

Л 40

**ПРОЕКТУВАННЯ
ТА МОНТАЖ
ВИСОКИХ ОПОР**

Ю. І. БАШМАКОВ, Е. А. КАЇПОВ, А. Х. ЛУР'Є,
А. В. ПЕРЕЛЬМУТЕР, О. А. ПЕРСІОН

ПРОЕКТУВАННЯ ТА МОНТАЖ ВИСОКИХ ОПОР

ВИДАВНИЦТВО „БУДІВЕЛЬНИК“
КИЇВ—1968

«Проектування та монтаж високих опор», Башмаков Ю. І., Кайнов Е. А., Лур'є А. Х., Перельмутер А. В., Персіон О. А. 1968, стор. 136.

У книзі узагальнено досвід спорудження високих опор різного призначення, набутий за останні роки організаціями та підприємствами Міністерства монтажних і спеціальних будівельних робіт УРСР.

Дається класифікація опор за рядом ознак, представлено специфічні особливості розрахунку високих опор, в тому числі збір вітрових і ожеледних навантажень, визначення навантажень від дровових антен, проводів і тросів ПЛ та інших технологічних елементів.

Книга розповідає про методи монтажу щогл радіорелейних ліній, радіощогл і радіобашт, телевізійних щогл і башт, опор повітряних ліній електропередачі та інших споруд. Наведено нові методи виготовлення постійних щоглових відтяжок. Розглянуто конкретні приклади спорудження опор різними методами, наведено технологічні дані, що характеризують застосовувані монтажні механізми, такелажну оснастку, монтажні пристрої, а також специфічні особливості технології монтажу і організації робіт при спорудженні різних високих щогл і башт. Даються рекомендації по вибору того чи іншого методу монтажу в залежності від конкретних умов роботи.

Книга розрахована на інженерно-технічних працівників та бригадирів, зайнятих на виготовленні і монтажі високих опор, а також на проектувальників, що розробляють проекти проведення робіт.

Пунктів бібліографії 25, рисунків 48, таблиць 19.

ПЕРЕДМОВА

Призначення і характер експлуатації високих опор різні в різних галузях народного господарства. Однак об'єднання їх однією назвою не випадкове, оскільки специфічні особливості високих опор виділяють їх з загальної маси будівельних конструкцій в окрему групу, що вимагає спеціальних розрахунків і конструктивних рішень, а також специфічних прийомів виготовлення і монтажу.

До характерних особливостей, що об'єднують опори в одну групу, належать такі:

всі опори мають висоту, що переважає розміри споруди біля основи;

на напружений стан конструкцій значно впливають метеорологічні фактори (вітер, ожеледь, температура), що визначає вибір конструктивних форм опор;

як технологічні і конструктивні елементи застосовуються гнучкі нитки;

виготовлення конструкцій високих опор вимагає специфічної оснастки, яка забезпечує високопродуктивне і високоякісне виконання конструкцій як в заводських, так і в умовах монтажного майданчика;

аналогічні прийоми транспортування і монтажу конструкцій опор;

схожі умови експлуатації.

Перелічені особливості не залежать від призначення високих опор або від матеріалів, з яких вони виготовляються, але вимагають уніфікованого під-

ходу до визначення навантажень, розрахунків, компоновання конструктивних схем, рішення вузлів, виготовлення, транспортування і монтажу опор.

Економічність і удосконалення конструктивних форм високих споруд залежить від теорії розрахунків, а також і від правильності оцінки метеорологічних явищ. У зв'язку з цим важливого значення набуває правильне районування всієї території СРСР по вітрових і ожеледних впливах (СНиП II-A. 11—62 і СНиП II-A. 6—62).

У книзі робиться спроба узагальнити досвід монтажу високих опор, споруджуваних силами будівельно-монтажних організацій Міністерства монтажних і спеціальних будівельних робіт УРСР.

КЛАСИФІКАЦІЯ ОПОР. МАТЕРІАЛИ І ВИРОБИ

Скорочення строків введення в експлуатацію — один з важливих факторів, що характеризують оптимальність вибраного типу опори. Для цього необхідно уточнити, які метеорологічні фактори впливають на опори. Цей вплив на конструкції опор зменшують підбором добре обтічних профілів, вибором форми споруди з відповідними аеродинамічними характеристиками, використанням заходів, що дозволяють зменшити вплив обледеніння і т. д.

Застосування високоміцних легких матеріалів, а для залізобетонних опор попередньо напруженого бетону високих марок дозволяє зменшити вагу конструкцій.

Максимально прискорює введення в експлуатацію перенесення найбільш трудомістких операцій по виготовленню опор на завод-виготовлювач конструкцій, удосконалення технології монтажу, укрупнення монтажних елементів і ведення монтажу великими блоками, удосконалення монтажних сполучень з всебічним скороченням монтажного зварювання на висоті й широке застосування з'єднань на високоміцних болтах.

Велике значення має уніфікація конструктивних схем, деталей і фундаментів, спорудження опор з врахуванням можливості їх швидкої й простої модернізації під більш прогресивне технологічне устаткування.

Високі опори за характером зв'язку між собою і взаємним впливом одна на одну поділяються на дві групи.

До першої належать опори, що стоять окремо і не зв'язані з іншими в єдину механічну систему. В технологічній системі таких опор може бути багато, але кожна з них працює самостійно і не впливає на сусідню. Найбільш характерними для цієї групи є опори РРЛ, які віддалені одна від одної по трасі лінії на відстані 40—60 км, але механічно між собою не зв'язані, телеопори, вентиляційні та димові труби, бурові вишки і багато інших.

До другої групи належать системи опор, які механічно зв'язані між собою: канатами, якщо це опори канатних доріг, антенними і рефлекторними полотнами, якщо це приймальні або передавальні системи радіоцентрів, проводами в повітряних лініях

електропередачі (ПЛ) і прольотними будівлями в високих естакадах.

Опори обох груп в свою чергу можуть виконуватись баштовими, тобто консолями, защемленими в основі, або щогловими — у вигляді вертикальних стержнів, розкріплених по висоті гнучкими відтяжками. Щогли працюють як балки на пружних опорах. Відтяжки щогл закріплюються в основу за допомогою анкерних фундаментів.

Башти і щогли за конструктивними рішеннями, матеріалами, з яких вони виготовляються, і в залежності від географічного місця їх установки поділяються на декілька видів:

за конструктивною ознакою — на гратчасті або суцільні. Гратчасті опори в залежності від форми їх перерізу в плані виконуються тригранними, квадратними або багатогранними. Елементи опор можуть підбиратись з добре обтічних профілів круглого перерізу або з профільного прокату (кутники, швелери, лист і т. п.), що має великі коефіцієнти обтікання. Суцільні опори, як правило, виконуються круглими в плані;

за матеріалами — на дерев'яні, залізобетонні, сталеві та з легких сплавів;

в залежності від географічного місця зведення — за вітровими, ожеледними і сейсмічними навантаженнями;

у відповідності з строком служби — на стаціонарні або збірно-розбірні (нафтові і бурові вишки, метеорологічні опори і т. п.).

Щоглові опори економічніші баштових, проте для їх встановлення потрібні значні території, а механічні деталі для регулювання відтяжок ускладнюють й здорожують їх експлуатацію.

Збільшення висоти опор диктується технологічними вимогами. Наприклад, для передачі електроенергії на великі відстані з меншими втратами треба було перейти на напругу в 500 кВ, для чого довелося збільшити переріз проводів і прольоти (до 500 замість 300—400 м для 220 кВ). Збільшення прольотів привело до збільшення висоти опор. Дослідження, проведені за останні роки в галузі аеродинаміки і інженерного мистецтва, значний досвід проектування, виготовлення, монтажу та експлуатації високих опор підтверджують можливість зведення таких споруд заввишки більше 300 м в дуже короткі строки, одержуючи при цьому значну економію матеріалів і ресурсів.

Якщо побудована на початку ХХ століття в Парижі Ейфелева башта заввишки 315 м важить 8500 т, то телевізійна башта такої ж висоти, побудована в 1962 р. в Ленінграді за проектом ДПІ Укрпроектстальконструкція, важить всього 1200 т. У 1961 р. у Вінниці змонтовано щоглу заввишки 350 м, вага якої 3000 т.

За останні роки дерев'яні опори, що зводяться з деревини хвойних порід (сосна, модрина, ялина, смерека, кедр), витісня-

ються стальними і залізобетонними. Тим часом дерево як матеріал для башт і щогл невеликої висоти з відносно невеликими навантаженнями ще знаходить застосування.

За останній час дедалі більше для зведення опор середньої і малої висоти застосовується залізобетон. Широке розповсюдження одержали, наприклад, залізобетонні лінійні опори ПЛ (повітряні лінії електропередачі).

У високих опорах значну частину сумарних навантажень складає власна вага, яка викликає напругу в перерізах, її частка в сумі розрахункових зусиль теж значна. Тому залізобетонні башти і щогли для зменшення власної ваги повинні виконуватись з бетонів високих марок.

Велика вага елементів високих споруд ускладнює монтаж, потребує потужного підйомного устаткування і такелажу. Особливо істотна вимога зменшення ваги для опор, що зводяться у віддалених районах, важкодоступних для транспортування і монтажу конструкцій. Баштові опори великої висоти для зменшення вітрового навантаження виконуються, як правило, гратчастими, пірамідальної форми. Велика кількість елементів, різних за довжиною і перерізами, з яких складаються гратчасті опори, погано уніфікується. Вузли сполучень таких елементів в залізобетоні поки що складні і не мають задовільних конструктивних рішень.

Для високих споруд простота і надійність роботи монтажних сполучень має особливе значення, оскільки виконувати їх, як правило, доводиться на великій висоті в несприятливих і навіть небезпечних умовах. Працюють такі з'єднання в умовах змінного, по абсолютній величині і знаку, напруженого стану, тобто в процесі експлуатації опори, в кожному її елементі зусилля розтягу і стиску чергуються.

Залізобетонні опори можуть виконуватись і суцільними, круглими в плані, у вигляді циліндричних або конічних оболонок. Технологічне устаткування, комунікації, ліфти і сходи, розташовані всередині таких оболонок, захищені від атмосферних впливів і безпосередньої дії вітру (наприклад, залізобетонна башта заввишки 500 м, що споруджена у Москві). Однак будівництво їх, пов'язане з улаштуванням складної опалубки і риштування, необхідністю подачі бетону і арматури на велику висоту, обходиться значно дорожче зведення металевих опор. Треба відмітити, що на армування башт оболонок витрачається багато сталі. Все це стримує впровадження залізобетону в будівництво опор дуже великої висоти.

Крім того, залізобетонні опори в порівнянні з металевими складніше модернізувати під технологічне устаткування, що швидко змінюється.

Перспективним матеріалом для високих споруд в недалекому майбутньому стануть *пластмаси*. Сьогодні, однак, конструктивні

рішення опор із пластмас перебувають в стадії початкових розробок. Практично застосовуються пластмаси як захисні покриття.

Легкі *алюмінієві сплави*, що мають міцність, близьку до міцності сталі, і вагу, майже в три рази меншу, хоч і не дуже широко, все ж близько тридцяти років застосовуються в нашій країні. Алюмінію властива висока антикорозійна стійкість, він не потребує спеціальних захисних покриттів. Однак модуль пружності алюмінієвих сплавів майже в три рази менший, ніж сталі, що збільшує деформативність конструкцій. Це треба мати на увазі при конструюванні елементів значної довжини, перерізи яких підбираються по стійкості, оскільки ефект від застосування алюмінієвих сплавів для таких елементів різко знижується.

Вартість алюмінію поки що значно перевищує вартість сталі, що в основному і стримує його використання в будівництві. Зниження вартості легких сплавів у поєднанні з хорошими міцнісними, ваговими і антикорозійними характеристиками дозволяють віднести цей матеріал до числа перспективних.

Найбільш поширеним матеріалом для опор великої висоти будь-якого технологічного призначення, що сприймають великі технологічні та атмосферні навантаження, досі залишається сталь. Стальні опори виготовляють, як правило, на заводах металоконструкцій, а інколи, як виключення, безпосередньо на будівельних майданчиках. Для утворення конструктивних елементів опор застосовують прокатні або холодногнуті профілі кутникового, швелерного, двотаврового, круглого, трубчастого перерізів або листову сталь.

В останні роки баштові та щоглові конструкції на заводах виконуються зварними; монтажні з'єднання, в більшості випадків, — на болтах і лише інколи на зварюванні. Болтові монтажні з'єднання дозволяють спростити і прискорити монтаж споруди, що істотно, хоча суцільнозварні високі опори мають більшу жорсткість і меншу деформативність.

Застосування зварювання і вплив на опори різних температурних перепадів, низьких температур, атмосферних впливів і вітру обумовлює старанний вибір сталі за хіміко-механічними показниками і способом її виплавки.

Для високих опор, виготовлюваних з гарячекатаних профілів і листової сталі, найбільш уживаною є вуглецева сталь звичайної якості, що поставляється металургійними заводами по ГОСТ 380—60 *. По цьому ГОСТу сталь виготовляється в мартенівських печах або конверторах. За способом виплавки сталь може поставлятися спокійною, напівспокійною або киплячою.

У відповідності з ГОСТ 380—60 * завод-постачальник гарантує по вимозі замовника поставку сталі групи А — за механічними властивостями, групи Б — за хімічним складом, групи В — за механічними властивостями і хімічним складом.

Для конструкцій, що мають зварні з'єднання, працюють в умовах низьких температур і сприймають динамічні навантаження, особливе значення має вибір такої сталі, яка найменш схильна до крихкого руйнування. Такою є сталь групи В по ГОСТ 380—60*, в першу чергу спокійної виплавки, і сталь тієї ж групи напівспокійної виплавки.

Для високих опор найчастіше застосовується вуглецева мартенівська сталь звичайної якості марок ВСт.Зсп, ВСт.Зпс і ВСт.Зкп. Тут необхідно відзначити, що застосування сталі марки ВСт.Зкп допускається тільки для нерозрахункових елементів щогл і башт. Про цю обставину застережено в СНиП II-V. 12—62 і СНиП II-V. 3—62. Ті ж СНиПи допускають застосування сталі марки ВСт.Зкп, тобто кипячої виплавки, для башт і щогл заввишки до 180 м і для опор ПЛ, що експлуатуються в районах з розрахунковою температурою — 30° С і вище, якщо конструкції їх буде виготовлено і змонтовано без застосування зварювання. При застосуванні зварних з'єднань сталеві конструкції високих опор будь-якого призначення заввишки до 180 м, що експлуатуються при температурі — 30° С і вище, повинні бути виготовлені з сталі марки ВСт.Зпс, тобто напівспокійної виплавки.

Для зварних конструкцій високих опор, експлуатація яких передбачається в районах з розрахунковою температурою — 30° С і нижче, для опор заввишки 180 м і вище незалежно від району їх зведення і для опор, що сприймають безпосередні динамічні впливи від рухомих і вібраційних навантажень, допускається застосування тільки сталі марки ВСт.Зсп, тобто спокійної виплавки.

Якщо на високі опори безпосередньо не діють динамічні або вібраційні навантаження, а товщина прокату, з якого вони виготовляються, не перевищує 30 мм, то замість мартенівських сталей марок ВМСт.Зсп, ВМСт.Зпс, ВМСт.Зкп дозволяється застосовувати киснево-конверторну сталь відповідних марок ВКСт.Зсп, ВКСт.Зпс, ВКСт.Зкп.

Для конструкцій опор, виготовлюваних з гарячекатаних труб діаметром до 140 мм, застосовують сталі марок Ст. 20 і Ст. 10 по ГОСТ 1050—60*, для труб діаметром більше 146 мм — марок ВСт.4 по ГОСТ 380—60*. Застосування сталі марки Ст. 10 допускається лише для нерозрахункових елементів.

Застосування сталі марки ВСт.4 в конструкціях допустиме як виключення при додержанні всіх вимог в час випробувань, а для зварних конструкцій — при додержанні спеціально розробленої технології зварювання і застосування електродів та флюсів, передбачених спеціальними інструкціями.

Коли гнучкість елементів високих опор λ не перевищує 50 і φ — коефіцієнт поздовжнього вигину центрально стиснутих елементів (в гратчастих опорах) — для сталей марок ВСт.Зсп,

ВСт.Зпс і ВСт.Зкп мало відрізняється від того ж коефіцієнта для високоміцних сталей, доцільно застосовувати низьколеговані сталі.

Нікелевмісні сталі (15ХСНД або 10ХСНД) допускається застосовувати тільки з умовою виготовлення їх з природно-легованих руд.

Застосування низьколегованих сталей найбільш доцільне для високих споруд, що сприймають великі технологічні навантаження. Наприклад, опори ПЛ, на які діє тяжіння проводів, можна конструктивно виконувати так, що площа перерізу елементів з низьколегованої сталі буде меншою, ніж з сталі ВСт.З при $\varphi_{\text{л}} \approx \varphi_{\text{ст.з}}$ ($\varphi_{\text{л}}$ — для низьколегованих сталей, $\varphi_{\text{ст.з}}$ — для конструкційних сталей). Це досягається застосуванням тонкостінних профілів збільшених геометричних розмірів.

Низьколеговані сталі мають хороші антикорозійні властивості, тому їх доцільно застосовувати для конструкцій, що працюють на повітрі. Однак слід враховувати, що вартість їх поки що на 15—20% вища вартості звичайних конструкційних сталей.

Сталі, застосовувані для конструкцій високих опор, що експлуатуються в районах з розрахунковою температурою — 20° С і нижче, повинні відповідати додатковим вимогам по ударній в'язкості при негативній температурі.

В залежності від умов експлуатації опор, характеру навантажень (статичних або динамічних), заводських і монтажних з'єднань (зварних або болтових), прокату і типу конструкції вибирається відповідна марка сталі і призначаються додаткові вимоги до її поставки. Кожна додаткова вимога до поставки тієї чи іншої марки сталі пов'язана з додатковою оплатою, що збільшує її вартість і, отже, повинна обгрунтовуватись в проекті. Застосування різних марок сталі або однієї марки з різними додатковими вимогами і обмеженнями дробить замовлення, що викликає серйозні труднощі на заводі-виготовлювачі сталейних конструкцій щодо укомплектування сталі і раціонального її використання. У СНиП I-B. 12—62 наводяться вказівки, що визначають межі застосування сталей в будівельних конструкціях.

Для опорних частин конструкцій башт і щогл застосовують, як правило, виливки з конструкційної вуглецевої сталі.

Для ручного зварювання застосовуються електроди типу Э42 і Э42А, якщо конструкції виготовляються з вуглецевої сталі звичайної якості. Термооброблені сталі варяться електродами типу Э46А, а для зварювання нікелевмісних низьколегованих сталей марок 15ХСНД і 10ХСНД застосовують електроди типу Э50А.

Для зварювання низьколегованої сталі марки 14Г2, крім електродів типу Э50А, можна застосовувати також електроди типу Э42А, якщо внаслідок випробування зразка металу зварного шва тимчасовий опір буде не нижчим 47 кг/мм², а відносне видовження — δ_{10} — 18%.

Кожному типу електрода, згідно з ГОСТ 9465—60, відповідає

одна або кілька марок. Марки електродів визначаються складом покриття, маркою електродного дроту і властивостями наплавленого металу.

Для автоматичного зварювання під флюсом застосовують сталений зварювальний дріт діаметром 0,8—6 мм, що поставляється по ГОСТ 2246—60 *.

