



Получена: 09.12.2022 г.

Приета: 23.12.2022 г.

РЕМОНТНО-ВЪЗСТАНОВИТЕЛНИ ДЕЙНОСТИ НА СЪОРЪЖЕНИЕ ПРИ КМ 34⁺²²⁰ НА АМ „ХЕМУС“ (А2)

В. Танев¹, Н. Керенчев², Ю. Байчев³, З. Петрова⁴

Ключови думи: повреди по стоманобетонни елементи, технологични укрепления, повдигане на връхна конструкция, възстановяване на проектна носимоспособност

РЕЗЮМЕ

В статията са разгледани основни проблеми, възникнали при обследването, проектирането и реализацията на ремонтно-възстановителните работи по съоръжението. Подробно са описани най-честите повреди по елементите на връхната конструкция и долното строене. Представена е избраната за ремонт и възстановяване технология, като специално внимание е отделено на необходимите технологични и конструктивни мероприятия за възстановяване на ригела на стълб шест на дясно платно. Предложена е и разработена методика за оценка на загуба на предварително налягане на главните греди от връхната конструкция, посредством прецизни геодезически измервания преди и след премахване на асфалтобетон, хидроизолация, тротоарни блокове и бетон за наклон.

¹ Вълчо Танев, доц. д-р инж., кат. „Метални, дървени и пластмасови конструкции“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: tanev_fce@uacg.bg

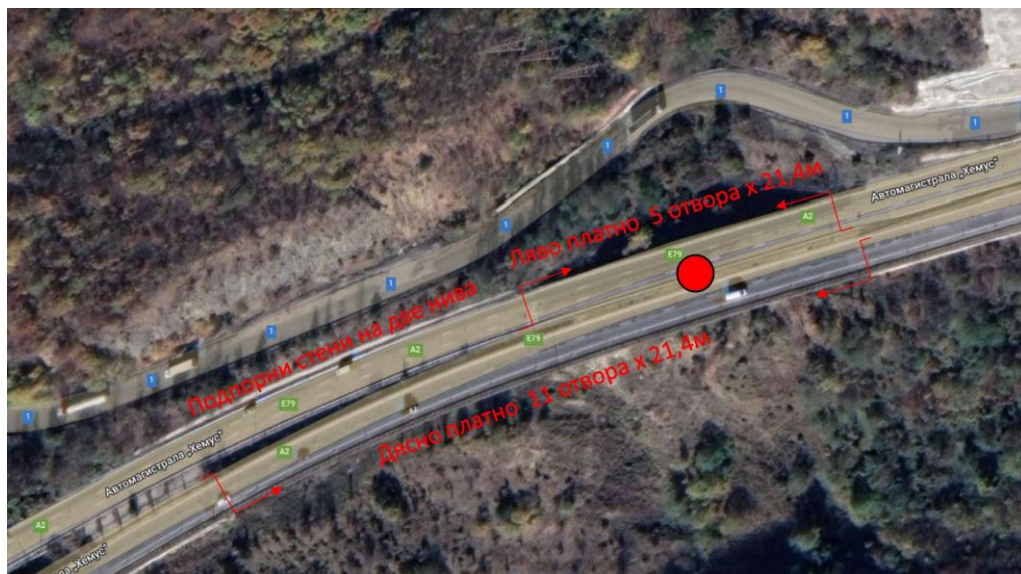
² Николай Керенчев, гл. ас. д-р инж., кат. „Геотехника“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: kerenchev@hotmail.com

³ Юлиян Байчев, инж., Танев и партньори ЕООД, 1700, София, ул. 21-ви век № 13, офис 21, e-mail: yuliyann.baychev@tpltd-bg.com

⁴ Зорница Петрова, инж., Танев и партньори ЕООД, 1700, София, ул. 21-ви век № 13, офис 21, e-mail: zornitsa.petrova@tpltd-bg.com

1. Въведение

Съоръжението е ситуирано на km 34⁺²²⁰ от АМ „Хемус“ (А2). Мостът се състои от две независими конструкции, разположени успоредно една до друга – съответно за ляво и дясно платно, с широчинен габарит 13,5 m, пътно платно 11,5 m и два тротоара по 1,0 m. Ситуационно виадуктът се намира в крива и преходна крива, а нивелетно в права с наклон 4,57 %. Дължината на съоръжението за дясно платно е 233,40 m и се състои от 11 отвора, 10 стълба през разстояние 20,40 m + 9 × 21,40 m + 20,40 m и два устоя. Дължината на съоръжението за ляво платно е 105,00 m и се състои от 5 отвора, 4 стълба през разстояние 20,40 m + 3 × 21,40 m + 20,40 m и два устоя. Останалата част от съоръжението на ляво платно е реализирано с подпорни стени на две нива, опиращи се на стоманобетонни ребра, перпендикулярни на стените и ската, вж. фиг. 1.



