Eastern-European Journal of Enterprise Technologies 4 (6(130)) (2024) 69–79. https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.310265

108. Plugin A.A., Miroshnichenko S.V., Lobiak O.V., Kalinin O.A., Plugin D.A. Crack resistance of reinforced-concrete sleepers with elastic rail fastening systems without base-plate IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 1002 (2020) 012010 https://doi.org/10.1088/1757-899X/1002/1/012010

109. ДСТУ 7571:2014 Рухомий склад залізниць. Норми припустимого впливу на залізничну колію.

110. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.

111. Рекомендації з виготовлення залізобетонних шпал у відповідності до ТУ У 01116472.021-97 (для Київського експериментального заводу залізобетонних шпал). А.М. Плугін, О.А. Калінін, А.А. Плугін, В.Г. Скрипник, Арт.М. Плугін, В.В. Новіков, Н.М. Мінченко. ХарДАЗТ, Харків (2000) 58 с.

112. Рекомендації з удосконалення технології виробництва залізобетонних шпал у відповідності з ТУ У 01116472.021 (для Коростенського заводу залізобетонних шпал). А.М. Плугін, О.А. Калінін, А.А. Плугін, В.Г. Скрипник, В.В. Новіков. ХарДАЗТ, Харків (2001) 123 с.

113. Заключення щодо відповідності вимогам ТУ У 01116472.021 шпал залізобетонних попередньо напружених із зменшеною кількістю арматури для залізниць колії 1520 мм, що виробляються ЗАТ Кременчуцький ЗЗБШ-2 А.М. Плугін, О.А. Калнін, А.А. Плугін, В.Г. Скрипник, В.В. Новіков. ХарДАЗТ, Харків (2003) 45 с.

114. ТУ У 01116472.021-97 Шпали залізобетонні попередньо напружені із зменшеною кількістю арматури для залізниць колії 1520 мм. 21 с.

115. Рекомендації з вибору конструкції і технології виробництва залізобетонних шпал. УкрДУЗТ, Харків (2024) 3 с.

116. Пат. на кор. модель 155132 UA МПК E04B 5/10 (2006.01) Спосіб ремонту безбаластного мостового полотна залізничних мостів із залізобетонних плит. УкрДУЗТ. А.А. Плугін, Н.О. Муригіна, А.В. Муригін, С.В. Панченко, Д.А. Плугін, W. Zhu, О.А. Плугін, О.А. Дудін, М.А. Муригін, С.М. Мусієнко. Заявл. 28.08.2023, заявка № u 2023 04061, опубл.17.01.2024, бюл.№3/2024.

117. Спосіб ремонту безбаластного мостового полотна залізничних мостів із залізобетонних плит. УкрДУЗТ. А.А. Плугін, Н.О. Муригіна, А.В. Муригін, С.В. Панченко, Д.А. Плугін, W. Zhy, О.А. Плугін, О.А. Дудін, М.А. Муригін, С.М. Мусієнко. Заявка на видачу патенту на винахід № a 2023 04060. Заявл. 28.08.2023.

ДОДАТКИ

ДОДАТОК А
ПРОТОКОЛЬНІ РЕЗУЛЬТАТИ ПОРІВНЯЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЖОРСТКОСТІ Й ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ШПАЛ З НЕАНКЕРОВАНОЮ ТА АНКЕРОВАНОЮ АРМАТУРОЮ

Таблиця А.1 – Результати дослідження жорсткості й тріщиностійкості шпал з анкерованою арматурою (марки Ш9-2)

№			Навантаження	Переріз	L, мм	Показання манометра	Навантаження			Прогин f, мм	f / L	Розміри тріщин, мм					
з/п	партії	форми/ гнізда					Тс	кН	М, кН·м			розкриття			довжина		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	1803	094/2	втретє	підрейковий лівий	0,8	0	0	0	0	0	0						
						6	1,3	13,1	2,6	0	0						
						22,5	5	49,1	9,8	0,17	0,00021						
						45,5	10	98,1	19,6	0,37	0,00046						
						69	15	147,2	29,4	0,55	0,00069						
						104	20	196,2	39,2	0,79	0,00099	0,05	0	0,025	42	0	21
				підрейковий правий		0	0	0	0	0	0						
						6,5	1,4	14,2	2,8	0	0						
						22,5	5	49,1	9,8	0,22	0,00028						
						45,5	10	98,1	19,6	0,38	0,00048						
						69	15	147,2	29,4	0,56	0,00070						
						104	20	196,2	39,2	0,9	0,00150	0,05	0,05	0,05	40	50	45
				середній	0,6	0	0	0	0	0	0						
						6	1,3	13,1	2,0	0	0						
						22,5	5	49,1	7,4	0,62	0,00078						
						45,5	10	98,1	14,7	1,45	0,00181						
						69	15	147,2	22,1	2,46	0,00308	0,02	0,02	0,02	30	30	30
						104	20	196,2	29,4	2,86	0,00358	0,05	0,1	0,075	55	40	47,5