Болти повинні виготовлятися з вуглецевої сталі звичайної якості марок ВСт.Зкп, ВСт.Зпс, ВСт.Зсп та ВСт.5, що поставляється по ГОСТ 380—60 *, а також низьколегованих сталей марок 09Г2, 14Г2, 15ГС та 15ХСНД, що відповідають вимогам ГОСТ 5058—65 і $\frac{\text{ЧМТУ}}{\text{ЦНДІЧМ}}$ 54—58 для сталі 14Г2 та $\frac{\text{ЧМТУ}}{\text{ЦНДІЧМ}}$ 296—60 для сталі 15ГС.

Для сталей для болтів та шайб пред'являються ті ж додаткові вимоги по ударній в'язкості й загину в холодному стані, що і до основного металу конструкцій.

В останні роки в практику будівництва високих опор впроваджуються високоміцні болти. Високоміцні болти виготовляються з вуглецевих або легованих сталей, термічно оброблених в готовому виробі (болті). Для виготовлення високоміцних болтів рекомендується сталь марки Ст.5 по ГОСТ 380—60 * з границею текучості не менше 85 кг/мм² і тимчасовим опором не нижче 110 кг/мм², Ст.35 по ГОСТ 1050—60 з такою ж границею текучості і тимчасовим опором і, нарешті, сталь 40Х по ГОСТ 4543—61 * з такою ж границею текучості і тимчасовим опором не нижче 130 кг/мм².

Відносне видовження в болтах, виготовлених з цих сталей, не припускається менше 10%. Такі показники повинні мати болти після термічної обробки. Для виготовлення високоміцних болтів можливе застосування сталей і інших марок ГОСТ 4543—61 * при умові, що після термічної обробки тимчасовий опір буде не нижчим 130 кг/мм².

Шайби для звичайних болтів треба виконувати з сталей марок ВСт.Зсп, ВСт.Зпс, ВСт.Зкп, ВСт.4пс, та ВСт.4кп по ГОСТ 380—60 *, а для високоміцних болтів — з сталі марок Ст.5 по ГОСТ 380—60 * та Ст.35 по ГОСТ 1050—60 * з дальшою термічною обробкою, в результаті якої твердість їх по шкалі С Роквелла повинна дорівнювати 35—45 одиницям.

Стальні канати широко використовуються для такелажних та навантажувально-розвантажувальних робіт на монтажі конструкцій і устаткування як розчалки, тяги, відтяжки, стропи, підвіски, а також як постійні ванти і відтяжки для щоглових, висячих та вантових конструкцій. Для рухомого такелажу та відтяжок збірно-розбірних конструкцій та у випадках врубки у відтяжки горішкових ізоляторів застосовуються канати з органічним осердям, що випускаються вітчизняною промисловістю (від ГОСТ 3069—55 до 3079—55 *). Для відтяжок щогл, висячих

та інших вантових конструкцій використовують канати з металевим (жорстким) осердям (від ГОСТ 3062—55 до 3068—55).

Для постійних відтяжок щоглових конструкцій високих опор найчастіше використовують канати, сплетені з високоміцних дротів з тимчасовим опором 120—160 кг/мм². Для високих опор, деформативність яких обмежена експлуатаційними технологічними вимогами, немає рації приймати канати, сплетені з дротів максимальної міцності, оскільки при цьому несуча здатність каната значно перевершить розрахункове зусилля в ньому. Це слід мати на увазі, оскільки невиправдано великі запаси міцності в канатах приводять до застосування більш дорогих канатів, що підвищує вартість споруди.

Основні та загальні характеристики і технічні вимоги до всіх канатів всіх типів наведені в ГОСТ 3241—66 *. Для звивання канатів застосовуються три марки дроту: В — вища марка, І — перша та ІІ — друга. Марка дроту призначається в залежності від в'язкості сталі та допустимого розбігу значень її тимчасового опору при розтяганні. Допустимий розбіг для дроту марки В складає 16, для І — 20 та для ІІ — 25%.

В залежності від характеру звивання дротів у сталки канати виготовляються з точковим дотиком дротів — ТК, лінійним дотиком — ЛК та точково-лінійним — ТЛК. Модуль пружності канатів ЛК вищий, ніж в канатах типу ТК і ТЛК.

За видом звивки сталок канати можуть бути звичайними, такими, що розкручуються після видалення перев'язок, такими, що не розкручуються (канат і його сталки не розкручуються після зняття перев'язок), і що не крутяться (багатосталкові з протилежним напрямком звивок сталок по шарах).

Канати розрізняють також за напрямом звивки сталок на правий і лівий напрями звивання. За напрямом звивання дротів у сталки канати можуть бути — хрестового (х) скручування (в суміжних шарах дроти в різних напрямках), однобічного скручування (о) і комбінованого (к).

Поверхні дротів, з яких звиваються канати, можуть оцинковуватись або не оцинковуватись. Неоцинковані дроти канатів — світлі, антикорозійне покриття — технічний вазелін або канатна мазь.

Цинкові покриття дротів повинні відповідати вимогам ГОСТ 7372—66.

Канати, звиті з оцинкованих дротів, в залежності від шару цинкового покриття поділяються на три групи: для легких умов роботи — ЛС, для середніх — СС, для важких — ЖС.

У практиці будівництва високих опор переважно застосовують канати, звиті з дротів І марки. Вони дешевші за канати з дротів марки В на 30—40%. По покриттю дроту найбільш вживаними є канати групи СС. Канати групи ЖС застосовуються лише при умові їх експлуатації у високо агресивному середовищі, при

Таблиця 1

Тип канатів	Діаметр, мм		Площа перерізу всіх дротів, мм ²	Розрахункова вага 100 м змазаного каната, кг	Розривне зусилля каната (не менше), кг, при розрахунковому тимчасовому опорі дротів при розтягуванні, кг/мм ²				
	каната	дрота			120	130	140	150	160
Спіральний, ЛК-0; дрiт 1×7 = 7; сталка 1 + 6; ГОСТ 3062—55	6,6	2,2	26,6	22,77	2930	3170	3420	3670	3910
	7,2	2,4	31,64	27,09	3480	3780	4070	4360	4650
	7,8	2,6	37,17	31,82	4100	4440	4780	5120	5460
	8,4	2,8	43,05	36,86	4740	514	5530	5930	6330
	9,0	3,0	49,49	42,37	5450	5910	6360	6820	7270
Спіральний, ТК; дрiт 1×19 = 19; сталка 1 + 6 + 12; ГОСТ 3063—55	8,5	1,7	43,13	36,74	4650	5040	5420	5810	6210
	9,0	1,8	48,26	41,11	5210	5640	6070	6500	6940
	10,0	2,0	59,60	50,82	6430	6970	7510	8040	8580
	11,0	2,2	72,20	61,50	7790	8440	9090	9720	10350
	12,0	2,4	85,88	73,15	9270	10000	10800	11550	12300
Те саме, дрiт 1×37 = 37; сталка 1 + 6 + 12 + 18; ГОСТ 3064—55	12,0	1,7	84,26	70,96	8580	9300	9980	10700	11400
	13,0	1,8	94,27	79,39	9600	10400	11150	11950	12750
	14,0	2,0	116,50	98,10	11850	12800	13850	14800	15800
	15,5	2,2	140,96	118,70	14350	15550	16700	17900	19150
	17,0	2,4	167,36	141,10	17050	18450	19900	21300	22500
Те саме, дрiт 1×61 = 61; сталка 1 + 6 + 12 + 18 + 24; ГОСТ 3065—55	18,0	2,0	191,86	161,30	18800	20400	22000	23500	25100
	20,0	2,2	232,16	195,20	22800	24700	26650	28500	30450
	22,0	2,4	276,11	232,10	27100	29350	31600	33900	36200
	23,5	2,6	324,32	272,60	31850	34550	37200	39850	42500
	25,5	2,8	375,60	315,80	36900	40000	43050	46100	49200
Канат (трос) з металевим осердям, дрiт 7×19 = 133; сталка, 1 + 6 + 12; ГОСТ 3067—55	25,5	1,7	301,91	267,50	30750	33300	35900	38450	41050
	27,0	1,8	337,82	299,30	34400	37300	40150	43050	45900
	30,0	2,0	417,62	370,00	42550	46100	49650	53200	56750
	33,0	2,2	505,40	447,70	51500	55800	60100	64400	68700
	36,0	2,4	601,16	532,60	61250	66400	71500	76600	81700
Те саме, дрiт 7×37 = 259; сталка 1 + 6 + 12 + 18; ГОСТ 3068—55	38,0	1,8	659,81	578,60	64900	70300	75700	81100	86500
	42,0	2,0	815,61	715,20	80200	86900	93450	100000	106500
	46,5	2,2	990,65	868,70	97150	105000	113500	121500	129500
	50,5	2,4	1173,34	1028,90	115000	125000	134000	144000	153500
	55,0	2,6	1378,16	1208,50	135000	146500	157500	169000	180500
	59,0	2,8	1596,00	1399,60	157000	169500	182500	195000	209000
	63,0	3,0	1834,49	1608,70	180000	195000	210000	225500	240500
	67,5	3,2	2085,86	1829,10	205000	222000	239000	255500	273500

Примітка. Канати, розривне зусилля яких представлено вище жирної лінії, виготовляються з світлого дроту.

нааявності електроструму, або для особливо відповідальних і складних споруд.

Канати з світлого дроту застосовуються в тимчасових спорудах і, як виняток, при відсутності оцинкованих канатів, для споруд із строком служби до трьох років. Застосування канатів з світлого дроту допускається при умові захисту їх від корозії.

Рекомендується застосовувати канати з діаметром дротів не менше 3 мм, оскільки канати з дротів меншого діаметра мають велику поверхню, що піддається корозії. Найдорожчі канати закритого типу, не набагато дешевші за них канати з органічним осердям. При однаковому діаметрі найдешевшим є канат з металевим осердям. Як правило, із зменшенням діаметра вартість однієї тонни каната зростає. Ця обставина в однаковій мірі відноситься до канатів будь-якої конструкції.

В табл. 1 наводяться сортамент та основні характеристики деяких канатів, які часто вживаються в будівництві.

Канати працюють неоднорідно. Це пояснюється тим, що довжина дротів в одній сталці і в сусідніх — різна; крім того, подовження в дротах каната неоднакові, тому й напруги в них різні. Неоднорідність канатів коливається в значних межах. Наприклад, для витих тросів коефіцієнт однорідності приймають рівним 0,5, а для однієї сталки — 0,6. Треба мати також на увазі, що при заливці канатів у втулки спеціальними сплавами, які плавляться в процесі заливки при температурі, що перевищує 400°C , відбувається відпуск сталі дротів і, отже, зниження їх міцності.

На міцність каната в цілому впливає також кількість звивок і кут звивки. Чим менше звивок і чим менший їх кут, тим менша втрата міцності каната.

З цих причин гранично допустиме зусилля в канатах визначають по руйнуючому навантаженню на канат в цілому. Розривні зусилля в канатах завжди менші суми граничних зусиль в дротах, з яких вони звиваються.

Спіральні канати виготовляються на спеціалізованих заводах і добре транспортуються в бухтах або на котушках. Істотним недоліком таких канатів є низький модуль пружності, що особливо виявляється при використанні їх в конструкціях з обмеженою деформативністю. У таких конструкціях канати підбираються за деформативністю, і несуча властивість їх значно недовикористовується, що призводить до здорожчання споруди.

НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ

Обчислення навантажень і впливів — один з етапів загального ходу розрахунку високих опор. Розрахунок опор передбачає: збирання вітрових і ожеледних навантажень;

визначення навантажень від дровових антен, проводів і тросів ПЛ і т. п. технологічних елементів;

статичний розрахунок конструкцій;

підбір перерізів елементів і розрахунок вузлових з'єднань.

На високі опори, як правило, крім власної ваги та технологічних навантажень, діють метеорологічні фактори (вітер, ожеледь, температура).

Вітрові навантаження. Відповідно до СНиП II-A.П-62 вся територія СРСР розділена на сім географічних районів, кожний з яких характеризується швидкістю вітру на висоті 10 м (відмітка флюгера), яка в даному районі може бути перевищена не частіше, ніж один раз на п'ять років.

Швидкісний напір вітру q залежить від швидкості вітрового потоку v і пов'язаний з нею залежністю $q = \frac{v^2}{16}$. Округлені значення швидкостей вітрового потоку та відповідних їм швидкісних напорів наведено в табл. 2.

В табл. 2 наведено також дані про розрахункові швидкісні напори, одержані з урахуванням встановленого СНиПом коефіцієнта перевантаження — 1,3. Розрахунковий напір залежить від швидкості вітру, яка перевищується не частіше ніж 1 раз на 20 років. Якщо обчислити ймовірність такої події, виходячи з того, що спостереження за швидкістю вітру провадяться чотири рази на добу, то прийдемо до величини $\frac{1}{20 \times 365 \times 4} = \frac{1}{29200}$.

Така мала ймовірність появи розрахункових вітрових навантажень гарантує безпеку споруди, що стверджується досвідом багаторічної безаварійної експлуатації численних об'єктів.

При забезпеченні міцності конструкцій при дуже сильних вітрах, що рідко повторюються, при яких споруда повинна вистояти, інші нормовані показники (наприклад, деформативність) можна віднести до вітрів меншої сили. Так, дуже часто буває необхідність забезпечити задану жорсткість конструкції протягом певного процента часу експлуатації. Для цього користуються усередненими даними * про повторюваність вітрів з різною швидкістю:

Швидкість вітру, м/сек	0—2	2—5	5—10	10—15	15—20	20—25	25—30
Повторюваність, проц.	11,0	32,00	41,00	13,50	2,30	0,19	0,01

* Більш детальні дані можна знайти в СНиП II-A. П-62 або в кліматологічних довідниках.

Таблиця 2

Географічний район	Швидкісний напір, кг/м ²		Швидкість вітру, м/сек	
	нормативний	розрахунковий	нормативна	розрахункова
I	27	35	21	24
II	35	45	24	27
III	45	58	27	31
IV	55	70	30	34
V	70	90	33	38
VI	85	118	37	42
VII	100	130	40	46

З цих даних видно, що вже при 97,5% забезпеченості за часом швидкість вітру знижується вдвічі (з 30 до 15 м/сек), а вітровий напір — в чотири рази ($\frac{30^2}{15^2} = 4$). Наведені дані стосуються приземного шару на висоті до 10 м. Із зростанням висоти h зростає й швидкість вітру, отже, і швидкісний напір, який може бути визначений як добуток $q_h = K_h q$, де K_h — поправочний коефіцієнт на зростання швидкісного напору для висоти більше 10 м. Цей коефіцієнт не поширюється на гірські райони і має такі значення:

Висота над поверхнею, h , м	До 10	20	40	100	350 і вище
Поправочний коефіцієнт K_h	1,00	1,35	1,80	2,20	3,00

Швидкісний напір вітру нерівномірний і змінюється по величині в часі, мовби пульсуючи. Пульсація швидкісного напору, що характеризує випадковий характер вітрового впливу, нормується коефіцієнтом m (табл. 3). Фізичний зміст цього коефіцієнта розкривається формулою

$$m = 1 - \frac{Q_{\max}}{Q_{\text{серед}}}, \quad (1)$$

де $Q_{\max}$ — максимальний швидкісний напір при пориві вітру;
 $Q_{\text{серед}}$ — усереднений швидкісний напір на відрізок часу, що приймається звичайно рівним 2 хв.

Таблиця 3

Висота, для якої визначається коефіцієнт, м	Коефіцієнт m для		Висота, для якої визначається m , м	Коефіцієнт m для	
	споруд	проводів і тросів		споруд	проводів і тросів
До 20	0,35	0,25	100—200	0,21	0,15
40	0,32	0,22	200—300	0,18	0,12
60	0,28	0,20	300—400	0,14	0,10
80	0,25	0,18	Вище 400	0,10	0,08

Таким чином, швидкість вітру розглядається як усталена в середньому швидкість потоку повітря, а швидкісний напір, що відповідає усталеному вітру, розглядають як навантаження, що діє на споруду статично. Тим часом вітер діє поривами, викликаючи пульсації швидкісного напору. Пульсації, що є випадковою функцією часу, викликають динамічну дію вітрового навантаження на споруду.

Динамічний вплив вітру при розрахунку високих споруд, відповідно до СНиП II-A.11—62, враховується коефіцієнтом ξ . Цей коефіцієнт залежить від періоду власних коливань споруди і від логарифмічного декременту затухання коливань споруди [1].

Для високих споруд з періодом власних коливань T , що перевищує 0,25 сек, розрахунковий вітровий напір визначається з урахуванням динамічного впливу пульсацій, викликаних поривами вітру. Коефіцієнт збільшення розрахункового швидкісного напору вітру β , на який треба множити розрахункове вітрове навантаження, визначається за формулою $\beta = 1 + m\xi$. Для високих опор, які зустрічаються найчастіше, значення коефіцієнта β коливається

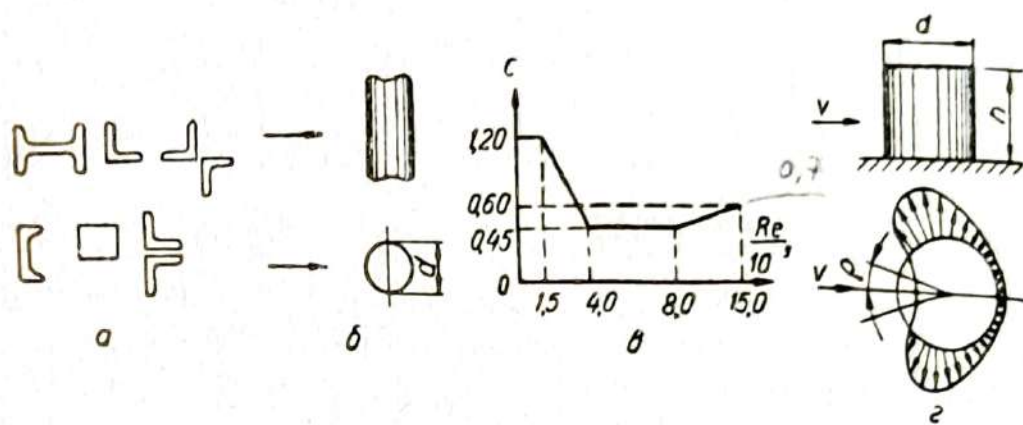


Рис. 1. Визначення аеродинамічного коефіцієнта:

а — профілі елементів ґратчастих конструкцій; б — профілі круглого перерізу; в — графік для визначення аеродинамічного коефіцієнта для круглого перерізу; г — споруди з циліндричною поверхнею.

ся в межах від 1,3 до 1,7. У попередніх розрахунках, коли період власних коливань споруди T ще не визначено, приймають коефіцієнт $\beta = 1,6$.

Вплив вітрового навантаження на споруди в залежності від їх конструктивних форм визначається аеродинамічним коефіцієнтом C_x , найбільш вживані величини C_x наведено у СНиП II-A. 11—62.

Для профілів, зображених на рис. 1, а, коефіцієнт $C_x = 1,4$, при напрямі вітру, перпендикулярному поздовжній осі елемента. При цьому C_x відноситься до площі проекції елемента на площину, перпендикулярну напрямку вітру.

Для профілів круглого перерізу (рис. 1, б) коефіцієнт обчислюється по графіку, представленою на рис. 1, в в залежності від $Re = \frac{vd}{\nu}$, де v швидкість вітру, м/сек; d — діаметр споруди, м; ν — кінематична в'язкість повітря, $\nu = 0,145 \cdot 10^{-4}$ м²/сек.

Для споруд з циліндричною поверхнею (рис. 1, г) значення C_x наведено в табл. 4.