Фиг. 1. Общ изглед към съоръжението на А2

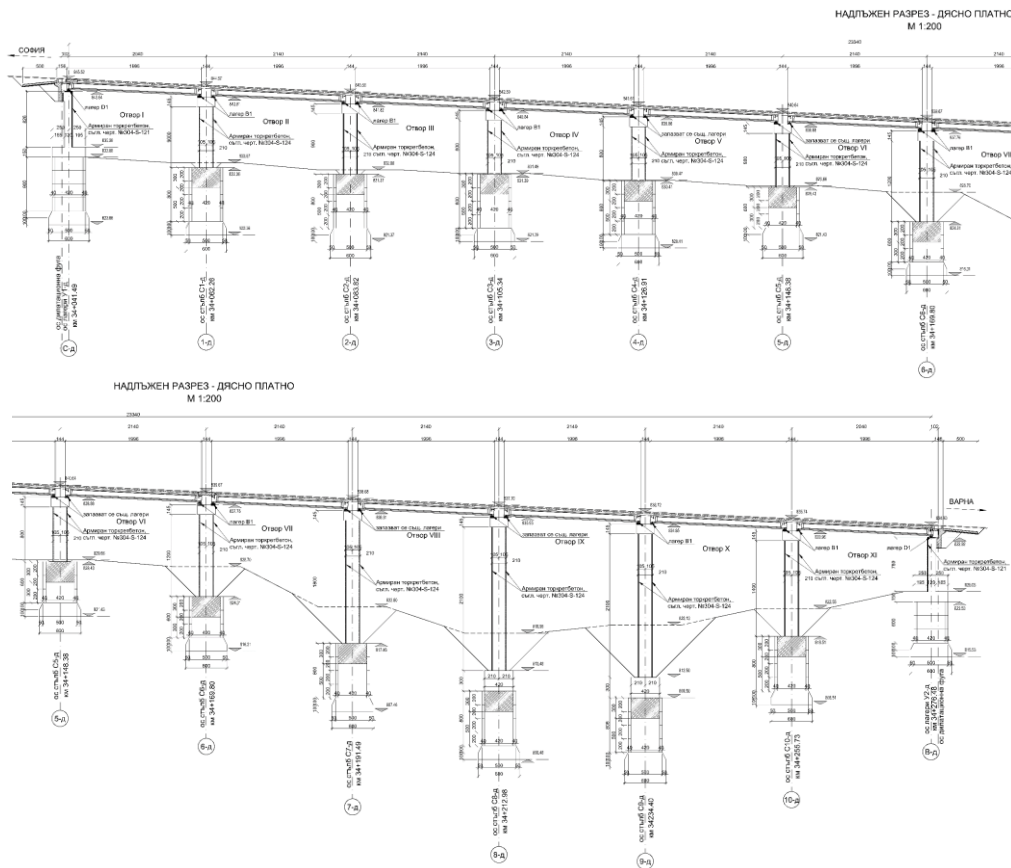
Статическата схема на връхната конструкция представлява система от греди на две опори с температурно непрекъсната плоча. Дилатационни фуги има при устоите в посока София и Варна и при стълб Сб-д на дясно платно. Главните греди са предварително напрегнати с височина 1,1 m, дължина 19,96 m, тегло 14,9 t и с осово разстояние между тях 1,6 m. Статическата им схема е греда на две опори с отвор 19,40 m. Главните греди са осем броя в отвор за всяко пътно платно. Над опорите им и между тях са разположени монолитно изпълнени напречни греди с размери на напречното сечение 0,50 × 0,30 m. Пътната плоча е монолитно изпълнена с дебелина 16 cm, като между гредите е използвана профилирана ламарина като оставащ кофраж. Отводняването е изпълнено с чугунени отводнителни тръби, свободно изтичащи под долен ръб на главната греда.

Връзката между връхната конструкция и долното строене се осъществява с ролкови лагери при съществуващите дилатационни фуги, а при стълбовете – с еластомерни лагери с размери 200 × 300 mm и височина 61 mm.

Долното строене и на двете платна се състои от стълбове с различна височина, максималната е 22 m, и стоманобетонни устоя. Стълбовете са с кръгло напречно сечение с