Продовження табл. А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
2	1803	094/4	первинне	підрейковий правий	0,8	0	0	0	0								
						8	1,778	17,4	3,5								
						22,5	5	49,1	9,8								
						45,5	10	98,1	19,6								
						69	15	147,2	29,4								
						104	20	196,2	39,2			0,05	0,05	0,05	30	45	37,5
				середній	0,6	0	0	0	0								
						8,5	1,9	18,5	2,8								
						22,5	5	49,1	7,4								
						45,5	10	98,1	14,7								
						69	15	147,2	22,1								
						104	20	196,2	29,4			0,05	0,05	0,05	50	50	50
			вторинне	середній		0	0	0	0								
						8	1,8	17,4	2,6	0	0						
						22,5	5	49,1	7,4	0,61	0,00102						
						45,5	10	98,1	14,7	1,55	0,00258						
						69	15	147,2	22,1	2	0,00333	0,05	0	0,025	25	0	12,5
						104	20	196,2	29,4	2,06	0,00343	0,1	0,05	0,075	70	70	70
			втретє	середній		0	0	0	0	0	0						
						8	1,8	17,4	2,6	0	0						
						22,5	5	49,1	7,4	0,64	0,00107						
						45,5	10	98,1	14,7	1,37	0,00228						
						69	15	147,2	22,1	2,4	0,00400	0,03	0	0,015	15	0	7,5
						104	20	196,2	29,4	2,87	0,00478	0,1	0,03	0,065	60	50	55

Кінець табл. А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
3	1803	099/1	первинне	підрейковий лівий	0,8	0	0	0	0	0	0						
						6,5	1,4	14,2	2,8	0	0						
						22,5	5	49,1	9,8	0,25	0,00031						
						45,5	10	98,1	19,6	0,5	0,00063						
						69	15	147,2	29,4	0,69	0,00086						
						90	17,3	169,8	34,0		0,00000	0,05	0,05	0,05	37	50	43,5
						104	20	196,2	39,2	0,99	0,00124	0,05	0,05	0,05	37	50	43,5
				підрейковий правий		0	0	0	0	0	0						
						6,5	1,4	14,2	2,8	0	0,00000						
						22,5	5	49,1	9,8	0,23	0,00029						
						45,5	10	98,1	19,6	0,45	0,00056						
						69	15	147,2	29,4	0,65	0,00081						
						104	20	196,2	39,2	0,95	0,00119	0,05	0,05	0,05	57	45	51
				середній	0,6	0	0	0	0	0	0						
						6	1,3	13,1	2,0	0	0						
						22,5	5	49,1	7,4	0,67	0,00112						
						45,5	10	98,1	14,7	1,43	0,00238						
						69	15	147,2	22,1	2,26	0,00377						
						90	17,3	169,8	25,5			0,05	0,05	0,05	85	85	85
						104	20	196,2	29,4	3,07	0,00512	0,05	0,05	0,05	85	85	85

Таблиця А.2 – Результати аналізу жорсткості й тріщиностійкості шпал з неанкерованою арматурою (марки Ш1-1)