Наведені коефіцієнти C_x одержані під час випробувань відповідних моделей в аеродинамічних трубах. Коли для новоспо-

* Якщо треба врахувати декілька форм коливань користуються іншою формулою (див. «Змінення № 1 СНиП II-A. 11—62»).

Таблиця 4

α, град	Відношення габаритних розмірів			α, град	Відношення габаритних розмірів		
	$h/d > 25$	$h/d = 7$	$h/d = 1$		$h/d > 25$	$h/d = 7$	$h/d = 1$
0		+ 1,0		90	-2,6	-2,2	-1,7
15		+ 0,8		105	-1,9	-1,7	-1,2
30		+ 0,1		120	-0,9	-0,8	-0,7
45	-0,9	-0,8	-0,7	135	-0,7	-0,6	-0,5
60	-1,9	-1,7	-1,2	150—180	-0,6	-0,5	-0,4
75	-2,5	-2,2	-1,7				

Примітки: 1. Дані про розподіл тиску по поверхні циліндричної оболонки застосовні при $Re > 4 \cdot 10^5$.

2. Табличні коефіцієнти відносяться до одиниці площі зовнішньої поверхні споруди, коефіцієнт C_x — до всієї споруди.

руджуваних об'єктів таблиця СНиП не містить даних, виникає потреба у проведенні випробувань. Коефіцієнт C_x за перерізом циліндричної оболонки (див. рис. 1,2) може бути наближено поданий в аналітичному вигляді так [9]:

$$\frac{h}{d} \geq 25; C_x = -1 + 0,329 \cos \varphi + 1,4 \cos 2\varphi + \\ + 0,471 \cos 3\varphi - 0,2 \cos 4\varphi;$$

$$\frac{h}{d} = 7; C_x = -1 + 0,304 \cos \varphi + 1,225 \cos 2\varphi + \\ + 0,446 \cos 3\varphi - 0,137 \cos 4\varphi;$$

$$\frac{h}{d} = 1; C_x = -0,65 + 0,279 \cos \varphi + \cos 2\varphi + \\ + 0,421 \cos 3\varphi - 0,05 \cos 4\varphi.$$

Графік (див. рис. 1,2) відноситься до гладких циліндрів. Якщо циліндр шорсткий, то C_x необхідно збільшити в 1,1—1,3 рази.

В результаті приходимо до формули, за якою обчислюється вітрове навантаження

$$Q = q C_x \beta s, \quad (2)$$

де s — проекція площі поверхні розраховуваної споруди на площину, перпендикулярну до напрямку вітру.

О ж е л е д н і н а в а н т а ж е н н я. Для багатьох елементів високих опор і особливо для опор, що несуть системи проводів і тросів (повітряні лінії електропередачі і зв'язку, антенні пристрої і т. п.), істотне значення мають ожеледні навантаження. Нормативне навантаження від ожеледних відкладів визначається за формулами для проводів і канатів, кг на 1 м довжини

$$p_{ож} = n k b (d + b) \gamma \cdot 10^{-3}; \quad (3)$$

для решти елементів споруд, кг/м² поверхні

$$p_{ож} = k n b \gamma. \quad (4)$$

Тут b — нормативна товщина стінки ожеледного відкладу, мм, на висоті 10 м над поверхнею землі, що приймається по табл. 5;

d — діаметр провoda або каната, мм;

γ — об'ємна вага ожеледного відкладу, що приймається рівною $0,9 \text{ г/см}^3$ при $b \leq 40 \text{ мм}$; $0,15 \text{ г/см}^3$ при $b \geq 150 \text{ мм}$. В решті випадків об'ємна вага визначається по інтерполяції;

n — коефіцієнт, що враховує відношення поверхні, що зазнає зледеніння, до повної поверхні всіх елементів споруди; приймається рівним 0,5 для висоти 100 м і рівним 1,0 для висот, більших за 100 м.

k — коефіцієнт для переходу від нормативної товщини стінки ожеледі на висоті 10 м до висоти, що розглядається

Висота над поверхнею землі,

м	10	20	30	50	70	90	100	200
Коефіцієнт k	1,0	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,6	4,0
		1,2	1,4	1,6	1,8		2,1	

Таблиця 5

Для переходу до розрахункових навантажень від величини ожеледного навантаження вводиться коефіцієнт перевантаження, який звичайно приймається рівним 1,3. Вітровий напір при ожеледі приймається рівним чверті розрахункового вітрового напору, що відповідає вітру ураганної сили.

Райони СРСР	Нормативна товщина стінки ожеледі, мм, з повторюваністю один раз на	
	5 років	10 років
I	3	5
II	5	10
III	10	15
IV	15	20
Особливий	20 і більше	25 і більше

Температура повітря при ожеледі приймається рівною $t = -5^\circ \text{C}$ для районів з середньорічною температурою -5°C і вище і $t_{\text{ож}} = -10^\circ \text{C}$ для районів з середньорічною температурою нижче -5°C .

Систематичне вивчення ожеледних впливів у широких масштабах на великих висотах почато порівняно недавно, тому наведені дані слід оцінювати як орієнтовні і уточнювати, якщо це можливо, по даним місцевих метеостанцій.

Інші навантаження і впливи. Вітрове і ожеледне навантаження є основними при розрахунку високих опор і саме їх величина, як правило, визначає вигляд споруди. Однак для деяких елементів розрахунковими можуть виявитися й інші впливи — власна вага, корисні навантаження від устаткування, температурні впливи, монтажні зусилля. Сейсмічні поштовхи в більшості випадків мало позначаються на визначенні генеральних розмірів високих опор. З цим впливом доводиться рахуватись при розрахунку та конструюванні вузлів закріплення споруди в цілому (анкеровка), а також при вирішенні вузлів закріплення

Старий СНиП 5.А.6.

на споруді масивних елементів і частин споруди. Величину сейсмічних впливів визначають по СНиП II-A.12—62.

Особливе місце займають монтажні навантаження, характер яких пов'язаний із способом монтажу. Розрахункова схема при монтажі може різко відрізнятися від експлуатаційної розрахункової системи. Наприклад, при підйомі опори цілком методом повороту вона працює зовсім не так, як при експлуатації, і в її елементах при підйомі виникають зусилля, яких ніколи не буде за весь строк служби споруди. Тому при проектуванні треба вибрати спосіб монтажу споруди з таким розрахунком, щоб монтажні зусилля не перевищили експлуатаційних.

При розрахунку звичайно враховують одночасно декілька видів навантажень, причому, в залежності від ймовірності їх одночасної появи розрізняють основні, додаткові та особливі сполучення. Дані про сполучення навантажень і впливів (C — коефіцієнт сполучень) наведено в табл. 6.

Таблиця 6

Навантаження і впливи	Розрахункові сполучення									
	основні C=1,0			додаткові C=0,9			особливі C=0,8			
	Комбінації навантажень									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Власна вага конструкцій і устаткування	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Попередній натяг	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Власна вага ожеледних утворень		+							+	
Те саме, з урахуванням коефіцієнта зменшення					+					
Вітер, можливий не частіше 1 разу на 20 років	+					+				+
Те саме, з урахуванням коефіцієнта спаду				+						
Вітер з забезпеченістю 0,95 ÷ 0,98			+				+		+	
Вітровий напір при ожеледі		+								
Розрахункова мінімальна температура				+				+		
Те саме, максимальна			+							+
Температура ожеледоутворення		+			+				+	
Монтажні навантаження						+				
Впливи при спуску антенних полотен							+			
Обрив проводів, антен та рефлекторів								+	+	+
Сніг	+			+				+		
Сейсміка										+

Примітки: 1. Хрестиком позначено навантаження, що враховується в комбінації.

2. Навантаження снігом враховується лише для окремих елементів конструкцій.

КОРОТКІ ВІДОМОСТІ ПРО РОЗРАХУНОК ГНУЧКИХ НИТОК

О с н о в н і р і в н я н н я. Високі опори часто підтримують конструкції з гнучких ниток — проводи в повітряних лініях електропередачі, дротяні антени, у кабель-кранах і канатних дорогах і тому подібне — або самі містять конструктивні елементи, що працюють як гнучкі нитки, наприклад, в опорах-щоглах. Оскільки залежність між навантаженням, що діє на гнучку нитку, і внутрішніми зусиллями, що виникають в ній внаслідок навантажень, нелінійна, визначення форми провисання нитки, з точки зору розрахунку, досить складна задача.

При розрахунку ниток звичайно виходять з таких передумов.

Перша — нитка є пологою, тобто тангенс кута між дотичною до кривої провисання і її хордою малий і наближено рівний самому куту. Це справедливо для ниток, у яких відношення між стрілою провисання f і хордою L лежить в межах $\frac{f}{L} = \frac{1}{10} \div \frac{1}{20}$.

Друга — матеріал нитки пружний, його пружні властивості характеризуються модулем пружності E . Модулі пружності сталевих канатів, що найчастіше використовуються як гнучкі нитки, кг/см^2 :

Спіральні канати з металевим осердям	$1,5 \cdot 10^6$
Те саме, з органічним	$1,3 \cdot 10^6$
Спіральні закриті канати	$1,7 \cdot 10^6$
Канати з паралельним пучком дротів	$2,0 \cdot 10^6$

Третя — зусилля в нитці T_d і величина її натягу T , тобто проекція цього зусилля на напрямках хорди, наближено приймаються рівними.

Дотримання передумов дозволяє використовувати відому залежність для нитки, завантаженої довільним поперечним навантаженням

$$\Delta = \frac{(T - T^0)L}{EF} - \frac{D}{2T^2} + \frac{D^0}{2(T^0)^2} + \alpha(t + t^0), \quad (5)$$

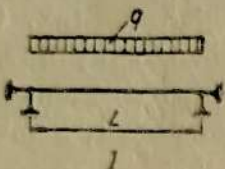
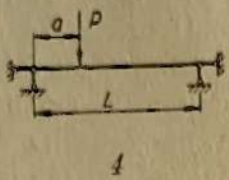
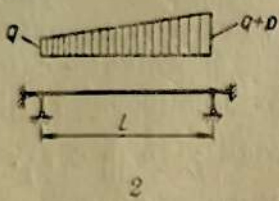
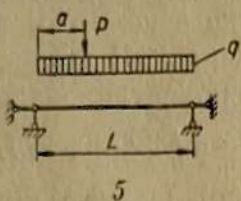
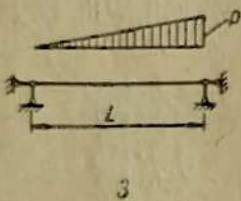
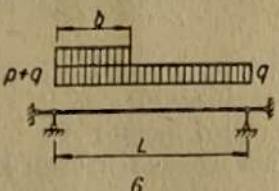
де Δ — видовження хорди нитки;
 F — площа поперечного перерізу нитки;
 α — коефіцієнт температурного розширення матеріалу нитки;

$D^0 = \int_0^L Q^2 dl$ — інтеграл від квадрата поперечної сили для балки, що характеризує вплив поперечних навантажень, прикладених до нитки.

Інтеграл може бути обчислений безпосередньо, але може бути підрахований для завантажень, що зустрічаються найчастіше, за формулами, наведеними в табл. 7.

Формули, наведені в таблиці, виведені для випадків завантаження, які зустрічаються найчастіше. Вихідні величини T^0 , D^0 і t^0 задаються.

Таблиця 7

Схема навантаження	$D = \int_0^L Q^2 dL$	Схема навантаження	$D = \int_0^L Q^2 dL$
	$\frac{q^2 L^3}{12}$		$\frac{P^2 (L-a) a}{L}$
	$\frac{q^2 L^3}{12} + \frac{q P L^3}{12} + \frac{P^2 L^3}{45}$		$\frac{q^2 L^3}{12} \left[12 \frac{aP}{qL^2} \left(1 - \frac{a}{L} \right) + \left(1 - \frac{P}{qL} \right) + 1 \right]$
	$\frac{P^2 L^3}{45}$		$\frac{q^2 L^3}{12} \left[1 + \left(4 - 3 \frac{b}{L} \right) + \frac{b^2 p^2}{L^2 q^2} + \left(6 - 4 \frac{b}{L} \right) \frac{b^2 p}{L^2 q} \right]$

Коли опори нитки нерухомі, $\Delta = 0$, рівняння (5) можна записати

$$T^3 \frac{L}{EF} - T^2 [\Delta^0 + \alpha(t^0 - t)] - \frac{D}{2} = 0, \quad (6)$$

де $\Delta^0 = \frac{T^0 L}{EF} - \frac{D^0}{2(T^0)^2}$ різниця між довжиною каната (заготовки) і довжиною хорди в монтажному стані.

Характеристики вихідного стану часто можуть бути задані не у вигляді монтажного натягу, а у вигляді стріли провисання в будь-якій точці, або як довжина заготовки нитки і т. д. Тому треба знати, що форма провисання нитки пов'язана з величиною натягу залежністю $y(x) = \frac{M(x)}{T}$, де $y(x)$ — ординати кривої рівноваги; $M(x)$ — балочні моменти.

Якщо нитка в монтажному стані завантажена постійним навантаженням q^0 (власна вага), то максимальна стріла провисання

$$f^0 = \frac{q^0 L^2}{8T^0}. \quad (7)$$

Приклад розрахунку. Нехай потрібно розрахувати нитку прольотом $L = 30$ м (рис. 2), яка у вихідному (монтажному) стані під впливом рівно-

мірно-розподіленого навантаження $q^0 = 300 \text{ кг/м}$ повинна мати стрілу провисання посередині прольоту $l = 3 \text{ м}$.

В робочому стані нитка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням $q = 500 \text{ кг/м}$ і зосередженою силою $P = 2000 \text{ кг}$ посередині прольоту. Площа перерізу каната діаметром 30 мм (ГОСТ 3067-55) $F = 4,18 \text{ см}^2$, $E = 1,5 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$; жорсткість $EF = 6275 \text{ т}$, $t^0 = t$.

Необхідно визначити монтажний натяг каната, довжину заготовки, а також натяг та стрілу його провисання в робочому стані.

Скориставшись формулою (7), визначимо монтажний натяг

$$T^0 = \frac{300 \cdot 30^2}{8 \cdot 3} = 11250 \text{ кг} = 11,25 \text{ т}.$$

Для визначення довжини заготовки обчислимо Δ^0 з рівняння (6), а значення D^0 для визначення Δ^0 візьмемо з формули 1 табл. 7.

$$\begin{aligned} \Delta^0 &= \frac{T^0 L}{EF} - \frac{(q^0)^2 L^3}{2 \cdot 12 (T^0)^2} = \\ &= \frac{11250 \cdot 30}{6275000} - \frac{300^2 \cdot 30^3}{2 \cdot 12 \cdot 11250^2} = \\ &= 0,053 - 0,8 = -0,747 \text{ м}; \end{aligned}$$

Довжина заготовки дорівнює $30 - 0,747 = 29,253 \text{ м}$.

Тепер розв'яжемо рівняння (6) відносно невідомого натягу каната в робочому стані. Попередньо визначимо деякі допоміжні величини (величину D визначимо за формулою 5 табл. 7):

$$\begin{aligned} \frac{L}{EF} &= \frac{30}{6275000} = 0,2092 \cdot 10^{-5} \text{ м/кг}; \\ D &= \frac{500^2 \cdot 30^3}{12} \left[\frac{12 \cdot 15 \cdot 2000}{500 \cdot 30^2} \left(1 - \frac{15}{30} \right) + \left(1 + \frac{2000}{500 \cdot 30} \right) + 1 \right] = 81,8 \cdot 10^7 \text{ кг}^2/\text{м}; \\ \frac{D}{2} &= \frac{81,8 \cdot 10^7}{2} = 40,9 \cdot 10^7 \text{ кг}^2/\text{м}^2; \\ T^3 \cdot 0,2092 \cdot 10^{-5} + T^2 \cdot 0,747 - 40,9 \cdot 10^7 &= 0. \end{aligned}$$

Розв'язавши рівняння, одержимо величину натягу в канаті $T = 26240 \text{ кг} = 26,24 \text{ т}$.

Балочний згинальний момент в середині прольоту:

$$M = \left(\frac{300 \cdot 30 + 500 \cdot 30 + 2000}{2} \right) \cdot 15 - \frac{(300 + 500) 15^2}{2} = 105 \text{ т.м}.$$

Стріла провисання нитки

$$f^2 = \frac{M}{T} = \frac{105}{26,24} = 4 \text{ м}.$$

Стріла провисання в робочому стані збільшилась на 1 м проти вихідного стану.

Гнучка нитка як нелінійнопружний стержень. Коли гнучка нитка є одним з несучих елементів

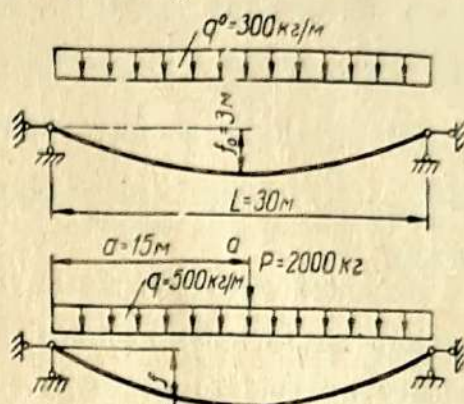


Рис. 2. Розрахункова схема нитки:
а — вихідний стан; б — робочий стан.

більш складної системи (наприклад, відтяжка щогли), то може цікавити її робота як стержня, що сприймає розтяг. Як і для будь-якого стержня, для нитки в першу чергу необхідно з'ясувати характер графіка зусилля — переміщення, тобто, який вигляд має функціональна залежність $\Delta = f(T)$. Ця залежність, записана у вигляді рівняння (8), має вигляд кривої з двома асимптотами — віссю абсцис при $\Delta < 0$ та прямою з тангенсом кута нахилу $\operatorname{tg} \alpha = \frac{L}{EF}$ при $\Delta \geq 0$.

Тангенс кута нахилу кривої або значення похідної $\frac{d\Delta}{dT} = \frac{L}{EF} + \frac{D}{T^3}$ рівний податливості нитки при даному значенні натягу T .

Неважко помітити, що із зростанням величини натягу податливість нитки наближається до величини $\frac{L}{EF}$, яка характеризує роботу звичайного розтягнутого стержня, що має ті ж фізичні та геометричні характеристики (довжину, площу перерізу, модуль пружності), що й нитка. Дійсно, при збільшенні натягу зменшується стріла і разом з нею зменшується частка так званих геометричних видовжень, пов'язаних з розпрямленням нитки. Звідси можна було б зробити висновок, що різке збільшення попередньої напруги істотно підвищує жорсткість нитки. Однак це не завжди справедливо. Справа в тому, що починаючи з деякої величини попередньої напруги збільшення жорсткості створенням високої попередньої напруги перестас бути ефективним, оскільки член $\frac{D}{T^3}$ стає малим у порівнянні з $\frac{L}{EF}$ (геометричні видовження малі в порівнянні з пружними).

Тому застосовувати дуже високу попередню напругу в багатьох випадках не вигідно, краще змінити діаметр каната, що приведе до збільшення пружної складової жорсткості.

Разом з тим, при невеликих значеннях натягів податливість вантового елемента нестійка, тобто невеликій зміні натягу відповідають різкі зміни величини податливості. Саме з цим пов'язані досить жорсткі допуски на величину монтажного натягу, передбачені нормами на монтаж щоглових конструкцій (див. СНиП III-B.5—62). Для створення правильної попередньої напруги відтяжки щогл звичайно забезпечують регулюючими пристроями (стяжними муфтами) з індикаторами для вимірювання натягів.