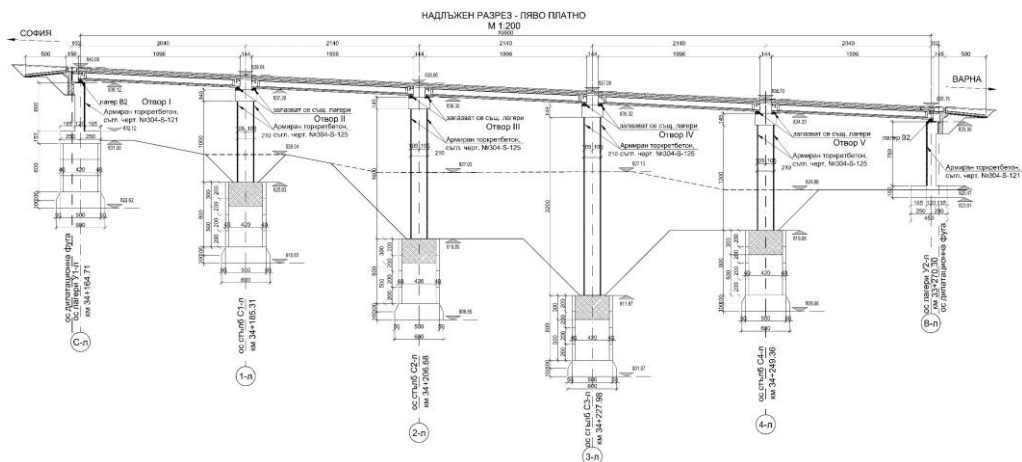
диаметър $D = 2 \text{ m}$, а ригелите над тях са с правоъгълно напречно сечение с променлива височина от $0,7 \div 1,4 \text{ m}$ и константна ширина от $2,6 \text{ m}$.

Фундирането на всички стълбове е решено с кладенчови фундаменти с диаметър $5,00 \text{ m}$ и максимална дълбочина $10,0 \text{ m}$. При устоите фундаментът е плосък и стъпва на два кладенеца, с дълбочина $8,0 \text{ m}$, вж. фиг. 2 и фиг. 3.



Фиг. 2. Надлъжни разреза от частична архивна документация – дясно платно

Съоръжението е пуснато в експлоатация през 1985 г., а пробното му статично и динамично натоварване е извършено през август 1984 г. Експлоатационният му срок до момента на започване на ремонтно-възстановителните дейности е 37 г. За разлика от съоръженията на $\text{km } 33^{+600}$ и 33^{+910} , предхождащи разглежданото съоръжение, мостът на $\text{km } 34^{+200}$ е с различна конструкция и технология за изграждане на връхната конструкция. Стълбовете му са плътни, с напречно сечение окръжност с $D = 2 \text{ m}$, а не правоъгълни и кухи, както е на предходните две съоръжения. Ригелът е конзолен и плътен със светла дължина $4,75 \text{ m}$, за разлика от предходните, при които е конзолен с Т-образно променливо напречно сечение. Монтажът на гредите е посредством автокран от устоите или от терена, за разлика от съоръженията при $\text{km } 33^{+600}$ и 33^{+910} , където е използвана кран ферма. Плочата е ламаринобетонна с оставащ кофраж от профилирана ламарина ЛТ55, а на предходните съоръжения сглобяема, с предварително изготвени в заводски условия панели, които се монтират и в последствие замонолитват към гредите и помежду си.



Фиг. 3. Надъжен разрез от частична архивна документация – ляво платно

Основната цел на разработения през 2019 г. технологичен проект е възстановяване на проектната носимоспособност на съоръжението, чрез отстраняване на началните дефекти, настъпилите повреди по конструктивните елементи при експлоатацията му и проверка за сеизмични въздействия. Откритата архивна документация се свеждаше до два надлъжни разреза, през дясно и ляво платно, а информация за междинните ремонтни дейности през годините не беше предоставена. Предоставено ни беше проведеното през 1984 г. статично и динамично изпитване за въвеждане в експлоатация.

2. Състояние на съоръжението към 2019 г.

2.1. Основни дефекти и повреди, констатирани при визуални и технически огледи

Преди започване на проектните работи бяха направени два визуални огледа на съоръжението и бе възложено техническо обследване на УАСГ-ЦНИП ЕООД за установяване на класа на бетона в стълбове, устои и главни греди, степента на карбонизация на бетона, степен на корозия на армировката зад карбонизиран бетон и наличната армировка в стълбове и устои. Тук няма да бъдат коментирани резултатите от техническото обследване, поради факта, че установените при визуалните огледи дефекти и повреди са достатъчно красноречиви за състоянието на съоръжението.

Дефектите, които бяха констатирани, могат да се резюмират в следните пунктове:

- не добре вибрирани конструктивни елементи – устои и стълбове;
- недостатъчни бетонни покрития на армировката, фиг. 4;
- неравномерно разпределение на стремена в стълбове и малък диаметър, фиг. 5;
- използван е едър добавъчен материал с речен произход, без последващо натрошаване, за производство на бетон, фиг. 6.



Фиг. 4. Корозирала армировка, напречна и надлъжна



Фиг. 5. Неравномерно разпределение на стремната и малък диаметър



Фиг. 6. Използван е едър добавъчен материал с речен произход, невибриран бетон

Повредите, които бяха констатирани, могат да се резюмират в следните пунктове:

- дилатационни фуги – липса на изолационен еластомер, фиг. 7;
- ригел при стълб С6 – вследствие на течове от дилатационна фуга, фиг. 8;
- греди – вследствие на течове около воронките на отводнителите и от самите отводнителни, фиг. 9;
- чела на греди – вследствие на течове от фуги и контакт с гардбаластова стена, фиг. 9;
- пътната плоча – вследствие на компрометирана хидроизолация, фиг. 10;
- лагери при дилатационни фуги, фиг. 9.