Завод-виробник	Рік	№ шпали	Армування			Переріз	Висота перерізу H, мм	База випробування L, м	Навантаження P		Згинальний момент M, кН·м	Прогин f, мм	f / L	Довжина тріщини, мм
			К-ть дротин	Натяг пакету										
				Тс	кН				Тс	кН				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Київський ЕЗЗБШ (КВ)	2000	2-1168(6)	44	36	353,2	Підрейковий лівий	194	0,8	0	0	0	0	0	
									8,5	83,4	16,7	0,17	0,00021	
									10,5	103,0	20,6	0,24	0,00030	
									12,2	119,7	23,9	0,31	0,00039	
									13	127,5	25,5	0,39	0,00049	
									14	137,3	27,5	0,48	0,00060	30
						Підрейковий правий	194		0	0	0	0	0	
									8,7	85,3	17,1	0,2	0,00025	
									10	98,1	19,6	0,24	0,00030	
									12,2	120	23,9	0,32	0,00040	
									13,4	131	26,3	0,37	0,00046	
									14,1	138	27,7	0,44	0,00055	
						Середній	147	0,6	0	0	0	0	0	
									6,1	59,8	9,0	0,14	0,00023	
									8,1	79,5	11,9	0,23	0,00038	
									10,1	99,1	14,9	0,28	0,00047	
									12,2	120	18,0	0,34	0,00057	
		8-1168	44	36	353,2	Середній	145		0	0	0	0	0	
									6,1	59,8	9,0	0,14	0,00023	
									8,5	83,4	12,5	0,23	0,00038	
									9,9	97,1	14,6	0,28	0,00047	
									12	118	17,7	0,34	0,00057	

Продовження табл. А.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Коростенський ЗЗБШ (КР)	2001	3	44	33,5	328,6	Підрейковий лівий	195	0,8	0	0	0	0	0	
									10	98,1	19,6	0,22	0,00028	
									12	118	23,5	0,32	0,00040	
									13,2	129	25,9	0,43	0,00054	
									14	137	27,5	0,53	0,00066	27,5
									16	157	31,4	0,78	0,00098	80,0
						Підрейковий правий	195		0	0	0	0	0	
									10	98,1	19,6	0,22	0,00028	
									12	118	23,5	0,31	0,00039	
									13,2	129	25,9	0,39	0,00049	
									14	137	27,5	0,49	0,00061	30
									16	157	31,4	0,69	0,00086	70
		2	44	33,5	328,6	Середній	145	0,6	0	0	0	0	0	
									8	78,5	11,8	0,22	0,00037	
									10	98,1	14,7	0,27	0,00045	
									12	118	17,7	0,39	0,00065	
									14	137	20,6	0,5	0,00083	10
									16	157	23,5	0,62	0,00103	35

Продовження табл. А.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Кременчуцький ЗЗБШ (КМ)	2003	294	40		367,1	Підрейковий лівий	195	0,8	0	0	0	0	0	
									3,8	37,3	7,5	0,04	0,00005	
									5,7	55,9	11,2	0,08	0,00010	
									7,5	73,6	14,7	0,12	0,00015	
									9,4	92,2	18,4	0,17	0,00021	
									11,3	111	22,2	0,21	0,00026	
									13,2	129	25,9	0,26	0,00033	
									14,1	138	27,7	0,3	0,00038	
									15,1	148	29,6	0,33	0,00041	
									16	157	31,4	0,39	0,00049	
						Підрейковий правий	195		0	0	0	0	0	
									3,8	37,3	7,5	0,05	0,00006	
									5,7	55,9	11,2	0,09	0,00011	
									7,5	73,6	14,7	0,13	0,00016	
									9,4	92,2	18,4	0,17	0,00021	
									11,3	111	22,2	0,22	0,00028	
									13,2	129	25,9	0,27	0,00034	
									14,1	138	27,7	0,31	0,00039	
									15,1	148	29,6	0,34	0,00043	
									16	157	31,4	0,39	0,00049	15

Кінець табл. А.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Кременчуцький ЗЗБШ (КМ)		290	40		367,1	Сер.	148,5	0,6	0	0	0	0	0	
									3,8	37,3	5,6	0,01	0,00002	
									5,7	55,9	8,4	0,05	0,00008	
									7,5	73,6	11,0	0,09	0,00015	
									9,4	92,2	13,8	0,15	0,00025	
									10,4	102	15,3	0,17	0,00028	
									11,3	111	16,6	0,21	0,00035	
									12,3	121	18,1	0,26	0,00043	
									13,2	129	19,4	0,3	0,00050	35
		295	40		367,1	Сер.	146		0	0	0	0	0	
									3,8	37,3	5,6	0,04	0,00007	
									5,7	55,9	8,4	0,07	0,00012	
									7,5	73,6	11,0	0,11	0,00018	
									9,4	92,2	13,8	0,16	0,00027	
									10,4	102	15,3	0,19	0,00032	
									11,3	111	16,6	0,24	0,00040	