Деякі розрахункові питання, пов'язані з монтажем гнучких ниток. При монтажі може виявитись, що створити попередню напругу досить складно, особливо, якщо мова йде про монтаж важких канатів з великими прольотами.

Якщо величина попередньої напруги досягає десятків тонн, щоб

змонтувати канат, необхідно використати потужні лебідки або складні поліспасти системи.

Для того щоб можна було обійтися порівняно невеликими лебідками, один з кінців каната звичайно забезпечується фаркопом або іншим регулюючим пристроєм, наприклад, стяжною муфтою. Фаркопи або стяжні муфти повинні мати досить великий хід і, коли їх розсунуто на повну довжину, дозволяють порівняно просто заводити кінець каната в зачеплення з опорою. Необхідна попередня напруга створюється стягуванням фаркопа або муфти, спеціальними натяжними пристроями.

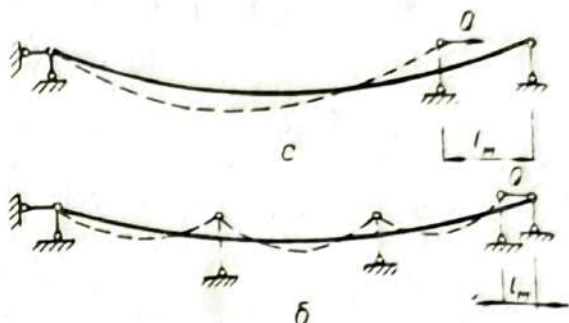


Рис. 3. Схема натягування каната:
а — натягання каната збільшеним зусиллям Q ; б — натягання каната за допомогою тимчасових монтажних опор.

Виникає питання про те, який запас ходу в метрах повинна мати стяжна муфта, щоб забезпечити зачеплення за допомогою лебідки вантажопідйомністю Q_T . Для цього скористасмося формулою (5), причому візьмемо до уваги, що $T = Q$; $D = D^0 = \frac{q^2 L^2}{12}$, де q — власна вага каната. Тоді

$$l_m = \frac{(T^0 - Q) L}{EF} - \frac{q^2 L^3}{24} \left(\frac{1}{(T^0)^2} - \frac{1}{Q^2} \right). \quad (8)$$

Приклад розрахунку. Нехай необхідно в прольоті $L = 250$ м змонтувати канат діаметром 30 мм по ГОСТ 3067-55 з попередньою напругою $T^0 = 25$ Т. Площа перерізу каната $F = 4,18 \cdot 10^{-4}$ м²; вага $q = 3,7 \cdot 10^{-3}$ Т/м; модуль пружності $E = 1,5 \cdot 10^7$ Т/м².

Якщо для монтажу скористатися лебідкою з тяговим зусиллям $Q = 2$ т, то необхідно мати хід муфти

$$l_m = \frac{(25 - 2) 250}{1,5 \cdot 10^4 \cdot 4,18 \cdot 10^{-4}} - \frac{3,7 \cdot 10^{-6} \cdot 250^3}{24} \left(\frac{1}{25^2} - \frac{1}{2^2} \right) =$$

$$= 0,92 + 0,60 = 1,52.$$

Як видно з цього прикладу, величина l_m може досягти великих розмірів. Щоб зменшити розміри стяжної муфти, необхідно збільшити тягове зусилля Q або, якщо це можливо, встановлювати тимчасові монтажні опори (рис. 3). При встановленні тимчасових опор другий член формули (8) зміниться, оскільки «геометричні» видовження будуть відноситись до менших прольотів. У цьому випадку

$$l_m = \frac{(T^0 - Q) \sum_i l_i}{EF} - \frac{q^2 \sum_i l_i^3}{24} \left(\frac{1}{(T^0)^2} - \frac{1}{Q^2} \right). \quad (9)$$

Тут l_i — довжина i -того монтажного прольоту. Якщо в умовах попереднього прикладу прийняти, що канат, обплетий посередині, тобто $l_1 = l_2 = 125$ м, то

$$l_m = \frac{(25 - 2)(125 + 125)}{1,5 \cdot 10^7 \cdot 4,18 \cdot 10^{-6}} - \frac{3,7 \cdot 10^{-6}(125^3 + 125^3)}{24} = 1,145 \text{ м.}$$

$$0,22 + 0,25 \approx 0,47$$

РОЗРАХУНОК БАШТ

Визначення зусиль в елементах. Башти, що стоять вільно, виконуються звичайно у вигляді наскрізної гратчастої зрізаної піраміди або призми з квадратною або трикутною основою. Іноді при явно вираженому однобічному навантаженні (наприклад, натяг проводів ПЛ) переріз башти має форму прямокутника, при цьому дещо ускладнена з точки зору виготовлення конструкцій форма виправдовується полегшенням ваги башти. Наскрізні конструкції виконуються найчастіше з хрестовими ґратами. При цьому гнучкі розкоси приймають тільки розтягуючі зусилля, а під впливом стискуючих навантажень виключаються з роботи. *а може щось відрізати*

Навантаження для башт звичайно зводять до вузлових навантажень і розрахунок башти виконують аналогічно розрахункам стержневих систем. Як правило, навантаження, що діють на башту, можна розкласти по гранях, якщо рівнодіюча їх проходить через вертикальну площину симетрії. Коли рівнодіюча навантажень не проходить через вертикальну вісь башти і на неї, крім звичайних, діють силові фактори, що викликають зовнішні крутні моменти, розкладення сил по гранях можна виконати просто лише для башт з перерізом, що має вигляд правильного многокутника. Для прямокутного поперечного перерізу рішення залежить від жорсткості діафрагм, розміщених в місцях прикладення зовнішніх крутних моментів та інших факторів.

Зусилля в елементах плоских граней опор можна визначати аналітично або графічно будь-яким із відомих способів. Дуже ефективний спосіб Ріттера, за допомогою якого зусилля в елементах башти легко підраховуються за формулою

$$N_i = \frac{M_i}{h_p}, \quad (10)$$

де M_i — згинальний момент на опорі від зовнішніх навантажень щодо точки Ріттера;

h_p — плече зусилля розглядуваного елемента щодо тієї ж точки Ріттера;

N_i — шукане зусилля.

Для баштових опор, які мають обрис правильної зрізаної піраміди, максимальні зусилля в поясах виникають при дії

зовнішніх навантажень на кут опори, а максимальні зусилля в ґратах — при дії цих навантажень вздовж її граней.

В табл. 8 наведено наближені формули, за якими легко підраховують зусилля в елементах башт з хрестовими ґратами, що найчастіше зустрічаються в практиці будівництва.

Таблиця 8

Вид впливу	Елемент башти	Формули для визначення зусиль в найбільш напруженому елементі башт	
		тригранних	чотиригранних
Нормальна сила P_i	Пояси	$N_i = \frac{-P_i}{3\cos \alpha_i}$	$N_i = \frac{-P_i}{4\cos \alpha_i}$
Згинальний момент M_i	"	$N_i = \frac{2M_i}{3r_i \cos \alpha_i}$	$N_i = \frac{M_i}{2r_i \cos \alpha_i}$
Поперечна сила Q_i	Розкоси	$S_i = \pm \frac{Q_i}{3\sin \beta_i \cos \alpha_i}$	$S_i = \pm \frac{Q_i}{4\sin \beta_i \cos \alpha_i}$
	Розпірки	$D_i = -Q_i \sin \beta_i$	$D_i = -Q_i \sin \beta_i$
Крутий момент Z_i	Розкоси	$S_i = \pm \frac{Z_i}{\sin \beta_i \cos \alpha_i}$	$S_i = \pm \frac{Z_i \sqrt{2}}{8\sin \beta_i \cos \alpha_i}$

Примітки: 1. Коли в баштах працюють тільки розтягнуті розкоси, а стиснуті виключаються з роботи, знайдені зусилля в розкосах необхідно подвоювати.

2. У табл. 8 прийнято такі умовні позначення: i — номер панелі башти; α_i , β_i — кут нахилу відповідно пояса башти панелі до вертикалі та розкосу панелі; r_i — плече зусилля стержня даної панелі; N_i , S_i , D_i — зусилля відповідно в поясі, розкосі та в розпірці.

3. В табл. 8 наведені лише ті елементи, в яких виникають зусилля.

Більш детальні дані можна знайти в книжках А. Г. Соколова [20] і Г. А. Савицького [17].

Визначення зусиль від крутих моментів в баштах прямокутного перерізу. Розрахунок баштових конструкцій на кручення (рис. 4,а) зводиться до самостійного розрахунку окремих плоских граней на поперечні навантаження, які в сумі еквівалентні крутному моменту (рис. 4,б). Очевидно, що поперечні сили Q_a і Q_b повинні задовольняти умові $Q_a b + Q_b a = Z$. Однак одного рівняння не досить, щоб однозначно визначити величини Q_a та Q_b .

У практиці проектування поперечні сили в гранях визначають за методом Блейха

$$Q_a = \frac{Z}{2b}; \quad Q_b = \frac{Z}{2a} \quad (11)$$

а у Тихомирова $Q_a = \frac{Z}{a} \frac{b}{1 + \frac{b^2}{a^2}}$ $Q_b = \frac{Z}{b} \frac{a}{1 + \frac{a^2}{b^2}}$

та за методом Богуславського

$$Q_a = \frac{Z}{a} \frac{\frac{b}{a}}{1 + \frac{b^2}{a^2}}; \quad Q_b = \frac{Z}{b} \frac{1}{1 + \frac{b^2}{a^2}} \cdot \frac{Za}{b} \frac{a}{1 + \frac{a^2}{b^2}} \quad (12)$$

Неважко помітити, що ці методи дають суперечні результати. Так, за формулою (11). $\eta = \frac{Q_b}{Q_a} = \frac{b}{a}$; за формулою (12) $\eta =$

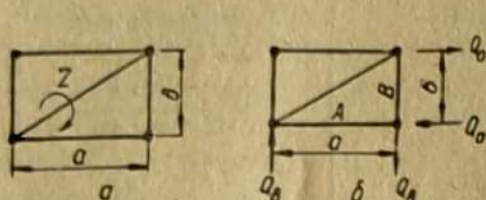


Рис. 4. Розподіл зусиль в перерізі башти від крутного моменту.

$$= \frac{Q_b}{Q_a} = \frac{a}{b} \cdot \frac{a^2}{b^2}$$

Більш докладні дослідження, виконані М. Д. Шмультським [25], показали, що обидва згадані випадки невірні. Якщо вважати, що баштова конструкція один раз статично не-

визначна (зайвий зв'язок — елемент діафрагм — має податливість Ω), то коефіцієнт розподілення η може бути обчислений за формулою

$$\eta = \frac{1 + \eta^0 \Omega \frac{1 + \psi \tau^2}{\tau + \eta^0}}{\psi \tau + \frac{1 + \psi \tau^2}{\tau + \eta^0}} \quad (13)$$

де $\tau = \frac{b}{a}$ — співвідношення ширини граней;

$\psi = \frac{I_a}{I_b}$ — співвідношення моментів інерції плоских граней;

Ω — коефіцієнт податливості зайвого зв'язку (для нескінченно жорсткого зв'язку $\Omega = 0$);

η^0 — співвідношення початкових складових зовнішнього крутного моменту ($0 \leq \eta^0 \leq \infty$).

Аналіз формули (13) та аналогічних формул, одержаних для багаторазово статично невизначних башт, дозволяє зробити цікавий висновок — при призначенні жорсткості зайвого зв'язку (діафрагми) треба виходити з характеру прикладення зовнішнього крутного моменту: якщо зовнішній момент прикладено до площин вузьких ферм B , то зв'язок треба призначити більш жорстким, якщо до широких ферм A — більш податливим.

Додержання цього правила призводить до вирівнювання поперечних зусиль Q_a і Q_b в гранях башти.

Граничний стан баштових опор. У літературі, присвяченій розрахунку баштових конструкцій, згадується про досить великі запаси, що виявляються при розрахунку башти за граничним станом [20]. Цей висновок зроблено на основі помилкового положення про те, що після втрати стійкості в стисну-

$$N = 6 \cdot \frac{D}{2} (2\pi - 2\rho) t - 6 \cdot \frac{D}{2} \cdot 2\rho \cdot t = 6 \cdot D \cdot t (\pi - \rho);$$

тому поясі башти зберігається зусилля, рівне критичному. Неважко показати, що для малих і середніх гнучкостей елементів пояса башти втрата стійкості виникає в пружно-пластичній стадії, супроводжується різким скидом навантаження.

Розглянемо пояс трубчастого перерізу, в якому епюра напруг в граничному стані має вигляд, показаний на рис. 5.

З умов рівноваги маємо:

$$\left. \begin{aligned} N &= D t \sigma_T (\pi - 2\rho) \\ M &= D^2 t \sigma_T \sin \rho \end{aligned} \right\}$$

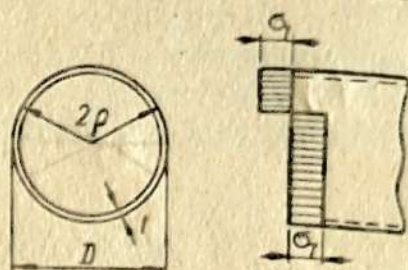


Рис. 5. Епюра нормальних напруг в трубчастому перерізі в граничному стані.

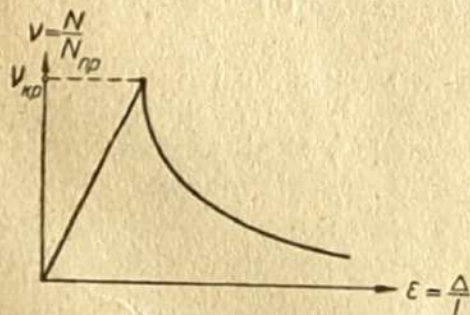
Якщо ввести позначення $N_{пр} = D t \sigma_T \pi$,

$$M_{пр} = D^2 t \sigma_T; \quad \mu = \frac{M}{M_{пр}}; \quad \nu = \frac{N}{N_{пр}},$$

можна одержати таку залежність між відносними позовжньою силою й моментом

$$\mu = \cos \frac{\pi \nu}{2}. \quad ? \quad 2 \cos \frac{\pi \nu}{4} \quad (14)$$

Якщо, наслідуючи С. А. Бернштейна [3], припустити, що пластичні деформації концентруються біля шарніра пластичності, то зменшення довжини стержня дорівнює:



$$\Delta = \frac{Nl}{EF} + \frac{2f}{l}, \quad (15)$$

де f — прогин в місці пластичного шарніра.

Рис. 6. Графік залежності між відносним укороченням ε і відносною нормальною силою ν .

Із умов рівноваги $f = \frac{M}{N} = \frac{\mu M_{пр}}{\nu N_{пр}} = \frac{\mu D}{\pi \nu}$. Після нескладних перетворень

одержимо залежність між відносним укороченням $\varepsilon = \frac{\Delta}{l}$, відносною нормальною силою ν і гнучкістю λ

$$\varepsilon = \frac{16}{\pi^2 \lambda^2} \frac{\cos^2 \frac{\pi \nu}{2}}{\nu^2} + \frac{\sigma_T}{E} \nu, \quad (16)$$

яку графічно подано на рис. 6.

Як видно з рисунка, після втрати стійкості відбувається різкий скид зусилля, що перевантажує решту стержнів системи і

призводить до повного виходу з ладу всієї баштової конструкції в цілому. Детальні розрахунки, проведені на основі формули (16), показали, що при звичайно застосовуваних гнучкостях $\lambda = 60 \div 80$ ніяких запасів щодо «пружного» розрахунку розрахунків за граничним станом не виявляє. Якщо зусилля в поясі перевищує величину $N_{кр} = \varphi \sigma_T F$, це призводить практично до вичерпання несучої здатності башти в цілому.

РОЗРАХУНОК ЩОГЛИ, ЩО СТОІТЬ ОКРЕМО

Характерною особливістю при розрахунку щогли на відтяжках є нелінійна залежність між зовнішніми навантаженнями і переміщеннями (напругами). Причина нелінійності — наявність

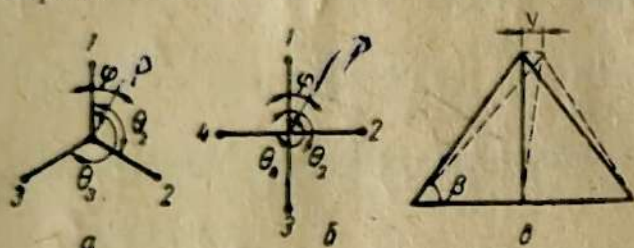


Рис. 7. Схеми розміщення відтяжок у щоглах:

а — три відтяжки в плані; б — чотири відтяжки в плані; в — вид збоку.

відтяжок, що розкріплюють ствол щогли, для яких розрахунковою схемою є пружна гнучка нитка.

Щогли, що стоять окремо, найчастіше розкріплюються в кожному ярусі трьома або чотирма полярно-симетричними в плані відтяжками, причому всі відтяжки одного яру-

су мають однакові кути нахилу до горизонту, площі поперечних перерізів та модулі пружності.

Визначення навантажень на відтяжки. Розрахунок гнучкої нитки потребує попереднього призначення поперечних складових навантаження на нитку. У відтяжках щогли ці навантаження виникають від власної ваги відтяжки, що діє вертикально, і вітрового навантаження, напрям якого може скласти в плані деякий кут φ з площиною навітренної відтяжки (відтяжку звичайно позначають номером 1).

Поперечна складова навантаження (рис. 7) на i -ту відтяжку може бути обчислена за формулою

$$P_i = \sqrt{[g \cos \beta + w \cos (\theta_i - \varphi)]^2 + [w \sin (\theta_i - \varphi)]^2} \cdot \left(\frac{l}{E} \right) \quad (17)$$

де θ — кут в плані між напрямом відтяжки і навіреною відтяжкою 1, прийнятою за початок відрахунку;

β — кут між відтяжкою і горизонтом;

w — тиск вітру на одиницю довжини каната;

g — вага каната на одиницю довжини (якщо необхідно, то з урахуванням ваги ожеледі).