Фиг. 7. Липса на изолационен еластомер – фуга над ригел на стълб С6-д



Фиг. 8. Състояние на ригел на стълб С6-д към 26.05.2022 г.



Фиг. 9. Повреди при греди вследствие от течаща агресивна вода през дилат. фуги и воронки



Фиг. 10. Повреди по пътна плоча вследствие на компрометирана хидроизолация

2.2. Основни проблеми при проектните дейности за ремонт и възстановяване

При реализация на проектните дейности се откриха няколко основни проблема, които затрудняваха и създаваха неопределеност за инженерните дейности. Тази неопределеност бе основно в две направления: избор на най-удачно технологично решение и избор на конкретни решения за ремонт и възстановяване. Основните проблеми са резюмирани в следните пунктове:

- липса на архивна документация;
- осигуряване на дълбоките изкопи до кота фундиране около стълбовете;
- възстановяване на устоите и техните елементи;
- възстановяване на проектната носимоспособност за срязване на стълбовете;
- възстановяване на проектна носимоспособност на ригел при стълб С6-д;
- възстановяване на опорни сечения на греди при дилатационни фуги;
- възстановяване на проектната носимоспособност на пътната плоча;
- установяване на греди със загуба на предварително налягане.

Липсата на архивна проектна документация е национален проблем не само в пътната инфраструктура, но и в строителството въобще. Отказът от дигитализация в общини и агенции на Р България, не само на работните процеси, но и на проектна документация, водят до там, че ремонтни дейности, извършвани преди 20 г., да са абсолютно апокрифни и неизвестни. Архивът на държавния изследователски и проектантски институт „Пътпроект“ не е наличен в АПИ, след като институтът бива приватизиран. АПИ и до днес не разполагат с дигитална информация, организирана и събрана на сървър за данни, на проектите, които се входират за одобрение или за разглеждане на ЕТИС-и.