Таблиця А.3 – Результати порівняльного аналізу тріщиностійкості шпал з неанкерованою (Ш1-1) і анкетованою (Ш9.2 ГПУ) арматурою

Перерізи	Марка шпали	Завод	Рік	№ шпали	Армування			Переріз	H, мм	L, м	P				M, кН·м			f, мм	f / L	Тріщ, мм	МШ9 МШ1	
					К-ть	Натяг					Тс	кН										
						Тс	кН															
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Підрейкові	Ш1-1	КВ	2000	2-1168(6)	44	36	353,2	Лів.	194	0,8	14	137,3	144,1	148,5	27,5	28,8	29,7	0,48	0,0006	30	1,32	1,29
								Пр.	194		14,1	138,3			27,7			0,44	0,0006	0		
												150,9			30,2					Відкр.*		
		КР	2001	3	44	33,5	328,6	Лів.	195		14	137,3	137,3		27,5	27,5		0,53	0,0007	27,5	1,39	
								Пр.	195		14	137,3			27,5			0,49	0,0006	30		
		КМ	2003	294	40		358	Лів.	195		16	157,0	164,1		31,4	32,8		0,39	0,0005	0	1,16	
												171,2			34,2					Відкр.*		
								Пр.	195		16	157,0			31,4			0,39	0,0005	15		
	Ш9-2	ГПУ	2025	094/2	8		430	Лів.	194		20	196,2	190,9		39,2	38,2		0,79	0,0010	21		
								Пр.	195		20	196,2			39,2			0,90	0,0015	45		
				094/4				Лів.	200		20	196,2			39,2					37,5		
				099/1				Лів.	190		17,3	169,8			34,0					43,5		
								Пр.	190		20	196,2			39,2			0,95	0,0012	51		

Кінець табл. А.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Середні	Ш1-1	КВ	2000	2-1168(6)	44	36	353,2		147	0,6	12,2	119,7	129,5	129,3	18,0	19,4	19,4	0,34	0,0006	0	1,25	1,25
												130,6			19,6					Відкр.*		
				8-1168					145		12	117,7			17,7			0,34	0,0006	0		
												128,4			19,3					Відкр.*		
		КР	2001	2	44	33,5	329		145		14	137,3	137,3		20,6	20,6		0,5	0,0008	10	1,18	
		КМ	2003	290	40		358		148,5		13,2	129,5	125,2		19,4	18,8		0,3	0,0005	35	1,29	
				295	40				146		11,3	110,9			16,6			0,24	0,0004	0		
												120,9			18,1					Відкр.*		
	Ш9.2	ГПУ	2025	094/2	8		430		196		15	147,2	161,5		22,1	24,2		2,46	0,0031	30		
				094/4					194,5		20	196,2			29,4					50		
											15	147,2			22,1			2	0,0033	12,5		
											15	147,2			22,1			2,4	0,0040	7,5		
				099/1					190		17,3	169,8			25,5			0	0,0000	85		

* Під час випробування тріщини не відкрились, навантаження і момент тріщиностійкості визначено екстраполяцією

ДОДАТОК Б
РЕКОМЕНДАЦІЇ З ВИБОРУ КОНСТРУКЦІЇ І ТЕХНОЛОГІЇ ВИРОБНИЦТВА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛ

Міністерство освіти і науки України

Український державний університет залізничного транспорту

майдан Фейербаха 7, Харків 61050

тел. +38 057 730 1969; e-mail: info@kart.edu.ua

Погоджено:

Директор ТОВ «ГПУ»

Дмитро ІВАНЮК

23 жовтня 2024 р.

Затверджую:

Проректор з науково-педагогічної роботи УкрДУЗТ

к.т.н., доц.

Артур КАГРАМАНЯН

22 жовтня 2024 р.

РЕКОМЕНДАЦІЇ

з вибору конструкції і технології виробництва залізобетонних шпал

Розроблено:

Зав. кафедри залізничної колії і транспортних споруд, науковий керівник ГНДЛ підрейкових основ і спецзалізобетону УкрДУЗТ

д.т.н., проф. **Андрій ПЛУГІН**

Аспірант **Максим МУРИГІН**

Аспірант **Сергій МУСІЄНКО**

Аспірант **Кирило КУЦИН**

21 жовтня 2024 р.