Для деяких окремих випадків спрощені формули наведено в табл. 9.

$$P = \frac{1}{E} \sqrt{[g \cos \beta + w \cos (\theta - \varphi) \sin \beta]^2 + [w \sin (\theta - \varphi)]^2}$$

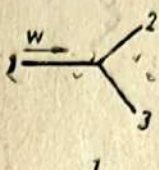
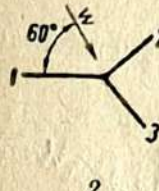
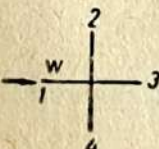
g — вага одиниці довжини каната

w — тиск вітру на одиницю довжини каната

E — модуль пружності

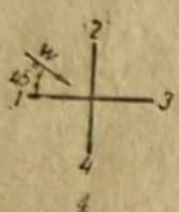
2-углы (по касанню) между направлением, $\vec{w}$ отбрасыва-
 ют на наклоненной оттожд. (2)
 4-углы между ветром и оттожд. (1) Таблица 9

Формулы для подрахования

Схема завантаження	Формулы для подрахования	
	навантажень	напружень та переміщень
 1	$p_1 = (g \cos \beta + w \sin \beta)^2$ $p_2 = p_3 =$ $= \sqrt{\left(g \cos \beta - \frac{w}{2} \sin \beta\right)^2 + \frac{3}{4} w^2}$	$\sigma_1 = \sigma_p +$ $+ \sqrt{\frac{2A_3}{3(\sigma_1 - B) - 2\sigma_p - A_1/\sigma_1^2}}$ $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_p;$ $y = \frac{l}{E \cos \beta} \left(\sigma_1 - \frac{A_1}{\sigma_1^2} - B \right)$
 2	$p_3 = (g \cos \beta - w \sin \beta)^2$ $p_1 = p_2 =$ $= \sqrt{\left(g \cos \beta + \frac{w}{2} \sin \beta\right)^2 + \frac{3}{4} w^2}$	$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_p +$ $+ \sqrt{\frac{A_3}{3(\sigma_1 - B) - \sigma_p - 2A_1/\sigma_1^2}}$ $\sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_p;$ $y = \frac{2l}{E \cos \beta} \left(\sigma_1 - \frac{A_1}{\sigma_1^2} - B \right)$
 3	$p_1 = (g \cos \beta + w \sin \beta)^2$ $p_3 = (g \cos \beta - w \sin \beta)^2$ $p_2 = p_4 = \sqrt{(g \cos \beta)^2 + w^2}$	$\sigma_1 = \sigma_p +$ $+ \sqrt{\frac{A_3}{2(\sigma_1 - B) - \sigma_p - A_1/\sigma_1^2}}$ $\sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_p;$ $\sigma_2 = \sigma_4 = \frac{A_2}{\sigma_2^2} + B;$ $y = \frac{l}{E \cos \beta} \left(\sigma_1 - \frac{A_1}{\sigma_1^2} - B \right)$

кр
 Мн-м р - составляющие приведенной равнодействующей
 нагрузки на оттожд. нормальной кр-е
 оттожд. пог приведенной нагрузки
нормальной кр-е приведенной нагрузки
оттожд. нормальной кр-е приведенной нагрузки

4) P - шов натяжки в опорах P - шов натяжки с горизонталью
 т.о. $P = P^0 + U(\text{с.с.})$ Продовження табл. 9

Схема навантаження	Формули для підрахування	
	навантаження	напружень та переміщень
	$P_1 = P_2 =$ $= \sqrt{\left(g \cos \beta + \frac{\sqrt{2}}{2} w \sin \beta\right)^2 + \frac{1}{2} w^2};$	$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{\sigma_p \sqrt{2}}{2} +$ $+ \sqrt{\frac{A_3}{2(\sigma_1 - B) - \frac{\sigma_p \sqrt{2}}{2} - A_1/\sigma_1^2}};$
	$P_3 = P_4 =$ $= \sqrt{\left(g \cos \beta - \frac{\sqrt{2}}{2} w \sin \beta\right)^2 + \frac{1}{2} w^2};$	$\sigma_3 = \sigma_4 = \sigma_1 - \frac{\sigma_p \sqrt{2}}{2};$ $y = \frac{2l}{E \cos \beta \sqrt{2}} \left(\sigma_1 - \frac{A_1}{\sigma_1^2} - B\right)$

Примітка. В табл. 9 прийнято такі позначення: $\sigma_p = \frac{Q}{F \cos \beta}$ - вузлове навантаження Q , виражене через напругу у відтяжці; σ_0 - величина поперечної напруги; $A_i = \frac{P_i^2 l^2 E}{24 F^2}$ ($i = 0, 1, 2, 3$) - наведені поперечні навантаження на відтяжки; $B = \sigma_0 - \frac{A_0}{\sigma_0^2} - \frac{E}{\alpha \Delta t}$ - характеристика вхідного стану.

Визначення зміщення відтяжкового вузла та зусиль у відтяжках. Припустимо, що відтяжки підтримують одноярусну щоглу, яка шарнірно закріплена в основі, тобто ствол щогли не чинить ніякого опору суміщенню відтяжкового вузла. Робота такого вузла детально досліджена в монографії Г. А. Савицького, де показано, що в загальному випадку довільного напрямку навантаження вузол одержує зміщення не тільки в напрямі дії вітру, але й поперек вітрового потоку.

Для найхарактерніших випадків при напрямі вітру на відтяжку або по бісектрисі кута між ними суміщення відтяжкового вузла спрямовано вздовж вітрового потоку.

Напруги у відтяжках і зміщення вузла можуть бути обчислені за формулами, наведеними в табл. 9.

При виводі формул, наведених в табл. 9, передбачалось, що ствол щогли не чинить ніякого опору зміщенню відтяжкового вузла, тобто щогла являє собою шарнірний ланцюг, розв'язаний відтяжками.

Для так званого точного методу розрахунку ствола щогли з розрахунку шарнірного ланцюга на відтяжках визначають податливість пружних опор, якими є відтяжки щодо нерозрізаного ство-

32 3) на стр 62 крч спростав

$$\sigma_p = \frac{P}{F \cos \beta}$$
 вузловий напруження
 внаслідок розриву
 внаслідок

ла щогли. Треба відзначити, що в цьому полягає відома умовність, оскільки не існує прямої пропорційності між зусиллям, що діє на вузол, і зміщенням вузла (задача нелінійна).

Рівняння для розрахунку ствола щогли. Якщо погодитись з неточністю, яка виходить з того припущення, що роль відтяжок може відіграти деяка пружна опора з еквівалентною жорсткістю, тобто якщо розв'язувати нелінійну задачу як лінійну, то задача про розрахунок ствола щогли зводиться до задачі про визначення зусиль в нерозрізній балці на пружних опорах. Така балка є статично невизначною системою з невідомими опорними моментами і зміщеннями пружних опор. Система рівнянь для розрахунку нерозрізної стиснуто-зігнутої балки на пружних опорах одержана Г. А. Савицьким [17] і має вигляд:

$$\beta_k M_{k-1} + (\alpha_k + \alpha_{k+1}) M_k + \beta_{k+1} M_{k+1} + \frac{6}{l_k} y_{k-1} + \\ + \left(\alpha_k e_k \vartheta_k - \frac{6}{l_k} - \frac{6}{l_{k+1}} \right) y_k + \left(\beta_{k+1} e_{k+1} \vartheta_{k+1} + \frac{6}{l_{k+1}} \right) y_{k+1} + \\ + \varphi_k \frac{g_k l_k^2}{4} + \varphi_{k+1} \frac{g_{k+1} l_{k+1}^2}{4} = 0; \quad (18)$$

$$- \frac{M_{k-1}}{l_k} + \left(\frac{1}{l_k} + \frac{1}{l_{k+1}} \right) M_k - \frac{M_{k+1}}{l_{k+1}} + \frac{N_k}{l_k} y_{k-1} + \\ + \left(\vartheta_k + \frac{e_k \vartheta_k}{l_k} - \frac{N_k}{l_k} - \frac{N_{k+1}}{l_{k+1}} \right) y_k - \left(\frac{e_{k+1} \vartheta_{k+1}}{l_{k+1}} - \frac{N_{k+1}}{l_{k+1}} \right) y_{k+1} + P_k = 0, \quad (19)$$

де M_{k-1} ; M_k ; M_{k+1} — опорні моменти на $(k-1)$ -ій, k -тій та $(k+1)$ -ій опорах;

y_{k-1} , y_k ; y_{k+1} — зміщення цих опор;

e_k ; e_{k+1} — ексцентриситети кріплення відтяжок до ствола;

l_k ; l_{k+1} — довжини прольотів;

g_k ; g_{k+1} — рівномірно розподілені навантаження;

ϑ_k ; ϑ_{k+1} — жорсткості опор.

Рівняння (18) (їх число рівне в загальному випадку числу прольотів) являє собою умови сумісності деформацій, рівняння (19) — умови рівноваги сил на опорах.

Тригонометричні функції, що входять у рівняння (I — момент інерції):

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{6}{\lambda^2} (1 - \lambda \operatorname{ctg} \lambda) \frac{l}{EI}; \\ \beta &= \frac{6}{\lambda^2} \left(\frac{\lambda}{\sin \lambda} - 1 \right) \frac{l}{EI}; \\ \varphi &= \frac{24}{\lambda^3} \left(\operatorname{tg} \frac{\lambda}{2} - \frac{\lambda}{2} \right) \frac{l}{EI}; \\ \lambda &= l \sqrt{\frac{N}{EI}}, \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

враховують вплив поздовжньої сили на величини переміщень, тобто розрахунок виконується за деформованою схемою.

Одержані з розв'язання системи рівнянь (18) і (19) значення M_k та u_k в загальному випадку повинні бути уточнені, оскільки

зміщення u_k звичайно відрізняються від зміщень відтяжкових вузлів, по яких визначалась податливість (або жорсткість) пружних опор.

П. М. Сосіс розвинув спосіб послідовних наближень для розрахунку щогл, що стоять окремо, позитивною якістю якого є статичне трактування всіх математичних операцій.

Ідея цього способу розрахунку полягає в тому, що деформації ствола щогли (лінійні зміщення вузлів, прогини прольотів, кути перелому пружної лінії у вузлах і т. п.) визначають у системі з шарнірними вузлами, а зусилля (згинальні моменти та опорні реакції) — в нерозрізній балці на жорстких опорах. Послідовно чергуючи визначення деформацій та зусиль, одержуємо ряд наближень, що швидко збігається.

Рис. 8. Схема щоглової опори радіорелейної лінії (РРЛ).

Приклад розрахунку. На рис. 8 показано схему щоглової опори радіорелейної лінії, характеристики перерізів якої наведено в табл. 10.

Таблиця 10

Елемент	Конструкція	F , см ²	E , кг/см ²
Ствол	Труба $\varnothing 1600 \times 10$	506	$2,1 \cdot 10^6$
Відтяжки верхнього ярусу	Трос подвійної звивки 2 $\varnothing 59$	31,92	$1,58 \cdot 10^6$
Те саме, нижнього	Трос подвійної звивки 1 $\varnothing 59$	15,95	$1,58 \cdot 10^6$

Примітка. Для ствола щогли $I = 1638000 \text{ см}^4$.

Розрахунок опори виконано у такій послідовності.

1. Розраховують ствол як нерозрізну балку на жорстких опорах, гадаючи, що відтяжкові вузли будуть не зміщуваними. Одержуємо перші наближення для опорних моментів та реакцій:

$$M_0^{(1)} = -13,72 \text{ т.м}; \quad M_1^{(1)} = -111,17 \text{ т.м};$$

$$R_0^{(1)} = -2,7 \text{ т}; \quad R_1^{(1)} = 39,4 \text{ т}; \quad R_2^{(1)} = 17,3 \text{ т};$$

2. Включаються шарніри на опорах 0 та 1 і розраховуються відтяжки у відповідності із знайденими опорними реакціями за формулами табл. 9. Горизонтальні зміщення опорних вузлів у другому наближенні * $y_1^{(2)} = 0,182$ м; $y_2^{(2)} = 0,085$ м; поздовжні сили в стволі від тиску відтяжок $N_1^{(2)} = 58,0$ т; $N_2^{(2)} = 109,7$ т; зосереджені моменти від ексцентричного кріплення відтяжок до ствола щогли $m_{1e}^{(2)} = 40,0$ тм; $m_{2e}^{(2)} = 20,4$ тм.

3. Закриваються шарніри і визначаються опорні моменти у нерозрізній балці на жорстких опорах від сумарної дії зовнішнього навантаження, лінійних зміщень, осадок і зосереджених моментів від ексцентричного кріплення відтяжок

$$M_0 = M_0^{(1)} + M_0^{(y)} + M_0^{(e)} = -13,72 - 95,5 - 8,5 = -117,72 \text{ тм};$$

$$M_1 = M_1^{(1)} + M_1^{(y)} + M_1^{(e)} = -111,17 + 62,1 - 23,0 = -72,07 \text{ тм}.$$

Окремо враховують моменти, що виникають від дії поздовжніх сил в деформованому стволі щогли **. $M_0^{(N)} = -6,70$; $M_1^{(N)} = -5,22$ тм.

Друге наближення для опорних моментів та опорних реакцій дає:

$$M_0^{(2)} = -117,72 + 6,70 = -111,02 \text{ тм};$$

$$M_1^{(2)} = -72,07 - 5,22 = -77,29 \text{ тм};$$

$$R_0^{(2)} = R_0^{(1)} \pm 2,28 = 2,7 + 2,28 = 4,98 \text{ т};$$

$$R_1^{(2)} = R_1^{(1)} - 2,30 = 39,4 - 2,30 = 37,1 \text{ т};$$

$$R_2^{(2)} = R_2^{(1)} + 0,03 = 17,3 + 0,03 = 17,33 \text{ т}.$$

4. Включаються шарніри на опорах 0 та 1 і з розрахунку відтяжок у відповідності з реакціями другого наближення знаходяться горизонтальні зміщення вузлів $y_1^{(3)} = 0,171$; $y_2^{(3)} = 0,085$ м. Як бачимо, третє наближення для зміщень мало відрізняється від другого.

5. Закриваються шарніри і визначаються опорні моменти в нерозрізній балці на жорстких опорах так, як і в пункті 3, але за даними третього наближення (пункт 4).

* У першому наближенні вони дорівнювали нулю.

** При побудові пружної лінії деформованого ствола враховуються уточнені опорні моменти $M_0 = -117,72$ і $M_1 = -72,07$ тм.

Одержане третє наближення для опорних моментів та реакцій має таке значення:

$$M_0^{(3)} = -13,72 - 88,8 - 7,9 + 7,35 = -103,12 \text{ тм};$$

$$M_1^{(3)} = -111,17 + 56,5 - 22,0 - 4,91 = -81,58 \text{ тм};$$

$$R_0^{(3)} = 2,7 + 2,06 = 4,76 \text{ т};$$

$$R_1^{(3)} = 39,4 - 2,04 = 37,36 \text{ т};$$

$$R_2^{(3)} = 17,3 - 0,03 = 17,27 \text{ т}.$$

Значення трьох наближень порівнюються в табл. 11.

На цьому процес обривається, оскільки опорні реакції третього наближення, які мають бути вихідними даними для наступних наближень, майже збігаються з другим наближенням. Величини розрахункових зусиль одержані з розрахунку щогли за деформованою схемою. Тому коефіцієнт поздовжньої гнучкості φ при підборі перерізів вводити не слід.

Викладена схема розрахунку може бути спрощена, якщо моменти, що виникають від дії поздовжніх сил у деформованому стволі щогли, враховувати тільки в останньому наближенні.

Таблиця 11

Розрахункова величина	Наближення		
	1	2	3
M_0	- 13,72	- 111,02	- 103,12
M_1	- 111,17	- 77,29	- 81,58
R_0	2,7	4,98	4,76
R_1	39,4	37,1	37,36
R_2	17,3	17,33	17,27
y_1	0,0	0,182	0,171
y_2	0,0	0,085	0,085

РОЗРАХУНОК ЩОГЛОВИХ СИСТЕМ

Системи щогл, об'єднані загальними відтяжками, належать до класу вантово-стержневих конструкцій. Найголовніші властивості таких конструкцій — наявність поряд із завжди розтягнутими вантовими стержневими елементами, здатних працювати на стиск та вигин; квазінезмінність схеми: при заміні всіх вантових елементів стержневими (що працюють на стиск, але не на вигин), шарнірно приєднаними до тих же точок конструкцій, що й ванти, споруда перетворюється в геометрично незмінну стержневу конструкцію (плоску або просторову, статично визначувану або статично невизначувану); істотна нелінійність в роботі споруди, пов'язана з наявністю вантових елементів.

Щогли та щоглові системи належать до цього класу споруд, чого не можна, наприклад, сказати про конструкцію вантової ферми покриття, подану на рис. 9, оскільки заміна вант стержнями призводить до утворення геометрично змінюваної схеми.

Квазінеамінність щоглових систем надалі буде використано, оскільки заміна вантів стержнями, призводячи до геометрично незмінюваної схеми, дозволяє застосувати до розрахунку такої перетвореної системи звичайний апарат будівельної механіки.

Задача розрахунку системи щогл ставиться таким чином. По заданій схемі споруди, її геометричних характеристиках, зовнішніх силових і температурних впливах потрібно визначити напружений і деформований стани конструкції, при цьому мають на увазі небезпечність втрати загальної стійкості споруди. Далі необхідно знайти всі зусилля за деформованою схемою, тобто провести об'єднаний розрахунок міцності та стійкості — розрахунок «стійкої міцності» за термінологією М. В. Корноухова [8].

Оскільки задача розрахунку просторової багаторазово статично невизначуваної системи, навіть в лінійній постановці, потребує великої кількості обчислень, метод розрахунку повинен передбачати механізацію. При цьому всім математичним викладкам необхідно дати чітке фізичне або геометричне тлумачення. Основні розрахункові передумови приймаються в звичайній постановці задачі, прийнятій в будівельній механіці (пружна робота матеріалу, нехтування деформаціями зсуву і т. п.).



Рис. 9. Схема вантової ферми.

Ідея методу розрахунку. Систему, яку необхідно розрахувати (надалі будемо називати її дійсною), замінимо деякою допоміжною системою, до якої будемо пред'являти основні вимоги — мати принципову можливість під впливом деяких спеціально підібраних навантажень одержати ті ж переміщення, що й дійсна система під впливом заданих навантажень; вибирати систему так, щоб для неї легко розв'язувалась пряма задача теорії споруд, тобто по заданих навантаженнях визначались її деформований і напружений стани.

Використання для розрахунку складної конструкції деякої більш простої допоміжної системи, достатньо близької до заданої, дуже поширене в техніці і лежить в основі багатьох методів розрахунку. Основна система класичного методу сил, наприклад, також є в деякій мірі допоміжною системою для дійсної статично невизначуваної системи.

Під впливом заданих і спеціально підібраних навантажень (невдомих методу сил) основна система набуває тих же переміщень, що й задана. Крім того, основна система вибирається із умови простоти розрахунку, тобто дві вимоги, що пред'являються до допоміжної системи, виконуються. Для конструкцій, що лінійно деформуються, метод допоміжної системи дозволяє підібрати спеціальні навантаження, що роблять її еквівалентною дійсній системі, за один прийом для конструкцій нелінійних це зробити, як

правило, не вдасться і тут доводиться підбирати спеціальні навантаження в процесі послідовних наближень.

Якщо на допоміжну систему діють ті ж впливи, що й на дійсну систему, то зміщення допоміжної системи будуть якимсь чином моделювати зміщення дійсної системи. Природно, що чим «ближче» допоміжна система до дійсної, тим точніше будуть збігатись деформації обох систем. Припустимо, що допоміжна система досить вдало вибрана, і накладемо її деформований стан на дійсну систему (надамо дійсній системі всі зміщення, знайдені при розрахунку допоміжної системи). Оскільки допоміжна система

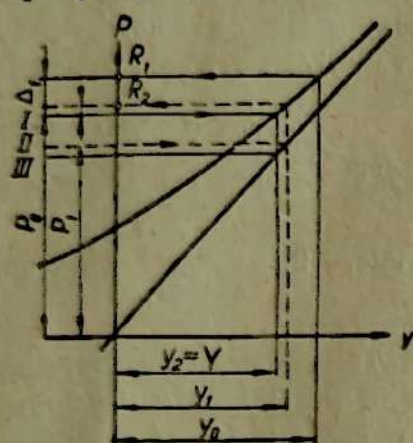


Рис. 10. Графік залежності між зміщеннями та зусиллями.

не еквівалентна дійсній, умови рівноваги для останньої будуть в більшій або меншій мірі порушені. Розв'язуючи для дійсної системи обернену задачу теорії споруд (визначення навантажень, що викликали заданий деформований стан), а цей розв'язок у більшості випадків легко знайти, можна визначити ступінь порушення умов рівноваги.

Нев'язка між навантаженнями, фактично прикладеними до дійсної системи, і тими (рівноважними) навантаженнями, які визначаються при розв'язанні оберненої задачі для дійсної системи, якраз і визначає розходження

в умовах рівноваги. При цьому, по знаку нев'язки можна міркувати про те, недовантажена чи перевантажена дійсна система рівноважним навантаженням, а по величині нев'язки — наскільки велике це недовантаження або перевантаження.