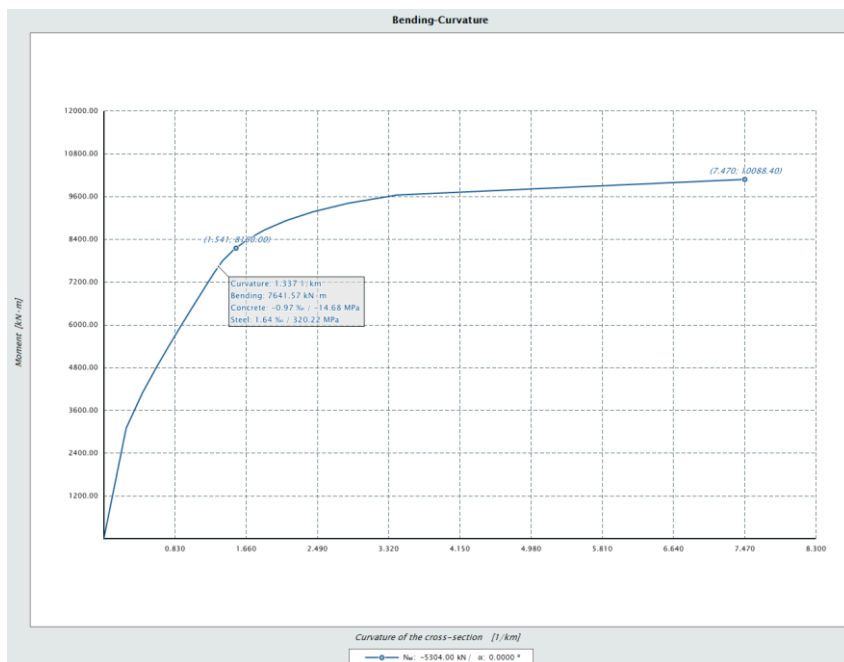


Фиг. 11. Дълбок изкоп за дясно платно – $\Delta H = 11$ m

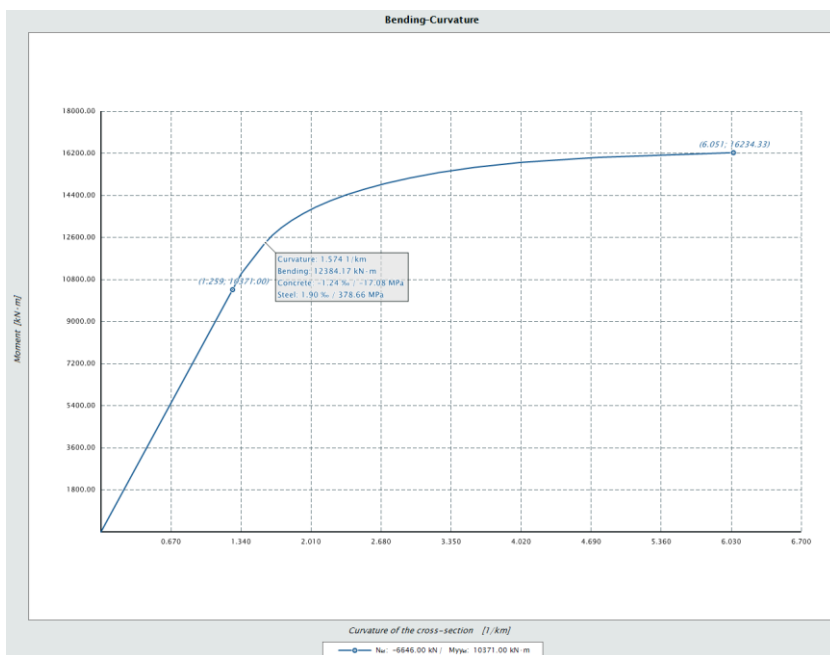
Вторият проблемен пункт е свързан с липсата на екзекутивна документация и за сяга укрепването на дълбоките изкопи, проверка на откоси, проверка на стълбове за несиметрично натоварване от земен натиск и укрепване на дълбоки изкопи по време на строителство, фиг. 11. Такъв е случаят и на стълб С6-д, при който следваше да се изпълни откопаване до горен ръб кладенец, за да се извърши възстановяване на стълба и да се монтира ригелът над него.

Последното наложи разработка на допълнителен проект за укрепване на подпорните стени на ляво платно, които бяха на разстояние 5 m от стълба. При разработката на проектното решение за укрепване на изкопа, под подпорните стени на ляво платно, отново липсата на архивна проектна документация за кофраж и армировка на стените доведе до по-скъпо и с голям коефициент на сигурност решение.

Възстановяването на проектната носимоспособност на срязване на стълбовете бе обусловено от факта, че на редица от стълбовете стремената бяха корозирали, вж. фиг. 4. В допълнение техническото обследване установи неравномерно разположение на стремената, разстояния от 15 ÷ 40 cm, и диаметри 6 ÷ 8 mm. При проверка на съоръжението за сеизмични въздействия с коефициент на поведение $q = 1,5$ (ниска дуктилност), бе установено, че проверките на срязване за стълбовете не отговарят на изискванията. Друг интересен факт е, че всички стълбове С1 до С5 включително са с еднаква височина от 8 m, а стълбове С6 до С10 са с височини 12 m, 18 m, 2×21 m и 14 m. Това разпределение на височините води до неблагоприятно натоварване на стълбове С4, С5 и С6, независимо дали фугата над стълб С6-д в пътната плоча съществува или се предвижда тя да бъде премахната и замонолитена. Поведението на стълбовете за огъване показваше ограничено дуктилно поведение, а за някои от тях като С3, С4, С5 и С6 се налагаше добавяне и на надлъжна армировка, вж. фиг. 12 и фиг. 13. Добавянето на надлъжна армировка бе обусловено и от необходимостта от добавяне на напречна армировка за срязване, която не може да се монтира без наличието на надлъжни пръти.



Фиг. 12. Диаграма момент-кривина ($M-\phi$) за стълб С6 – съществуващо положение



Фиг. 13. Диаграма момент-кривина ($M-\varphi$) за стълб С6 – след възстановяване

3. Възстановяване на проектната носимоспособност на ригел при стълб С6-д



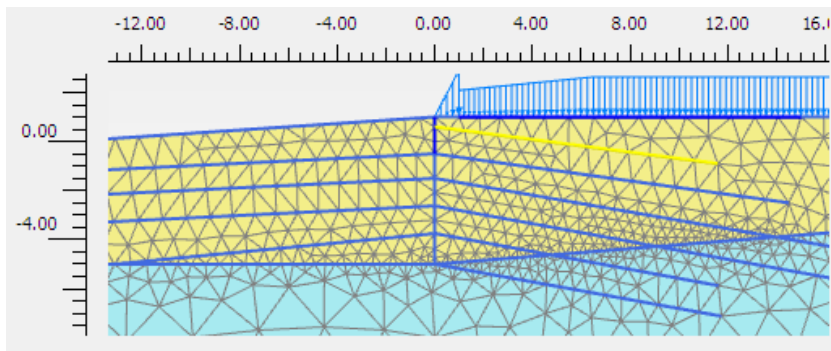
Фиг. 14. Дълбочинна шуплеста корозия на армировка от първи ред. Скъсан прът Ø32 в зоната на огъвката след освобождаването му от бетона

Възстановяването на проектната носимоспособност на ригела на стълб С6-д, се явява крайгълният камък на проекта. Състоянието на ригела към май 2022 г. е показано на фиг. 8, където ясно се вижда, че той е в аварийно състояние. Вследствие на продъл-