Харків 2024

ДОДАТОК В

ПРОТОКОЛ ВИПРОБУВАНЬ ШПАЛ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНИХ З АНКЕРОВАНОЮ СТЕРЖНЕВОЮ АРМАТУРОЮ Ш9-2

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет залізничного транспорту
Центр діагностики споруд транспортного призначення
(свідоцтво про відповідність системи вимірювань
вимогам ДСТУ ISO 10012:2005 № 01-0089/2024 від 23.12.2024)
майдан Оборонний Вал 7, Харків 61050
тел. +38 057 730 1969; e-mail: info@kart.edu.ua

Затверджую:

Проректор з науково-
педагогічної роботи УкрДУЗТ

к.т.н., доц. **Артур КАГРАМАНЯН**

08 квітня 2025 р.

ПРОТОКОЛ

випробувань шпал залізобетонних попередньо-напружених з анкерованою стержневою арматурою Ш9.2

від 07 квітня 2025 р.

Шифр: 6/6-2025

Аркушів 3

Директор центру діагностики споруд
транспортного призначення

к.т.н., доц. **Олексій ЛОБЯК**

08 квітня 2025 р.

Науковий керівник ГНДЛ підрейкових основ
і спецзалізобетону

д.т.н., проф. **Андрій ПЛУГІН**

08 квітня 2025 р.

Харків 2025

Протокол від 07.04.2025 шифр 6/6-2025 аркушів 3, аркуш 2

1. Замовник – Товариство з обмеженою відповідальністю «ГРАНПОСТАЧ УКРАЇНА».

2. Об’єкт випробувань – шпали залізобетонні попередньо-напружені з анкерованою стержневою арматурою Ш9.2 в кількості 3 шт.

3. Підстава – договір між ТОВ «ГПУ» і УкрДУЗТ № 6/6-2025.

4. Дата отримання зразків – 04.04.2025.

5. Мета випробувань – перевірка на відповідність вимогам до тріщиностійкості ДСТУ Б В.2.6-209:2016 Шпали залізобетонні попередньо напружені для залізниць колії 1520 і 1435 мм. Технічні умови.

6. Час та місце проведення випробувань – 07.04.2025, науково-дослідна лабораторія підрейкових основ і спецізалізобетону.

7. Умови випробувань:
- температура повітря – плюс 17ºС;
- відносна вологість повітря – 85 %;
- атмосферний тиск – 990 гПа.

8. Технічна характеристики об’єкту випробувань: шпала залізобетонна попередньо напружена типу Ш9 марки Ш9.2 колії 1520 мм для рейок Р65 та безпідкладочного проміжного пружного рейкового скріплення з різьбовим шурупно-дюбельним прикріпленням рейки до шпали, армована високоміцним дротом ∅7-1770-R2 EN 10138-2 окремими стержнями в кількості 8 шт. з анкерними плитами із зусиллям початкового натягу не менше 430 кН, із бетону важкого класу за міцністю на стиск С50/60.

9. Засоби випробувань:

Найменування	Виробник	Модель	Заводський номер	Погрішність вимірювання
1	2	3	4	5
Прес гідравлічний для випробувань залізобетонних шпал	Diósgyöri Gépgyár (Hungary)	VIZS PRES	1968-4	2 кН

Протокол від 07.04.2025 шифр 6/6-2025 аркушів 3, аркуш 3

10. Результати випробувань

Шпала Ш9.2			Наявність тріщин в перерізі під контрольним навантаженням (для підрейкових перерізів – 130 кН, для середнього перерізу – 98 кН)			Висновок про відповідність вимогам ДСТУ Б В.2.6-209:2016 до тріщиностійкості
№	№ партії	№ форми/ гнізда	підрейкових		середньому	
			лівому	правому		
1	1803	094/2	немає	немає	немає	відповідає
2	1803	094/4	немає	немає	немає	відповідає
3	1803	099/1	немає	немає	немає	відповідає

Висновок

Випробувані шпали залізобетонні попередньо-напружені з анкерованою стержневою арматурою Ш9.2 відповідають вимогам ДСТУ Б В.2.6-209:2016 до тріщиностійкості.