Якщо тепер до допоміжної системи прикласти не тільки первісне навантаження, а й обчислену нев'язку, то одержані уточнені зміщення будуть ближчі до шуканих прогинів дійсної системи. Повторюючи цей процес доти, поки нев'язка не стане величиною, якою можна знехтувати, нарешті, одержують розв'язання поставленої задачі.

Основну ідею методу розрахунку можна проілюструвати простим прикладом. Нехай потрібно по заданому навантаженню P_0 визначити зміщення U деякої нелінійної системи, для якої залежність між зміщеннями та зусиллями виражається графіком (рис. 10). Припустимо, що поставлену задачу чому-небудь важко розв'язати прямим шляхом, і застосуємо для її розв'язання запропонований алгоритм.

Будемо моделювати роботу дійсної системи допоміжною лінійною системою (пряма, на рис. 10). Розв'язуючи для допоміжної системи пряму задачу, визначимо її зміщення y_0 . Задавшись цим зміщенням для дійсної системи, можна знайти відповідне рівноваж-

не навантаження R_1 (результат розв'язання оберненої задачі для дійсної системи). Нев'язка між заданим і рівноважним навантаженням дорівнює Δ_1 . Якщо тепер завантажити допоміжну систему скоректованим навантаженням $P_1 = P_0 - \Delta_1$, то за її зміщенням U_1 можна знайти нове значення рівноважного навантаження R_2 і нову невязку Δ_2 . Віднімаючи цю невязку від навантаження попереднього наближення, визначимо, що $R_2 = P_1 - \Delta_2$. Зміщення допоміжної системи в цьому наближенні U_2 дасть рівноважне навантаження, яке практично точно збігається із заданим $U_2 = U(\Delta_3 \approx 0)$.

Вибір допоміжної системи. Для ясності будемо надалі говорити про систему щогл, об'єднаних спільними відтяжками, по типу поданої на рис. 11. Допоміжну систему виберемо так. Всі елементи з гнучких ниток (відтяжки) замінимо стержнями, здатними працювати на стиск, тієї ж площі і з тим же модулем пружності, що й у відтяжок.

Будемо вважати, що стержнева комбінована конструкція, одержана в результаті цієї заміни, може розраховуватись за недеформованою схемою.

Для обраної таким чином допоміжної системи пряма задача теорії споруд розв'язується без будь-яких принципових утруднень. В той же час така допоміжна система досить близька до дійсної конструкції, що забезпечує задовільну збіжність процесу послідовних наближень.

Допоміжна система є, в загальному випадку, багаторазово статично невизначною просторовою стержневою конструкцією, і для її розрахунку потрібний вибір будь-якої основної системи. Саме з цим і пов'язаний вибір терміну «допоміжна система», оскільки використання більш звичного терміну «основна система» могло б призвести до непорозумінь.

Розрахунок допоміжної системи зручно вести комбінованим методом. Основна система (рис. 12) вибирається за методом переміщень з накладенням неповного числа зв'язків (не обмежуються кути повороту осі щогли у вузлах). Оскільки щогли вважаються практично нестисливими, у кожному вузлі ставляться тільки горизонтальні зв'язки у двох взаємно перпендикулярних напрямках, що відповідають головним осям інерції перерізу ствола щогли. Нестандартні елементи — нерозрізні стволи щогл — визначаються попередньо методом сил (рис. 13).

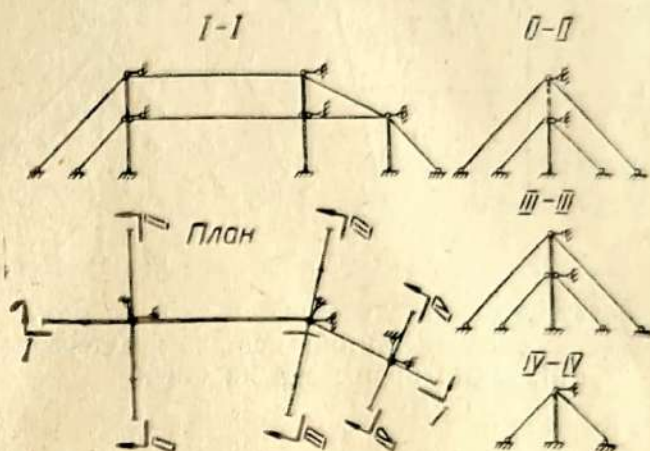


Рис. 11. Система щогл, об'єднаних спільними відтяжками.

Таким чином, допоміжними невідомими є значення згинальних моментів x_i у вузлах щогли, а основними — переміщення цих же вузлів. Враховуючи, що в процесі послідовних наближень до-

водиться багаторазово розв'язувати пряму задачу для допоміжної системи, зручно шукати розв'язання цієї задачі у числах впливу. Знаючи числа впливу K_{ij} , можна по величинах зусиль у допоміжних зв'язках основної системи методу переміщень R_j визначити зміщення цих зв'язків за формулою

$$\Delta_i = \sum_{j=1}^n R_j K_{ij}. \quad (21)$$

Рис. 12. Допоміжна система, в якій замість гнучких відтяжок (ниток) поставлено стержні, здатні працювати на стиск.

Зусилля в зв'язках R_j можуть бути обчислені через числа впливу допоміжних невідомих b_{ij} .

Вибрана допоміжна система не є єдиною можливою. Так, наприклад, можна було б для допоміжної системи передбачити постановку шарнірів у лацменних вузлах щогл і тим самим виключити обчислення допоміжних невідомих. Однак, спрощуючи цим розрахунок допоміжної системи, погіршили б збіжність процесу послідовних наближень, оскільки допоміжна система «віддаляється» від дійсної, і загальна кількість обчислень збільшується. При виконанні розрахунків на електронних цифрових машинах остання обставина мало істотна. Для розрахунку ж на повноклавішних цифрових електричних машинах більш раціонально дещо ускладнити попередній розрахунок, що виконується один раз, але спростити розрахункові операції, що багаторазово повторюються в процесі послідовних наближень.

Надалі, маючи на увазі розрахунок за допомогою електричних

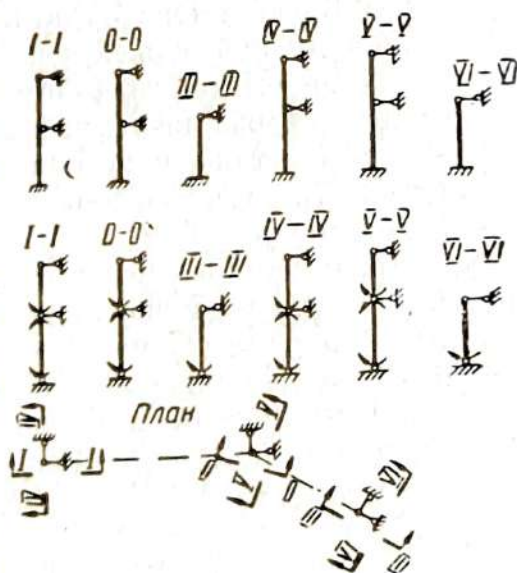


Рис. 13. Нестандартні елементи — стволи щогл (нерозрізні).

лічильних машин, будемо всі міркування, в основному, відносити до допоміжної системи з нерозрізними стволами щогл.

Формула для розрахунку допоміжної системи. Для викладення принципів механізованого розрахунку позначимо всі величини нижніми індексами, які показують, що якась величина є функцією цих індексів. Так, величина з індексом «с» змінюється в залежності від номера відтяжки (стержня); з індексом «у» — від номера ділянки ствола щогли; з індексом «з» — від номера завантаження; з індексом «р» — від номера додаткового зв'язку (реакції); з індексом «н» — від номера невідомого в методі сил (опорного моменту).

Приклади таких позначень:

l_c — довжина стержня; m'_{yn} — вигинаючий момент на початку ділянки від впливу невідомого; T_{cz} — зусилля в стержні при завантаженні і т. д.

У необхідних випадках індекси «н» замінюються на « n_1 » та « n_2 »; «р» — на « p_1 » та « p_2 » і т. д. Наприклад: $b_{n_1 n_2}$ числа впливу невідомих « N_1 » на невідомі « N_2 ».

При цьому індекси зберігають ті ж межі, що й замінені. Запис типу $\sum_c$ означає підсумовування по всіх значеннях, які може прийняти індекс «с».

Індексний запис допомагає контролювати правильність формул, слідкувати за фізичним змістом математичних операцій над матрицями, векторами і числами на всіх етапах розрахунку і, що найголовніше, майже повністю автоматизує процес програмування обчислень. Для використання тих переваг, які дає індексний запис, необхідно пронумерувати стержні, вузли, завантаження і т. д. При нумерації ділянок ствола щогли треба мати на увазі, що ствол щогли завантажений, як правило, у двох площинах і, щоб відрізнити ці площини одну від одної, кожному прольоту між вузлами треба ставити у відповідність дві ділянки — одну в площині системи, другу — перпендикулярну.

Кожний із нестандартних елементів повинен бути попередньо вивчений, тобто розрахований на всі силові впливи та на заміщення у числах впливу. Ці числа впливу визначають із канонічної системи рівнянь методу сил

$$\sum_{n_1} \delta_{n n_1} b_{n_1 n_2} + i_{n_1 n_2} = 0. \quad (22)$$

Тут $b_{n_1 n_2}$ — шукані числа впливу;

$i_{n_1 n_2}$ — елементи одиничної матриці;

δ_{nn_1} — переміщення у напрямку невідомого «н» від впливу невідомого x_{n_1} ;

$$\delta_{nn_1} = \sum_y (h_y / 6EI_y) [m'_{ny} m'_{n_1 y} + m''_{ny} m''_{n_1 y} + (m'_{ny} + m''_{ny}) (m'_{n_1 y} + m''_{n_1 y})],$$

де m'_{ny} ; m''_{ny} — згинальні моменти на початку (') та в кінці (")

ділянок щогл (в припущенні їх розрізності) від одиничних значень допоміжних невідомих x_n ;
 h_{x_i} ; EI_y — відповідно висота та згинальні жорсткості ділянок ствола щогли.

Якщо тепер обчислити зусилля $n_{n,p}$ в додаткових зв'язках «р» від впливу одиничних значень допоміжних невідомих «n»₁ (опорних моментів), то за формулою

$$-\sum_{n_1} b_{n_1 p} n_{n_1 p} = x_{np} \quad (23)$$

можна знайти значення допоміжних невідомих x_{np} від одиничних вузлових зміщень у напрямку додаткових зв'язків «р».

Канонічну систему методу переміщень також зручно розв'язувати у числах впливу

$$\sum_p \left(\sum_n x_{np} n_{np} + \sum_c C_{cp} \frac{EF_c}{l_c} \right) K_{p_1 p_2} + i_{p_1 p_2} = 0. \quad (24)$$

Тут l_c , EF_c — відповідно довжини і жорсткості стержнів на розтяг—стиск;

C_{cp} — зусилля в додаткових зв'язках основної системи від одиничних зусиль в стержнях;

$i_{p_1 p_2}$ — одинична матриця;

$K_{p_1 p_2}$ — шукані числа впливу.

Тут доречно зазначити, що ускладнений запис формул (22), (23) та деяких інших відбиває принципову суть нових алгоритмів, розроблених в ДПІ Укрпроектстальконструкція на основі обмеженого числа стандартних блоків — програм, так званих блоків III групи. Ці алгоритми, придатні для механізації задач будівельної механіки, що зустрічаються найчастіше, відрізняються чіткістю та мінімальною кількістю проміжних записів при достатньому контролі обчислень.

Так, зокрема, при обчисленні чисел впливу за формулою (24) виключається запис навіть коефіцієнтів системи канонічних рівнянь методу переміщень.

З відшукуванням чисел впливу $K_{p_1 p_2}$ можна вважати розв'язаною прямою задачу для допоміжної системи, оскільки її вузлові зміщення легко одержати за формулою

$$\Delta_{p_2} = \sum_{p_1} R_{p_1 p_2}^k K_{p p_1}, \quad (25)$$

якщо відомі зусилля $R_{p_1 p_2}^k$ в додаткових зв'язках основної системи від тих навантажень, на які розраховується на наближеннях k допоміжна система.

У першому наближенні допоміжна система розраховується на задане навантаження. Зусилля в додаткових зв'язках основної системи від заданих силових та температурних впливів визнача-

ються за формулою

$$R_{pz}^* - R_{pz}'' + \sum_c N_{cz}^t C_{cp}, \quad (26)$$

де R_{pz}'' — зусилля в додаткових зв'язках від заданих силових впливів в різних завантаженнях;

N_{cz}^t — зусилля в стержнях основної системи від температурних впливів в різних завантаженнях.

Вказані величини в свою чергу відшукуються за формулами

$$N_{cz}^t = \alpha (t^0 - t_a) \frac{EF_c}{l_c} \left(l_c + 0,5 \sum_y d_{yc} h_y \right), \quad (27)$$

де t^0 , t_a — температура споруди (відповідно при монтажі і при різних завантаженнях);

d_{yc} — зусилля в ділянках щогл від одиничних зусиль в стержнях, обчислені для основної системи

$$R_{pz}'' = R_{pz}' + \sum_n X_{nz}^* n_{np}; \quad (28)$$

R_{pz}' — зусилля в додаткових зв'язках від заданих силових впливів, обчислені для розрізної схеми за рис. 13 X_{nz}^* — це значення допоміжних невідомих методу сил (опорних моментів), обчислені для основної системи від силових впливів за формулами:

$$X_{nz}^* = \sum_{n_1} b_{nn_1} \omega_{n_1 z}; \quad (29)$$

$$\begin{aligned} \omega_{nz} = & \sum_y \frac{h_y}{6EI_y} [m'_{ny} M'_{yz} + m''_{ny} M''_{yz} + \\ & + 2(m'_{ny} + m''_{ny}) M_{yz}^*] + \sum_p n_{yp} (v_p - u_p). \end{aligned} \quad (30)$$

M'_{yz} ; M''_{yz} ; M_{yz}^* — значення згинальних моментів відповідно на початку, в кінці і середині ділянок в розрізній схемі за рис. 12.

u_p ; v_p — допущені при виготовленні та в монтажі відхилення від проектної вертикальної осі щогл у напрямках додаткових зв'язків.

Переміщення δ_{nn_1} та ω_{nz} в формулах (22)–(30) основної статично визначуваної системи методу сил обчислюються перемноженням епюр по Симпсону. При цьому припускається, що характер епюри моментів у границях ділянки відповідає безперервній кривій не вище, ніж другого порядку. Це припущення для

більшості завантажень, що зустрічаються в практичних задачах (зосереджені сили та моменти по кінцях ділянок, рівномірно розподілене навантаження), дає точний результат. При більш складних завантаженнях формули повинні бути скоректовані.

У формулі (27) множник 0,5 в останньому доданку враховує, що кожному прольоту ствола щогли поставлено у відповідність дві ділянки, як про це згадувалось вище. Останній доданок у формулі (30) враховує, що ствол щогли може бути виготовлений криволінійним, з помилками. Якщо такий стержень змонтувати

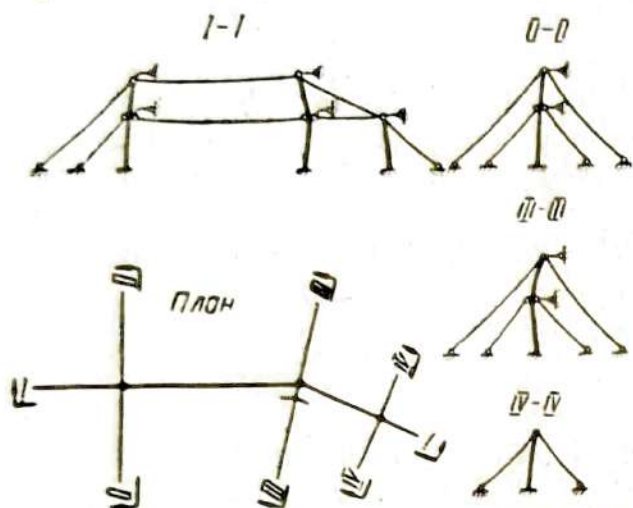


Рис. 14. Деформована схема системи з фіктивними зв'язками.

абсолютно точно, то в ньому з'являться згинальні моменти такої ж величини, як в прямій нерозрізній балці із зміщеними опорами. Оскільки монтаж також можливий з неточностями, то величина зміщень визначається як різниця помилок монтажу та виготовлення.

Як уже відзначалось, пряма задача для допоміжної системи розв'язуватиметься на ко-

жному наближенні. Надалі всі міркування будемо відносити до деякого k -ого наближення. Пряма задача розв'язується з використанням навантаження, що дає зусилля R_{pz}^k в додаткових зв'язках, тобто навантаження, підібрані на попередньому $(k-1)$ -ому наближенні.

Розв'язання оберненої задачі для дійсної системи. На цьому етапі одержаний з розрахунку допоміжної системи деформований стан накладаємо на дійсну систему, тобто її вузлам надаємо зміщення Δ_i . Закріплюємо систему в такому стані за допомогою «фіктивних» вузлових зв'язків, поставлених так само, як і додаткові зв'язки основної системи методу переміщень (рис. 14).

Природно, що перевірку рівноваги вузлів дійсної системи можна звести до відшукування зусиль у фіктивних зв'язках. Неважко зрозуміти, що для zdeформованої на Δ_i системи зусилля у фіктивних зв'язках будуть відповідати рівноважному навантаженню (тобто, знайшовши ці зусилля, одержимо відповідь оберненої задачі), а якщо до того ж завантажити дійсну систему заданим навантаженням, то зусилля у фіктивних зв'язках відмітять нев'язку між заданим і рівноважним навантаженням. Очевидно, близьке до нуля значення зусилля у фіктивному зв'язку, що відповідає нульовій нев'язці, означає практичний збіг заданого та рівноваж-

ного навантажень на дійсну систему, тобто підібране таке навантаження та вузлові зміщення, які практично збігаються з вузловими зміщеннями дійсної системи від заданого навантаження.

Оскільки саме нев'язка регулює послідовні наближення, найзручніше одержувати зразу її, а не «чисту» відповідь оберненої задачі (рівноважне навантаження). А це означає, що треба розглядати дійсну систему не тільки zdeформовану, але й завантажену заданим навантаженням. Це тим більш зручно, що на кожному наближенні одержуємо повні значення зусиль в елементах системи.

Отже, зусилля у фіктивних зв'язках дійсної системи, що відповідають шуканій нев'язці, будуть складатися з активної і реактивної частин

$$R_{pz} = R_{pz}^{\text{акт}} + R_{pz}^{\text{реакт}}. \quad (31)$$

До $R_{pz}^{\text{акт}}$ віднесемо зусилля від заданого навантаження і додаткових збуджуючих сил, що виникають при розрахунку за деформованою схемою

$$R_{pz}^{\text{акт}} = R_{pz}'' + \bar{R}_{pz}, \quad (32)$$

де зусилля R_{pz}'' у фіктивних зв'язках від заданих навантажень будуть рівні зусиллям в додаткових зв'язках основної системи від цих навантажень.