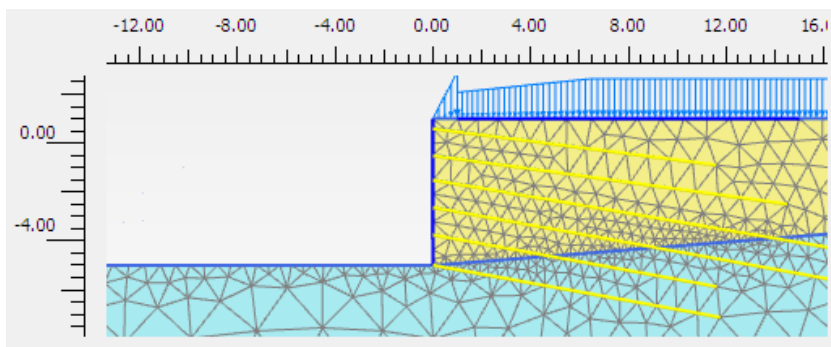
жителни течове от дилатационната фуга на агресивни води (с наличие на NaCl и MgSO₄) бетонното сечение на ригела е частично отмито, а горният ред носеща армировка е силно корозирал, фиг. 14. За възстановяването на ригела на стълб Сб-д бе необходимо да се извърши повдигане на връхната конструкция чрез алтернативна конструкция – тежко подпорно скеле. Последното ще „изолира“ натоварването от пътната конструкция към ригела и ще осигури възможност за качествен ремонт. Преди да се реализират всички по-горе описани мероприятия, бе необходимо да се разкрие стълб Сб до горен ръб фундамент, където да се развият фундаментните плочи за скелето.

3.1. Анкерна стена за ляво платно при разкопаване на стълб Сб-д

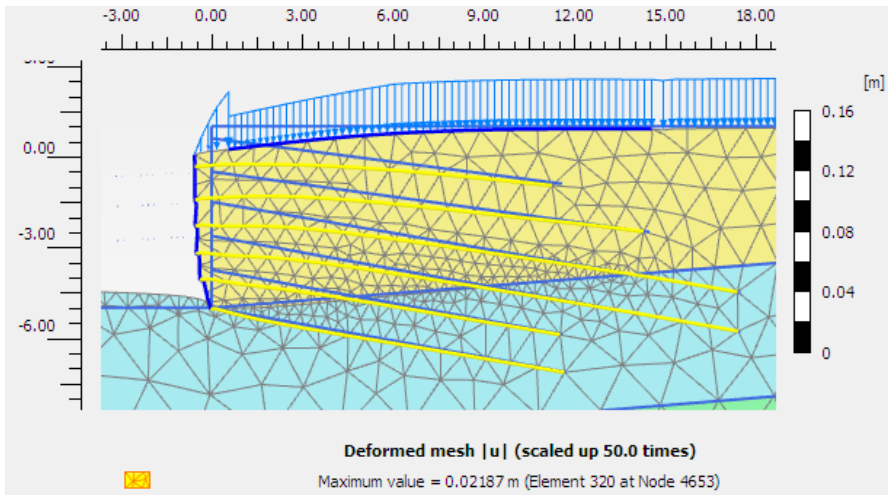
Както бе споменато по-горе, липсата на архивна проектна документация затрудняваше процеса на разработка на укрепването. Неясната конструкция на стените на ляво платно доведе до тяхното отчитане само като натоварване за новата анкерна стена. Стената е разработена като анкерна с поетапно армиране и торкретиране. Преди разработката на стената бе направено геоложко проучване с три проучвателни сондажа. Резултатите от геоложките проучвания послужиха за определяне на физико-механичните параметри на почвените слоеве, които се въвеждаха в софтуера за геотехническите изчисления. Решението на анкерната стена е реализирано с отчитане на стъпките на изграждане и е представено на фиг. 15 и 16, а на фиг. 17 и 18 съответно са представени деформираната схема и усилията в анкерите [2 – 4].



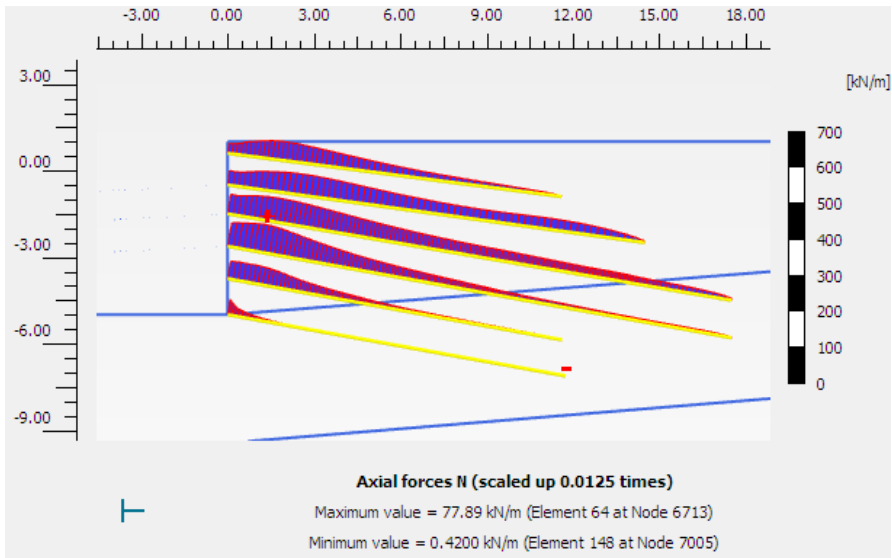
Фиг. 15. Начално състояние на изчислителния модел



Фиг. 16. Крайно състояние на изчислителния модел



Фиг. 17. Деформирана схема на изчислителния модел



Фиг. 18. Усилия в анкерите при последна стъпка на изпълнение

Максималното преместване е 2,2 cm на короната на стената, а максималното усилие в анкерите е 78 kN. Етапи от реализацията на стената са показани на фиг. 19 и фиг. 20.