Випробування виконали:

Зав. кафедри будівельних матеріалів,
конструкцій та споруд
д.т.н., проф. **Дмитро ПЛУГІН**

Зав. ГНДЛ підрейкових основ
і спецзалізобетону к.т.н., доц. **Олег КАЛІНІН**

Аспіранти **Максим МУРИГІН**

Сергій МУСІЄНКО

Кирило КУЦИН

ДОДАТОК Г
АКТИ ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ

ЗАТВЕРДЖУЮ:
Директор ТОВ «ГПУ»
_____ Дмитро ІВАНЮК
«__» лютого 2026 р.

АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ

«Рекомендацій з вибору конструкції
і технології виробництва залізобетонних шпал»

м. Хмільник, Вінницька обл. 25.02.2026

Ми, що підписалися нижче:

- від Товариства з обмеженою відповідальністю «ГРАНПОСТАЧ УКРАЇНА» (ТОВ «ГПУ») головний інженер Данило ГАДАЙЧУК,

- від кафедри залізничної колії і транспортних споруд Українського державного університету залізничного транспорту (УкрДУЗТ) завідувач кафедри Андрій ПЛУГІН, аспіранти Максим МУРИГІН, Сергій МУСІЄНКО, Кирило КУЦИН – **автори** «Рекомендацій з вибору конструкції і технології виробництва залізобетонних шпал» від 21.10. 2024

склали цей акт про те, що за станом на 23.02.2026 ТОВ «ГПУ» з урахуванням зазначених «Рекомендацій…» розроблено конструкцію залізобетонних шпал типу Ш9.2, армованих анкерованим попередньо напруженим високоміцним дротом 8∅7 мм (креслення Ш9.2.000.00.СК), уведено в експлуатацію технологічну лінію з їх виробництва та поставлено шпали на виробництво.

Випробування партії шпал на тріщиностійкість, проведені акредитованим Центром діагностики транспортних споруд УкрДУЗТ, підтвердили їх відповідність вимогам ДСТУ Б В.2.6-209:2016 (протокол 6/6-2025 від 07.04.2025). Шпали сертифіковано на відповідність ДСТУ Б В.2.6-209:2016 і ДСТУ EN 13230-1:2018.

Впровадження зазначених «Рекомендацій…» шляхом уведення в експлуатацію технологічної лінії і поставлення шпал на виробництво забезпечило **соціально-економічний ефект, а саме: створено 15 робочих місць, збільшено обсяг прибутку товариства та, відповідно, збільшено обсяги**

надходження до бюджетів різних рівнів у вигляді обов'язкових та податкових платежів.

Інформація щодо частки прибутку від виробництва шпал у загальній структурі прибутку товариства є комерційною тайною та не підлягає розголошенню.

Від ТОВ «ГПУ»:

Данило ГАДАЙЧУК

Від УкрДУЗТ:

Андрій ПЛУГІН

Максим МУРИГІН

Сергій МУСІЄНКО

Кирило КУЦИН

ЗАТВЕРДЖУЮ:
Проректор з науково-педагогічної роботи
Українського державного університету
залізничного транспорту
д.т.н., доцент

Владислав ПАНЧЕНКО

«__» _____ 2026 р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертації на здобуття наукового ступеня доктора філософії МУСІЄНКА Сергія Миколайовича «Підвищення експлуатаційних якостей залізобетонних шпал для нероздільних рейкових скріплень»

Результати дисертаційного дослідження Сергія МУСІЄНКА використані у навчальному процесі за спеціальностями J7 Залізничний транспорт, G19 Будівництво та цивільна інженерія, зокрема їх освітніми програмами всіх освітніх рівнів «Залізничні споруди та колійне господарство», «Управління колійним комплексом залізниць, промислового та міського транспорту», «Промислове та цивільне будівництво» в освітніх компонентах: «Залізнична колія (улаштування та проєктування рейкової колії)», «Улаштування та утримання колії на ділянках автоблокування та електричної тяги», «Залізобетонні конструкції (спецкурс)», «Сучасні технічні рішення щодо підвищення надійності елементів залізничної колії», «Модифікація бетонів і будівельних розчинів хімічними, мінеральними добавками та полімерами», у дипломному проєктуванні.