До $R_{pz}^{\text{реакт}}$ віднесемо зусилля, що виникають у фіктивних зв'язках від внутрішнього напруженого стану в елементах системи, а саме тяжіння T_{cz} в гнучких нитках (відтяжках) та опорного стрибка R_{pz}^Q перерізуючих сил в нерозрізному стволі щогл від зміщення вузлів на Δ_{pz}

$$R_{pz}^{\text{реакт}} = \sum_c T_{cz} C_{cp} + R_{pz}^Q. \quad (33)$$

Тяжіння у відтяжках дійсної системи у різних завантаженнях визначаються з рівнянь рівноваги гнучкої нитки:

$$T_{cz} - \frac{(g_{cz})^2 l_c^2 EF_c}{24 (T_{cz})^2} = H_c^0 - \frac{(g_c^0)^2 (l_c)^2 EF_c}{24 (H_c^0)^2} + N_{cz}^t + a_{cz}, \quad (34)$$

де g_{cz} , g_c^0 — нормальні складові навантажень на відтяжки відповідно у завантаженнях і вихідному (монтажному) стані;

H_c^0 — тяжіння у відтяжці у вихідному стані (зусилля попереднього тяжіння);

a_{cz} — член, що враховує зміщення точок закріплення гнучкої нитки, інакше — зусилля в стержнях допоміжної системи, що визначаються за формулою

$$a_{cz} = \sum_p \Delta_{pz} C_{cp} \frac{EF_c}{l_c}. \quad (35)$$

Таким чином, зусилля у фіктивному зв'язку дійсної системи, з допомогою формул (31) та (33), може мати такий вираз:

$$R_{pz} = R_{pz}'' + \bar{R}_{pz} + \sum_c T_{cz} C_{cp} + R_{pz}^Q. \quad (36)$$

Припустимо, що обернену задачу розв'язуємо для допоміжної системи, тобто зміщуємо вузли допоміжної системи на Δ_{pz} , завантажуюмо її навантаженням R_{pz}^K , прийнятим на даному наближенні, і знаходимо зусилля у фіктивних вузлових зв'язках. Очевидно, у цьому випадку прийдемо до нульових зусиль у фіктивних зв'язках. Схожість допоміжної і дійсної систем полягає в нерозрізності стволів щогл тієї і другої, а відміна першої від другої — в лінійній роботі стержнів (не відтяжок) і розрахунку за недеформованою схемою (не враховуємо перерозподіл зусиль від вузлових зміщень). Враховуючи сказане, можна записати для допоміжної системи

$$R_{pz}^K + \sum_c a_{cz} C_{cp} + R_{pz}^Q = 0. \quad (37)$$

Для допоміжної системи величина R_{pz}^Q визначається як для нерозрізної балки на зміщених опорах. Тому, віднімаючи (37) та (46), одержимо

$$R_{pz} = R_{pz}'' + \bar{R}_{pz} - R_{pz}^K + \sum_c (T_{cz} - a_{cz}) C_{cp}. \quad (38)$$

Фізичний смисл проведеної операції полягає в тому, що при розв'язанні оберненої задачі для дійсної системи розглядаємо лише ті фактори, які відрізняють дійсну систему від допоміжної — враховуємо нелінійність у роботі відтяжок і перерозподіл зусиль в елементах системи за рахунок вузлових зміщень.

Далі легко перейти до робочої формули коректування навантажень на допоміжну систему на кожному наближенні. У відповідності з принциповою ідеєю розрахунку, викладеною вище, на наступному наближенні приймається таке навантаження на допоміжну систему, яке відрізняється від навантаження, прийнятого на попередньому наближенні на величину нев'язки між заданим і рівноважним навантаженнями

$$R_{pz}^{K+1} = R_{pz}^K + R_{pz}.$$

Величини нев'язок відповідають зусиллю у фіктивному зв'язку, обчислюваному за формулою (38). Отже, зробивши підстановку, одержимо

$$R_{pz}^{K+1} = R_{pz}'' + \tilde{R}_{pz} + \bar{R}_{pz}, \quad (39)$$

де

$$\tilde{R}_{pz} = \sum_c (T_{cz} - a_{cz}) C_{cp}. \quad (40)$$

Наступний цикл послідовних наближень починається із розв'язання прямої задачі для допоміжної системи, завантаженої вже новим навантаженням R_{pz}^{k+1} , тобто зусилля в додаткових зв'язках основної системи дорівнюють R_{pz}^{k+1} .

Розв'язання оберненої задачі для дійсної системи; деякі питання загальної стійкості. Розрізняють дві форми втрати стійкості: I роду (пов'язана з біфуркацією форм рівноваги і виникненням якісно нових зміщень конструкцій) і II роду (характеризується катастрофічним наростанням деформацій без біфуркації форм рівноваги).

У реальних конструкціях спостерігається по суті втрата стійкості II роду, оскільки початкові неправильності, випадкові впливи і прогини, що не враховуються розрахунком, і т. п. призводять до того, що споруда з самого початку завантаження має ті «нові», з точки зору абстрагованої розрахункової схеми, форми деформацій, які виявляються при розрахунку на стійкість. Можна сказати, що поняття про стійкість споруди виникає в зв'язку з уточненням звичайної схеми розрахунку, в якій деформації та переміщення вважаються настільки малими, що всі геометричні розміри схеми споруди можна вважати незмінюваними в процесі зросту навантаження [15].

Точний розрахунок загальної стійкості стержневої системи являє собою дуже складну задачу, пов'язану з трудомісткими обчисленнями, тому привертає увагу розробка наближеного прийому розрахунку, що дає разом з тим прийнятну погрішність.

Для скорочення розрахунку бажано провести об'єднаний розрахунок системи на міцність і стійкість — розрахунок на стійку міцність. Це тим більше бажано, що крім скорочення обсягу роботи (відпадає необхідність у складанні та аналізі детермінантів високих порядків, розв'язанні складних трансцендентних рівнянь і т. п.), залучення точних методів розрахунку на стійкість, таких, як метод деформацій, метод сил, метод фокусів і т. п., вимагало б лінеаризації системи, законність якої потребує спеціального обґрунтування.

Розрахунок же на стійку міцність, тобто розрахунок конструкції за її деформованою схемою, в нашому випадку природний, оскільки на всіх етапах послідовних наближень все одно визначаються зміщення всіх вузлів, тобто виявляється деформована схема споруди.

Розрахунок за деформованою схемою є також точним методом і тому, кажучи про наближений прийом розрахунку, будемо вважати, що перерозподіл зусиль, пов'язаний з кінцевою величиною

деформацій, відбувається тільки за рахунок вузлових переміщень.

Таке передбачення еквівалентне припущенню про те, що стиснуто-зігнуті стволи щогл, в розумінні розрахунку їх на стійкість, можуть бути змодельовані конструкцією, де стискаючі сили прикладено не до ствола щогли, а до шарнірного ланцюга, з'єднаного з ствомом тільки у вузлах кріплення відтяжок.

Як показав Г. А. Савицький [17] заміна ствола щогли шарнірним ланцюгом при перевірці загальної стійкості призводить до невеликих погрешностей. Пропонована розрахункова модель, зберігаючи достатню простоту методу шарнірного ланцюга, дає більш точні результати, оскільки враховує нерозрізність ствола. У порівнянні з точною розрахунковою схемою, модель не враховує тільки форм втрати стійкості, пов'язаних з випинанням окремих прольотів, що треба враховувати при підборі перерізів, введенням, наприклад, коефіцієнта поздовжнього згину (вільна довжина тут дорівнює величині прольоту, оскільки взаємний вплив прольотів уже враховано).

Розглянемо, як перерозподіляються зусилля за рахунок вузлових переміщень. Якщо закріпити всі вузли, а потім змістити деякий вузол i на величину Δ_i , неважко помітити, що при врахуванні зміщення необхідно зважати на горизонтальну складову зусиль S в стволах щогл (зусилля в зв'язку між ствомом та шарнірним ланцюгом)

$$\bar{R}_i = S_i \frac{\Delta_i}{h_i} + S_{i+1} \frac{\Delta_i}{h_{i+1}}. \quad (41)$$

Переходячи до індексного запису, одержимо

$$\bar{R}_s = \sum_y Z_{yz} \frac{S_{yz}}{h_y} z_{yp}, \quad (42)$$

де z_{yp} — зусилля в зв'язках від пари одиничних сил, прикладених на кінцях ділянки (узагальненої сили, що відповідає різниці зміщень кінців ділянки);

Z_{yz} — різниця зміщень кінців ділянки;

S_{yz} — зусилля в стволі.

Різницю зміщення кінців ділянки можна обчислити за формулою

$$Z_{yz} = \sum_p (\Delta_{pz} + v_p) z_{yp}. \quad (43)$$

Формула (43), крім зміщень вузлів Δ_{pz} , враховує також і те, що щогла може бути змонтована з неточностями v_p . Ця обставина принципово важлива, оскільки врахування неточностей гарантує від можливих прорахунків, пов'язаних з недооцінкою біфуркацій. Так, якщо всі зміщення від зусиль Δ_{pz} лежать в одній площині

ні, то не виключена можливість, що розрахунок за деформованою схемою не виявить тенденції до втрати стійкості у будь-якій іншій площині. Врахування ж v_p дає просторово деформовану схему і в цьому розумінні гарантує від помилки.

ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ ПО МОНТАЖУ ВИСОКИХ ОПОР

Організація робіт по монтажу опор має ряд специфічних особливостей, які відрізняють її від організації робіт, здійснюваних на монтажі будівельних конструкцій та устаткування промислових споруд. Високі опори мають такі характерні особливості:

- велика висота при малих розмірах у плані;

- мала вага монтажних елементів при малій їх повторюваності;

- незначний обсяг робіт на кожній окремій споруді;

- необхідність виконання монтажних робіт з високою точністю, оскільки значна частина високих опор цілком або частково виконує роль технологічного устаткування, що експлуатується з обмеженими допусками;

- необхідність організації на монтажі висококваліфікованої геодезичної служби;

- підвищені вимоги до безпечного ведення робіт, до якості їх виконання;

- необхідність врахування метеорологічних умов весь період монтажу;

- потреба в специфічних пристроях для конструкцій, що виконуються з сталених канатів, які потребують спеціальної обробки та випробувань перед використанням.

Крім того, високі опори доводиться часто монтувати у місцях, куди утруднена доставка конструкцій і монтажного устаткування, тому тільки спеціалізація монтажних організацій спроможна забезпечити високу якість і короткі строки їх зведення.

У підготовчий період замовлюється проект проведення робіт (ППР).

Проекти проведення робіт, крім технічних рішень по власне монтажу, вибору монтажних механізмів і оснастки, як правило, містять додаткові технічні вимоги до заводу-виготовлювача металоконструкцій (ЗМК). Додаткові технічні вимоги зобов'язують завод-виготовлювач забезпечувати при виготовленні конструкцій можливість монтажу їх укрупненими блоками, монтажну технологічність конструкцій та обов'язкове встановлення на виготовлюваних заводом конструкціях деталей для кріплення монтажних драбин, кошиків і підвісних або повзучих монтажних кранів.

У процесі підготовки робіт на майданчику монтажної організації споруджує тимчасові якорі, оснащує необхідним устаткуванням робочі місця, площадки для складування та укрупнювального складання конструкцій; вирішує питання освітлення та двостороннього радіозв'язку; приймає по акту від генпідрядчика під

монтаж фундаменти та анкери; виконує всі заходи по техніці безпеки і промисловій санітарії.

Фундаменти під монтаж здаються комплексно для кожної башти або щогли у відповідності з СНиП III-B.5—62. При прийманні фундаментів перевіряють відповідність проекту положення закладних деталей для кріплення монтажних пристроїв (відвідних блоків, поліспастів для натягання відтяжок тощо).

У підготовчий період включається в роботу геодезична служба. За допомогою геодезичних інструментів наносяться розбивочні осі, перевіряють дійсні відмітки розташування фундаментів і анкерів. У цей же період геодезисти вибирають опорні пункти, з яких у процесі монтажу будуть виконуватись всі геодезичні роботи.

Різи анкерних болтів і закладні деталі до монтажу конструкцій охороняють від пошкоджень і корозії ковпачками, повстю або мастилом.

Конструкції, що надходять на приоб'єктний склад, сортують, обов'язково оглядають і перевіряють основні геометричні розміри. Конструкції, в яких виявлено пошкодження або погнутості, під монтаж подавати заборонено.

Власне монтаж опор може виконуватись одним з двох принципово різних способів:

перший — повне складання конструкцій башт і щогл у горизонтальному положенні на землі з наступним поворотом їх в проектне положення і закріпленням на фундаментах;

другий — монтаж конструкцій опор нарощуванням окремих елементів за допомогою підйомних механізмів.

Чітко окреслити межі застосування того чи іншого способу неможливо. Вибираючи один із способів або їх різновидності, в кожному конкретному випадку слід керуватись місцевими умовами і техніко-економічними міркуваннями.

Перший спосіб широко застосовується для монтажу опор ПЛ та інших високих споруд при висоті їх до 80 м і вазі до 40 т. При монтажі першим способом є можливість до підйому встановлювати на опори технологічне устаткування, фарбувати конструкції. В проектне положення готову опору встановлюють методом повороту єдиним блоком із змонтованими на ній сходами, площадками, захисними засобами і всім технологічним устаткуванням з комунікаціями (антени, хвилеводи, фідери, арматура сигнального освітлення та ін.).

Позитивне у цьому способі те, що всі складальні та зварювальні роботи проводяться на землі, в зручних умовах, без дорогих і складних риштувань та колисок. Крім того, не потрібне виготовлення і використання спеціальних самопідйомних механізмів, легко здійснюється контроль якості складальних і зварювальних робіт, їх виконання менш небезпечне, ніж при монтажі нарощуванням. Перший спосіб дозволяє вести складальні роботи пара-

лельно на декількох площадках з наступним підйомом складених конструкцій в проектне положення тільки одним комплектом устаткування для підйому. Проте технічна і економічна доцільність використання першого способу обмежена висотою і вагою блока, що піднімається. При висоті споруди більше 100 м і вазі його більше 50 т потрібний складний такелаж великої вантажопідйомності, що різко підвищує вартість монтажних робіт. У опорах великої висоти, особливо щоглових, де власне ствол має, як правило, малу поперечну жорсткість, виникає необхідність у тимчасовому посиленні конструкцій на період підйому.

Для складання опори на землі та розміщення такелажної оснастки і якорів потрібна значна вільна площа. Це виключає можливість застосування першого способу монтажу опор, коли їх потрібно встановлювати на майданчиках, забудованих іншими спорудами, в лісі, в горах або на місцевості з різко пересіченим рельєфом.

Другий спосіб знаходить застосування при монтажі щогл і башт різного призначення великої висоти і ваги. Сучасні самопідйомні механізми відносно великої вантажопідйомності дозволяють монтувати башти і щогли не окремими елементами — розсипом, як це робилося раніше, а попередньо складеними внизу, до підйому укрупненими монтажними блоками вагою до 8 т.

Особливо ефективний цей спосіб на обмежених ділянках будівництва, оскільки компактний монтаж по вертикалі не потребує великих площ у плані, що має особливе значення, коли високі опори треба зводити на територіях діючих підприємств, у населених пунктах, у гірських або лісових районах.

До недоліків другого способу, насамперед, треба віднести складність і небезпечність ведення монтажних і зварювальних робіт на великій висоті, залежність проведення робіт від атмосферних впливів і складність контролю якості. Крім того, потрібне улаштування колик, ригів і численних конструктивних деталей для кріплення самопідйомних механізмів.

Геодезичні роботи для контролю правильності установки елементів у проектне положення послідовно нарощуваної споруди дуже утруднені відхиленнями від вітру, який змінює напрям та інтенсивність напору на конструкції, що монтуються, на протязі всього монтажу. Монтаж нарощуванням вимагає стійкого двостороннього зв'язку між робітниками, що виконують роботи внизу і наверху. Повинна суворо координуватися робота монтажників, такелажників і механіків, зайнятих на лебідках.

Розроблений за пропозицією радянських інженерів Л. М. Шипакіна і О. С. Камінського принцип дії самопідйомних механізмів покладено в основу застосовуваних тепер повзучих та підвісних кранів.

Підвісні крани здобули свою назву тому, що підвішуються на гнучких підвісках з канатів до конструкцій споруди, яка

монтуються. Розташовуються вони всередині споруди і застосовуються для монтажу конструкцій баштового типу пірамідального окреслення. В міру монтажу конструкцій кран піднімається на змонтовані ним яруси башти, поперечний переріз якої вгорі зменшується. Відповідно, за допомогою фаркопфів, укорочуються і підвіски крана.

Повзучі крани за допомогою виносних опорних балок, спеціальних фасонки і захватів жорстко кріпляться до конструкцій споруди, що монтуються. Як правило, ці крани розташовуються зовні споруджуваного об'єкта і застосовуються для монтажу башт і щогл призматичного окреслення з постійним поперечним перерізом по висоті. З однаковим успіхом повзучим краном монтують високі споруди тригранні, чотиригранні, багатогранні та круглі в плані.

Повзучі та підвісні крани пересуваються вгору за допомогою спеціальних підйомних поліспахів, що вижимають ствол крана, закріпленого всередині обійми або кільця. Деталі для тимчасового закріплення самопідйомних механізмів, як правило, приварюються до основних конструкцій об'єкта, що монтуються, заздалегідь на заводі-виготовлювачі; причому в трубчастих конструкціях — до їх обичайок, а в гратчастих — до основних поясів.

Перед підйомом конструкцій старанно перевіряється правильність виготовлення та надійність закріплення до них деталей установки та кріплення підйомних механізмів і усуваються дефекти, допущені на заводі.

Монтажний механізм на нову стоянку переміщається лише після постановки у монтажних з'єднаннях змонтованих конструкцій усіх болтів, перевірки якості швів зварних з'єднань.

При монтажі висотних споруд необхідно забезпечити міцність монтажних з'єднань, а також стійкість і незмінність змонтованої частини споруди в процесі всього монтажу. При цьому особлива увага ще в проекті приділяється монтажним і вітровим навантаженням. Слід поєднувати виконання монтажних операцій різними видами устаткування, розташованого на значних відстанях один від одного.

Стійкість конструкцій забезпечується додержуванням передбаченої в ППР послідовності монтажу конструктивних елементів, установкою постійних або тимчасових відтяжок у відповідності з ППР і неухильним виконанням вимог технічних умов на монтаж. Проведення наступних робіт на змонтованих ярусах здійснюється тільки після вивірки і повного закріплення вже змонтованих елементів. Установлені елементи звільняються від гака монтажного механізму тільки після належного закріплення відповідно до вказівок ППР.

В процесі монтажу, після установки кожного ярусу башти або щогли, проводиться геодезична вивірка правильності установки елементів і рихтування їх на випадок необхідності. При рихтуванні

слід завжди пам'ятати про міцність і стійкість уже змонтованих конструкцій. Монтажні і зварювальні роботи, що виконуються на висоті, завжди незручні й небезпечні. Тому для створення максимально можливих зручностей і зменшення ступеня небезпеки роботи нагорі обов'язково використовують інвентарні драбини, площадки, риштування і т. д.

З риштування і площадок приймають конструкції, які подає кран, установлюють і закріплюють їх в проектне положення. Як правило, всі пристрої встановлюють на конструкції, що монтується, внизу перед підйомом. Як виключення, в необхідних випадках, припускається перестановка пристроїв на висоті тільки за допомогою монтажних механізмів.

При закріпленні конструкцій, щоб уникнути ексцентриситетів, слідкують за тим, щоб головки і гайки болтів щільно без перекосів прилягали до площин конструкцій, які ними стягуються. Оскільки конструкції високих опор постійно зазнають вітрових впливів, які викликають знакоперемінний напружений стан у їх елементах, можливе саморозгвинчування болтових з'єднань. Для запобігання саморозгвинчуванню звичайно у фланцевих з'єднаннях на болти, крім гайок, нагвинчують контргайки, а в інших вузлах допускається прихватка гайок до стержнів болтів електрозварюванням.