За гарантиране на носещата способност на анкерната стена и за проверка на изпълнените строителни работи бяха възложени независими експериментални изпитвания на анкерите от стената. Изпитването бе извършено от НИСИ. Резюмирани резултати, от изпитванията по БДС EN 22477-5:2019, са представени тук: $F_{изп.} = 175 \text{ kN}$, $\Delta = 5,81 \text{ mm}$; $F_{изп.} = 240 \text{ kN}$, $\Delta = 8,42 \text{ mm}$; $F_{изп.} = 380 \text{ kN}$, $\Delta = 6,11 \text{ mm}$, $F_{разр.} = 461,5 \text{ kN}$.

Силата на разрушение е два пъти по-голяма от изчислителната носеща способност на анкерите – разрушението настъпи в анкера, а не в корена му.



Фиг. 19. Анкерирание на съществуващите стени преди започване на изкопа за новата стена



Фиг. 20. Завършена анкерна стена с фундаментни плочи за тежко скеле

3.2. Ригел при стълб С6-д

Възстановяването на проектната носимоспособност на ригела започна с изливане на фундаментите за тежкото подпорно скеле. В последствие бе монтирано специализирано тежко скеле на фирмата PERI. За повдигането на връхната конструкция бяха използвани 32 бр. крикове (по два крика на всяка гредка), които синхронно повдигнаха гредите на пето и шесто поле. Работната сила в криковете при повдигането бе $190 \div 200$ kN. Повдигането се извършваше докато всички греди се отделят от ролковите си лагери. След повдигане криковете се фиксират посредством специализирана гайка, а хидравличната станция се изключва. Извършва се 24-часова проверка на системата, за да се гарантира надлежната работа на системата фундамент-специализирано скеле-крикове.



Фиг. 21. Специализирано скеле и опорно скеле за ригела

Вторият етап беше сглобяване на подпорно скеле под ригела, с което да се подпре ригела по долен пояс. Това бе необходимо поради две причини: осигуряване на ригела при неговото разбиване и почистване и наливане на ригела в последствие, вж. фиг. 21.

При почистването на ригела се оказа, че 10 ÷ 15 cm от бетона на горната повърхност са напълно компрометирани, което наложи горният ред на основната армировка да се премахне и да се замени, фиг. 22 и 23. В допълнение бяха добавени множество Г-образни анкери и стремена, за да се възстанови прътовият модел за пренасяне на силите, фиг. 24. Горният ред армировка бе заменен с 28 бр. Ø28 B500 В. Бетонът за възстановяване на ригела е C35/45, а полагането му – посредством бетонпомпа през отвори в пътната плоча.



Фиг. 22. Междинно състояние при почистване



Фиг. 25. Нова армировка

4. Установяване на греди със загуба на предварително налягане

Коментирани в точка 2.1 повреди на главните греди от връхната конструкция засягат зони, в които има налягаща армировка, фиг. 26. Основните въпроси, на които трябва да се даде отговор при техническите огледи, са: Повредите по гредата влияят ли на налягащата сила? Какво е реалното налягнато състояние на гредата? Определянето на реалното налягнато състояние е от съществено значение за избора на технология и методи за възстановяване на гредите. Следва да се спазва правилото: „Налягнати греди се ремонтират с налягане!“. Предварителното налягане повишава коравината, повишава носещата способност на огъване и повишава носещата способност на срязване, при сравнение на еднакви по височина, геометрия и отвор греди съответно със и без налягане.



Фиг. 26. Повреди при налягнати греди – скъсана налягателна армировка

За оценка на състоянието на главните греди беше възложено прецизно измерване на поредица от главни греди на съоръжението, за което имаше данни от геодезическото измерване през 2019 г., че имат малки надвишения. Измерванията бяха направени преди да се премахне асфалтобетонната настилка, бетонът за наклон и тротоарните блокове и след тяхното премахване и почистване на съоръжението до плоча. По този начин бе възможно да се определи, чрез използване на кривината на гредата, теоретичното остатъчно напрегане на гредите. При някои от гредите бяха констатирани малки надвишения, а при други нулеви или отрицателни надвишения – провисване след премахване на асфалтобетона и бетона за наклон. По този начин бяха констатирани проблеми при греди, които са без надвишение или са с провисване (обратна кривина). За провисналите греди бе безспорно установено, че са загубили част от предварителното си напрегане. По този начин се определя с колко гредата се е преместила във всяка една наблюдавана точка. С използване на зависимостта момент – кривина ($M-\Psi$) се намира какъв огъващ момент е необходим за получаване на съответната кривина [1]. Огъващият момент е пряко свързан с натоварването върху гредата, което при спрян трафик зависи само от “ G ” – постоянни въздействия и “ P ” – предварително напрегане. Така е определена каква част от **началното** предварително напрегане, което е $P_{init} = 3196 \text{ kN}$, е загубена. За всяка една греда резултатите са различни, но е прието осреднена загуба на напрегане за гредата $P_{disp} = 600 \text{ kN}$, фиг. 27.