Результати дисертаційного дослідження Сергія МУСІЄНКА використані у науково-дослідних роботах:
“Integrated rail freight optimisation in Ukraine: Railway sleepers, rolling stock and logistics” (ДР№0123U102700), що виконувалась УкрДУЗТ за кошти UK–Ukraine R&I twinning grants scheme, project 11150 у 2023-24 рр.;
«Теоретичні та експериментальні основи створення композиційних матеріалів на основі мінеральних в’яжучих для захисту від електокорозії і ремонту споруд залізничного транспорту» (ДР№0122U002125);
«Теоретичні та експериментальні основи створення стійких до електричних і динамічних впливів бетонних виробів з композитною арматурою для будівництва та відновлення електрифікованих ділянок залізниць» » (ДР№ 0126U002127),
що виконувались/виконуються УкрДУЗТ у 2022-23 і 2026 рр., відповідно, за кошти державного бюджету України.

Декан будівельного факультету
к.т.н., доцент Олексій ДУДІН

ДОДАТОК Д
ПАТЕНТ НА КОРИСНУ МОДЕЛЬ
ТА ЗАЯВКА НА ВИДАЧУ ПАТЕНТУ НА ВИНАХІД



УКРАЇНА

ПАТЕНТ

НА КОРИСНУ МОДЕЛЬ

№ 155132

СПОСІБ РЕМОНТУ БЕЗБАЛАСТНОГО МОСТОВОГО ПОЛОТНА ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ

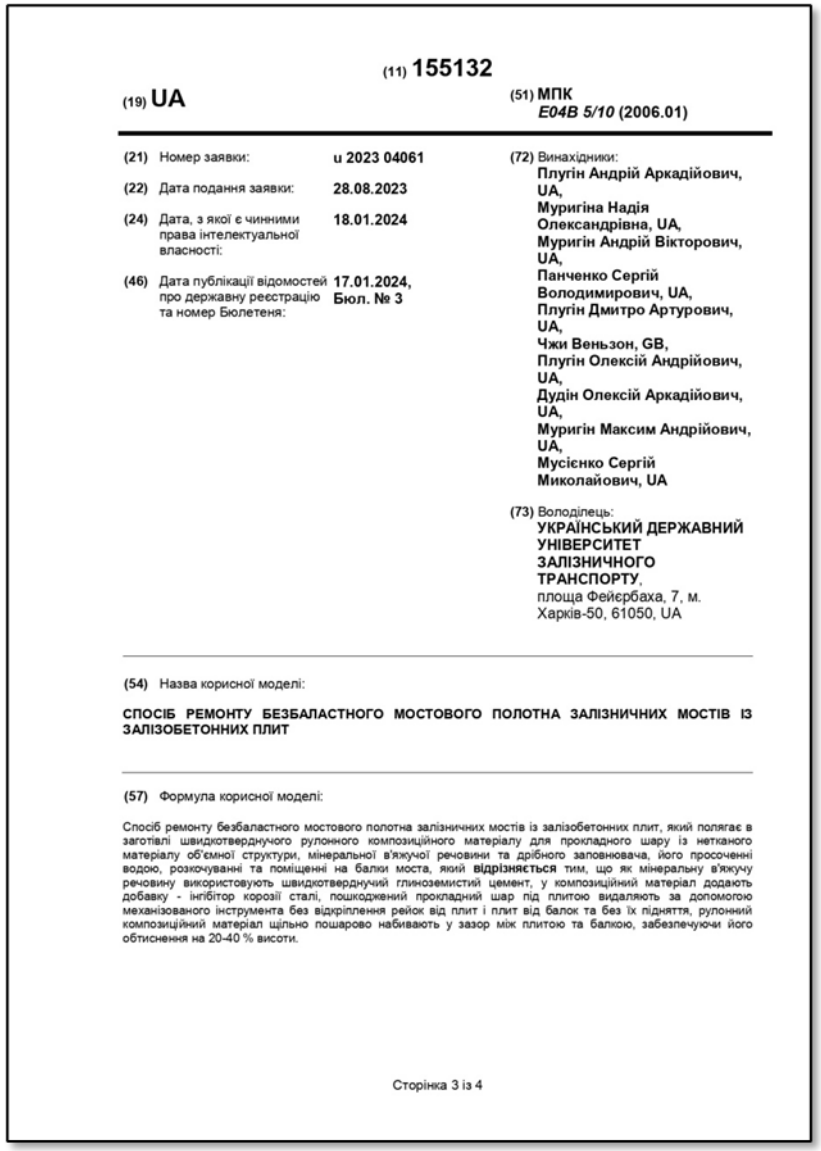
Видано відповідно до Закону України "Про охорону прав на винаходи і корисні моделі".

Зареєстровано в Державному реєстрі України корисних моделей **17.01.2024.**

В.о. директора
Державної організації «Український національний офіс інтелектуальної власності та інновацій»

Б.М. Падучак

УКРНОІВІ



(11) **155132**

(19) **UA**

(51) **МПК**
E04B 5/10 **(2006.01)**

(21) Номер заявки: **u 2023 04061**

(22) Дата подання заявки: **28.08.2023**

(24) Дата, з якої є чинними права інтелектуальної власності: **18.01.2024**

(46) Дата публікації відомостей про державну реєстрацію та номер Бюлетеня: **17.01.2024, Бюл. № 3**

(72) Винахідники:
Плугін Андрій Аркадійович, UA,
Муригіна Надія Олександрівна, UA,
Муригін Андрій Вікторович, UA,
Панченко Сергій Володимирович, UA,
Плугін Дмитро Артурович, UA,
Чжи Веньзон, GB,
Плугін Олексій Андрійович, UA,
Дудін Олексій Аркадійович, UA,
Муригін Максим Андрійович, UA,
Мусієнко Сергій Миколайович, UA

(73) Володілець:
УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ,
площа Фейєрбаха, 7, м. Харків-50, 61050, UA

(54) Назва корисної моделі:

СПОСІБ РЕМОНТУ БЕЗБАЛАСТНОГО МОСТОВОГО ПОЛОТНА ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ

(57) Формула корисної моделі:

Спосіб ремонту безбалластного мостового полотна залізничних мостів із залізобетонних плит, який полягає в заготівлі швидкотверднучого рулонного композиційного матеріалу для прокладного шару із нетканого матеріалу об'ємної структури, мінеральної в'яжучої речовини та дрібного заповнювача, його просоченні водою, розкочуванні та поміщенні на балки моста, який **відрізняється** тим, що як мінеральну в'яжучу речовину використовують швидкотверднучий глиноземистий цемент, у композиційний матеріал додають добавку - інгібітор корозії сталі, пошкоджений прокладний шар під плитою видаляють за допомогою механізованого інструмента без відкріплення рейок від плит і плит від балок та без їх підняття, рулонний композиційний матеріал щільно пошарово набивають у зазор між плитою та балкою, забезпечуючи його обтиснення на 20-40 % висоти.

Сторінка 3 із 4

Рис. Д.1 – Патент на корисну модель № 155132



Форма В4

МІНЕКОНОМІКИ

НАЦІОНАЛЬНИЙ ОРГАН ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ

ДЕРЖАВНА ОРГАНІЗАЦІЯ
«УКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ОФІС
ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ ТА ІННОВАЦІЙ»

(УКРНОІВІ)

вул. Дмитра Годзенка, 1, м. Київ, 01601, тел.: +380 44 209-27-06, +380 67 501-05-95
e-mail: office@nipo.gov.ua, http://www.nipo.gov.ua, код згідно з ЄДРПОУ 44673629

18.10.2023 № 17317/ЗА/23

Стосується заявки № а 2023 04060
/ при листуванні просимо посилатися на цей № /

Адреса для листування
УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ, НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА, вул. Фейєрбаха, буд. 7, кім. 1-318, м. Харків, 61050

Повідомлення про встановлення дати подання заявки на винахід (корисну модель)

(21) Реєстраційний номер заявки **а 2023 04060**

(71) Заявник(и)
УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ

(54) Назва винаходу
СПОСІБ РЕМОНТУ БЕЗБАЛАСТНОГО МОСТОВОГО ПОЛОТНА ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ

Матеріали заявки відповідають вимогам статті 13 Закону України «Про охорону прав на винаходи і корисні моделі» (далі – Закон) щодо встановлення дати подання заявки на дату одержання Державною організацією «Український національний офіс інтелектуальної власності та інновацій»:

- матеріалів заявки

Дата подання заявки 28.08.2023

Начальник сектору встановлення дати подання заявок Любов ЛУЦЕНКО

Телефон 494-05-98

Провідний експерт Людмила ЯВОРСЬКА

Рис. Д.2 – Повідомлення про встановлення дати подання заявки на винахід № а 2023 04060