Фиг. 27. Възстановяване на предварително напрегане, чрез външно напрегане

6. Заключение

При ремонтно-възстановителните дейности на съоръжения от републиканската пътна мрежа често възникват технологични, конструктивни, а в някои случаи и административни (политически) проблеми, които променят първоначално приетите решения в проектната разработка. В настоящата статия е направен разбор на възникналите казуси, след одобрен и приет от ИПМ към АПИ технологичен проект за ремонт. Известно е, че при строителство и ремонт на мостови съоръжения водеща е технологията, но не са неизвестни строителите, какви са технологиите, с които разполагат и каква е тяхната обезпеченост като персонал. Тези начални неопределими параметри могат да доведат до коренна промяна на приетите и разработени технологични решения. Предложено е практическо решение на един сериозен проблем като „**загуба на напрегателна сила при напрегнати греди**“, следствие от експлоатация, но авторите считат, че има място за бъдещи научни разработки и експериментални изследвания, които да подобрят прецизността, да разширят употребата и повишат приложението на тези методи.

Благодарности

Настоящата практическа реализация на ремонтно-възстановителни дейности на съоръжение при km 34⁺²²⁰, подробно описана в настоящата статия, е подкрепена от борда на

директорите на Автомагистрала ЕАД, изпълнителният директор инж. Иван Станчев, инж. Пламен Анев, инж. Димитър Николов и инж. Радослав Петков, както и от ИПМ към АПИ в лицето на инж. Александър Тодоров и инж. Георги Христов. Изказваме специални благодарности към инж. Александър Тодоров и инж. Георги Христов за многобройните дискусии и забележки, които подобриха проектната разработка, както и на инж. Пламен Анев, инж. Димитър Николов и инж. Радослав Петков от Автомагистрала ЕАД, за доброто сътрудничество и взаимно доверие при реализацията на предвидените в проекта дейности. Не на последно място изказваме нашето високо удовлетворение от работата си с подизпълнителя на строителството ГБС-ИС АД, който добави стойност към нашето развитие като строителни инженери проектанти.

ЛИТЕРАТУРА

1. Rusev, K., Kardzhiev, V., Traykova, M., Yanchev, V., Andreev, M., Nikolova, B., Barakova, N., Hristov, P., Stefanov, G., Georgiev, E., Angelov, N. Rakovodstvo po stomano-beton Evrokod 2. Sofia, 2011.
2. Muir Wood, D. Geotechnical Modelling (1st ed.). CRC Press, (2004).
3. Schanz, T., Vermeer, P., Bonier, P. Formulation and verification of the Hardening Soil model. In Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema, Rotterdam, 1999.
4. Ilieva, K. Comparison of the deformation under a strip foundation with applying different constitutive models. Sofia (2020), ISSN 2534-9759 S1277.

BRIDGE REPAIR AND REHABILITATION WORKS AT KM 34⁺²²⁰ OF “HEMUS” MOTORWAY (A2)

V. Tanev¹, N. Kerenchev², Y. Baychev³, Z. Petrova⁴

Keywords: *damages of reinforced concrete members, technological strengthening, lifting of superstructure, rehabilitation of design load-bearing capacity*

ABSTRACT

The paper examines the main issues that arose during the survey, design and realization of the repair and restoration works of the bridge. The most frequent damages to the elements of the superstructure, substructure and foundation are described in detail. The technology chosen for repair and restoration is presented, with special attention being paid to the necessary technological and constructive works to restore the console beam of pylon six on the right lane. A methodology has been proposed and developed for the assessment of loss of prestressing of the main beams of the superstructure.

¹ Vatyu Tanev, Assoc. Prof. Dr. Eng., Dept. “Steel, Timber and Structural Composites”, UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., Sofia 1046, e-mail: Tanev_fce@uacg.bg

² Nikolay Kerenchev, Chief Assist. Prof. Dr. Eng., Dept. “Geotechnics”, UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., Sofia 1046, e-mail: kerenchev_fte@uacg.bg

³ Yuliyana Baycheva, Eng., TP Ltd., 13 21st Vek St., Sofia 1700, e-mail: yliyan.baychev@tpltd-bg.com

⁴ Zornitsa Petrova, Eng., TP Ltd., 13 21st Vek St., Sofia 1700, e-mail: zornitsa.petrova@tpltd-bg.com