Особливу увагу приділяють захисту металоконструкцій від корозії. Найбільш вразливі з цієї точки зору ті вузли, доступ до яких після монтажу утруднений, або неможливий. Тому торці трубчастих елементів щільно закривають заглушками, а внутрішні поверхні фланців заливають розплавленим бітумом № 4. Ці заходи виключають можливість попадання вологи у порожнини труб, а значить і корозію їх зсередини.

Зовнішні поверхні всіх елементів старанно очищають від бруду та іржі, а потім покривають антикорозійним покриттям по ґрунтуванню, виконаному на заводі металоконструкцій. Захисне антикорозійне фарбування елементів високих опор рекомендується виконувати внизу до підйому їх у проектне положення.

Експлуатаційні характеристики готової споруди гарантує правильно і чітко організована геодезична служба на монтажі високих опор. Якщо опора РРЛ, наприклад, матиме відхилення від вертикалі більші допустимих, то не може бути гарантована нормальна робота всієї лінії, оскільки сигнали, випромінювані антеною, змонтованою на ній, не зможуть бути прийняті антеною наступної опори. При монтажі опор способом повороту навколо шарніра важливо правильно скласти опору на землі і вірно розбити фундаменти. При здійсненні монтажу опор способом нарощування геодезичні спостереження необхідно вести на протязі всього монтажу, контролювати кожну операцію установки елементів у проектне положення і своєчасно коректувати помилки і неточності, що виникають. Помилки можуть бути в результаті неточності

виготовлення елементів на заводі, неточностей, що виникають в процесі монтажу, і відхилень, пов'язаних з дією вітру. Помилки на монтажі сумуються і при відсутності контролю та своєчасного коректування можуть призвести до серйозних помилок.

Для спорудження високих опор залучають досвідчених висококваліфікованих спеціалістів-геодезистів, які повинні вести журнал геодезичних робіт. Крім того, монтажний майданчик повинен постійно одержувати дані про напрям і силу вітру і температуру повітря, щоб геодезисти могли вносити поправки на вітер, а також враховувати температурні зміни повітря.

Для ведення геодезичних робіт спочатку створюється геодезичне обґрунтування. Для тригранних споруд створюється опорний трикутник, а для чотиригранних — чотирикутник, вершини якого є базисом, тобто твердим опорним пунктом. З кожної опорної точки повинні бути видні три інших і найближча панель башти.

Опорні точки лежать на продовженні осей башти і являють собою бетонні стовпчики, закопані в ґрунт з однаковою відміткою верхнього обрізу. На кінцях змонтованих поясів башти даного ярусу встановлюється віха, а з опорних точок геодезичного обґрунтування проводять заміри двох ближчих віх і визначають різницю вертикальних відміток башти, а також симетричність розташування поясів відносно її вертикальної осі. Такі ж заміри робляться в кожному змонтованому ярусі і, якщо виявляються розходження, негайно провадиться рихтування конструкцій. Лише після того, як геодезисти встановлюють збіг вертикальних відміток і правильність установки елементів відносно вертикальної осі башти, конструкції закріплюються і монтаж продовжується. Після того, як монтаж конструкцій закінчено, їх здають замовнику по актах.

ВИГОТОВЛЕННЯ ПОСТІЙНИХ ВІДТЯЖОК ДЛЯ ЩОГЛ

Процес виготовлення відтяжок складається з таких операцій: розмотування, розмічання і різання канатів; обробка кінців канатів; заливання втулок сплавом цинку; складання ізоляторів; випробування секцій готових відтяжок; транспортування відтяжок до місця монтажу. При виготовленні відтяжок бригада з 6 чоловік поділяється на дві ланки. Перша ланка спочатку розмотує всі канати і по закінченні цієї роботи переходить на складання ізоляторів. Друга ланка обробляє кінці канатів і заливає втулки. Випробуванням готових відтяжок займається вся бригада.

Найбільш просто й надійно розмотувати канат, підвішуючи барабан до гака автокрана. При цьому вільний кінець каната, що розмотується, закріплюють через фаркопф до автомашини, яка рухається у напрямі розмотки. Щоб запобігти стиранню поверхні оцинкованого каната, розмотувати краще по дерев'яному настилу з щитів, що послідовно укладаються один за одним. Ширину настилу приймають 60 см, а довжину — в залежності від

довжини відтяжок. Для того, щоб канат при розмотуванні не зсковзував, по боках настилу в шаховому порядку в ґрунт забивають дерев'яні кілки завдовжки 75 см на глибину не менше 50 см з кроком 8 м.

Типове рішення передбачає вигягувати та розмічати канати для відтяжок за допомогою клинових затискачів. Оскільки діаметри канатів для щогл приймаються в межах від 27 до 63 мм, вага клинового затискача для них досягає 1450 кг, а довжина—1900 мм. Виготовлення таких затискачів складне й дороге, а працювати з ним незручно. У системі тресту Центроствальконструкція клинові затискачі успішно замінили звичайними стискачами, виготовленими з круглої сталі. На одне з'єднання потрібно 8—10 стискачів діаметром 28—32 мм для канатів діаметром 27—42 мм і діаметром 36—38 для канатів діаметром 46—63 мм. Навіть тоді, коли витяжка провадилась на зусилля в $100 \div 120$ т, проковзування канатів не спостерігалось.

Різання відтяжок монтажники ведуть, як правило, газовим різакон. При цьому на довжину каната дається припуск на обидва боки 70—100 мм для запобігання відпалу його кінців. Перед різанням на кінці каната накладаються «марки» (кінці канатів обмотують тонким оцинкованим дротом діаметром 1,2—1,4 мм) на довжину, вказану в проекті. Звичайно «марки» накладаються на ту частину каната, яка входить у денце втулки і після заливки виходить з неї. Довжина «марок» коливається в межах $180 \div 250$ мм. Для полегшення насаджування втулок на канат його відрізають так, щоб крайні дроти сталок сплавлялись між собою. Перед насадкою на канат втулки промиваються бензином (для знежирювання) і на внутрішній поверхні їх зубилом наносяться довільні насічки глибиною 2—3 мм. Насічки не дають залитому канату вислизнути із втулки. Канат може вислизнути через схильність сплаву до усадки і через наявність різних коефіцієнтів лінійного розширення у сплаву і сталі втулки.

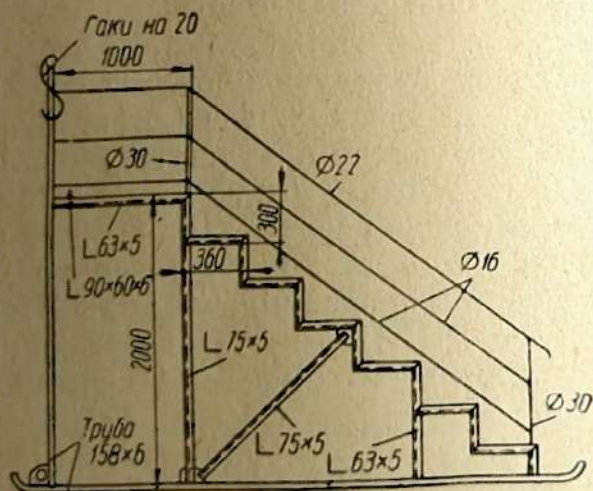
Очищений кінець каната протягають крізь втулку і потім його розплітають. Розплітання й загин дротів (тобто утворення «букета») краще робити так, щоб у кожний з трьох ярусів потрапляли дроти усіх сталок, оскільки при цьому міцність залитого сплавом «букета» вища, ніж міцність «букета», виготовленого за інструкцією ДПІ Проектствальконструкція. Це пояснюється тим, що при виготовленні «букета» з окремих сталок (за інструкцією) більшість дротів перебуває між собою в тісному зіткненні і після втягання «букета» у втулку сплав в міждротовий простір майже не проникає. У такому «букеті» спочатку включаються в роботу сталки першого ярусу, потім другого і, нарешті, третього, тобто сталки каната працюють нерівномірно. При виготовленні «букета» за новою технологією дроти розташовуються вільніше і при заливці сплав затікає і заповнює всі пустоти, робота сталок більш рівномірна.

наносять зубилом насічки-позначки. Обрізування дротів виконують у три яруси.

Для полегшення втягання «букета» у втулку після розплітання й обрізки кінці дротів першого ярусу на довжині 10—12 мм підгинають всередину, а дроти другого і тр

ках перегину дротів у середній частині сталки. У втулках, залитих за зміненою технологією, пустот не виявили. При випробуванні на розтяг втулок, залитих за інструкцією, канат звичайно розривається на віддалі 10—15 діаметрів від торця втулки, а за новою технологією — у будь-якому місці, але не ближче $15 \div 20$ діаметрів від втулки. При цьому розривне зусилля при заливці за інструкцією на 3—5% нижче, ніж при заливці за новою технологією.

Робота по заливці втулок виконується у такій послідовності. Розплетені кінці каната промиваються бензином і обрізуються ножицями. Розмітку місць обрізки дротів здійснюють по заздалегідь виготовленому із стержня діаметром $6 \div 8$ мм шаблону, на який



56

надівають на канат до розплетення його кінця після пропускання каната через втулку. Лійки виготовляють із сталі завтовшки 1,5—2 мм, зовнішнім діаметром меншим, ніж внутрішній діаметр втулок на 1—2 мм. При втягуванні «букета» у втулку слідкують, щоб верх «букета» був розташований на 5—10 мм нижче верхньої кромки втулки.

Після того, як обидва кінці відтяжки втягнуто у втулки, канат переносять на спеціальний стенд (рис. 16) для заливки. Конструкція стенда дозволяє заливати одночасно 12 кінців шести відтяжок. Втулки відтяжок заливають спеціальним антифрикційним сплавом марки ЦАМ-9-1,5 по ГОСТ 7117—62, як передбачалося інструкцією ДПІ Проектстальконструкція. Температура плавлення сплаву 450°C . Хімічний склад сплаву ЦАМ-9-1,5, застосованого для заливки канатів у втулках, представлений у табл. 12.

Таблиця 12

Компоненти	Вміст, проц.	Компоненти	Вміст, проц.	Компоненти	Вміст, проц. не більше	Компоненти	Вміст, проц. не більше	Компоненти	Вміст, проц. не більше
Цинк	87,5—90,5	Мідь	1,0 — 2,0	Свинець	0,03	Олово	0,01	Кремній	0,1
Алюміній	8,0—10,0	Магній	0,05—0,06	Залізо	0,2	Кадмій	0,02	Марганець	0,1

Перед заливкою втулки підвішувались до гаків верхньої перекладки стенда за допомогою металевих стержнів, просунутих в отвори щік втулки. Втулка встановлювалась строго вертикально, а канат спрямовувався по осі втулки прямолінійно. Прямолінійна ділянка каната повинна бути не менше $1,0 \div 1,5$ м. Якщо ця умова не додержана, можливий перекося каната у втулці і, як наслідок, — нерівномірна робота дротів. Висота стенда дозволяє відрихтувати трос, що звисає, так, щоб його вісь збігалася із віссю втулки.

Сплав ЦАМ-9-1,5 розплавляли у тиглі на горні, дуття для якого подавалося електровентилятором. Найкращим паливом для горна є кокс. Практика показала, що обмазка внутрішньої поверхні тигля сумішшю з рідкого скла, крейди та графіту, нічого не дає, тому її не виконували. Температура сплаву контролювалась термомпарою з мілівольтметром. Це дозволило підтримувати температуру розплавлення в межах, передбачених проектом. Високоградусні ртутні термометри або кольорові температурні олівці, що рекомендуються інструкцією, виявились непридатними, оскільки термометри моментально виходять з ладу, олівці ж, по-перше, швидко вигоряють, по-друге, показують температуру не всередині сплаву, а лише на його поверхні.

Паралельно з плавкою у тиглі рівномірно обігрівалась зовнішня поверхня втулки за допомогою газового різака. Це забезпечувало видалення крапель рідини, що залишилися при заливці внаслідок утворення парів і можуть викликати викид сплаву із втулки. Зовнішній обігрів втулки сприяв більш повільному остиганню сплаву, кращому заповненню пустот і зменшенню усадки.

Контроль за температурою всередині втулки в даному разі міг здійснюватись ртутним термометром, розрахованим на температуру до 400°C , на глибині половини втулки.

Для того, щоб сплав не витікав із зазору між стінкою втулки і канатом, канат обмазувався вологою глиною, змішаною із азбестовим дрібняком, а потім на глиняну обмазку накладалась і притискалась втулкою смуга з мокрої мішкочини. Цю операцію треба виконувати тільки після підігріву втулки, оскільки при влаштуванні такого замка до підігріву глина встигає підсохнути, розтріскується, і сплав проникає в утворені тріщини.

Температура сплаву, що розливається, повинна підтримуватись в межах $460\text{--}480^{\circ}\text{C}$, а температура розплаву — в межах $480\text{--}500^{\circ}\text{C}$.

Перевищення температури розливу може призвести до відпаду дрітків каната і в результаті до різкого зниження його міцності.

В процесі заливки втулка безперервно простукувалась молотком, що забезпечило вихід бульбашок повітря і газу, що утворились від згоряння не повністю видаленого мастила, яким змащено трос. Сплав заливався до рівня кромки корпусу втулки. Для вирівнювання поверхні верхній шар заливки зразу ж після затверднення знову розплавлявся газовим різакон на глибину 5—10 мм і тиском струмнини полум'я розрівнювався. Втулки підігрівали до свідчені газорізалники.

Ізолятори складалися автокраном. У типових рішеннях передбачається складання та випробування ізоляторів на спеціальних стендах, оснащених домкратами. У системі тресту Центросталк-конструкція відмовились від цієї технології з таких міркувань.

По-перше, складання ізоляторів автокраном зручніше і продуктивніше кондукторного складання. Це пояснюється порівняно великою вагою окремих вузлів ізоляторів, подавати які в кондуктор необхідно вручну. Наприклад, за допомогою крана практично складали за зміну 11—12 ізоляторів типу 2ИО-40 і 20—23 ізолятори типу ИО-40, а в кондукторах можна скласти за зміну 8—9 ізоляторів типу 2ИО-40 і 17—18 типу ИО-40.

По-друге, підвищується коефіцієнт використання автокрана, наявність якого на майданчику обов'язкова для виконання допоміжних робіт. По-третє, випробування ізоляторів у кондукторі провадиться поштучно, що малопродуктивно.

Складені ізолятори перевозили до стенда, де їх випробовували в зборі з виготовленими секціями відтяжок.

Відтяжки випробовуються на спеціальному стенді, розташованому в безпосередній близькості від місця виготовлення відтяжок. Виходячи із зусиль, на які випробовують відтяжки, стенди можна

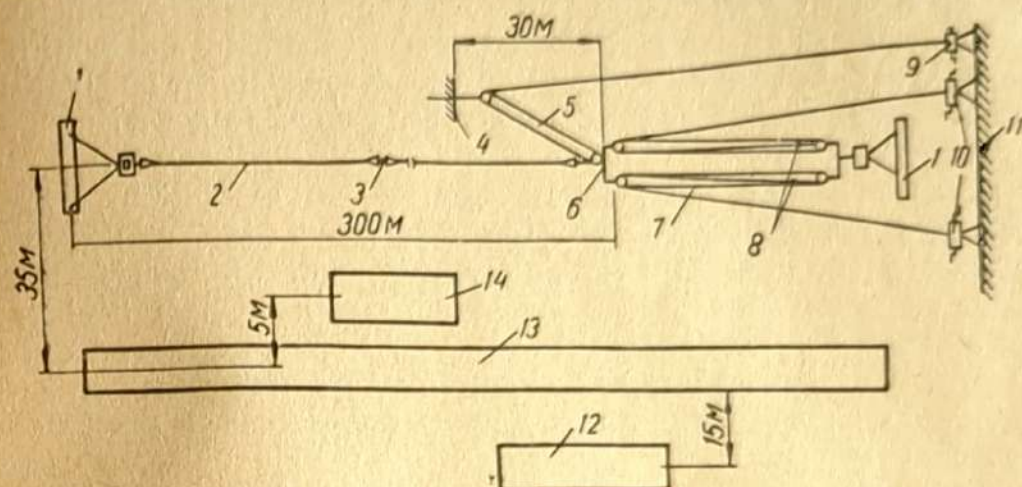


Рис. 17. Схема стенда для виготовлення та випробування постійних відтяжок: 1 — якор, $Q = 60; 120 \text{ T}$; 2 — випробувана відтяжка; 3 — сполучна ланка; 4 — якор, $Q = 3 \text{ T}$; 5 — поліспаст $Q = 3 \text{ T}$; 6 — траверса, $Q = 120 \text{ T}$; 7 — поліспаст, $Q = 50 \text{ T}$; 8 — динамометр; 9 — електролебідка, $Q = 3 \text{ T}$; 10 — електролебідка, $Q = 5 \text{ T}$; 11 — якор на зусилля $5; 10 \text{ T}$; 12 — місце складання ізоляторів; 13 — настил розмотки троса; 14 — стенд заливки.

поділити на дві групи — для випробування на зусилля до 60 т і понад 60 т (рис. 17). У табл. 13 наведено потребу в устаткуванні і такелажі для стендів двох вказаних груп.

Таблиця 13

Вид устаткування	Зусилля, T	Одиниця виміру	Потрібна кількість для стенда на зусилля	
			до 60	більше 60
Якор	60	шт.	2	—
"	120	"	—	2
"	10	"	—	1
"	5	"	1	—
"	3	"	—	1
Траверса	120	"	—	2
Поліспаст	50	"	1	2
"	3	"	—	1
Електролебідка	5	"	1	2
"	3	"	—	1
Випробувана відтяжка	—	—	По проекту	
Сполучна ланка	—	—	—	—
Динамометр	7	шт.	1	2
Блок однорольний	3	"	—	2
Те саме, п'яти-шестирольний	50	"	2	4
Трос:				
діаметром 22 мм	—	м	350	700
" 15,5 "	—	"	—	150
Дошки необрізані	—	м ³	—	2,9
Ліс круглий $\varnothing 300\text{--}350 \text{ мм}$	—	"	—	0,5
Автокран	3	шт.	—	1

Зусилля для випробування відтяжок в залежності від потрібної їх величини створюються одним або двома поліспастами.

Довжина стенда вибирається по довжині найдовшої секції відтяжки і, по можливості, кратною довжині коротких секцій. Звичайно довжина стенда в КСМУ-38 приймалась рівною 300 м. При випробуванні секції з'єднувались між собою в ланцюг сполучними пластинами. При необхідності в ланцюг включали додаткову ланку відтяжки.

Електролебідки для розтягування поліспасти і робочу 5-тонну лебідку встановлювали поряд. При такому розташуванні можна обмежитись улаштуванням тільки одного якоря, оскільки обидві лебідки не можуть працювати одночасно. Керував обома лебідками один робітник.

Підбір довжини відтяжок з включеними в ланцюг ізоляторами здійснювався на стенді, при цьому враховувалась оптимальна довжина поліспастів.

Після створення проектного зусилля у випробуваній відтяжці та витримки її під навантаженням протягом 20—30 хв поліспаст послаблювався до величини монтажного зусилля у відтяжці і провадився контрольний замір довжин виготовлених секцій і складених ізоляторів. Результати зводились в таблицю, підраховувалось загальне відхилення довжини відтяжки, з врахуванням поправки, одержаної при виконавчій геодезичній зйомці анкерів, і на основі одержаних результатів коректувалась та довжина секції відтяжки, яка виготовлялася в останню чергу.

Для визначення зусиль витяжки в поліспаст включають два динамометри — один у мертвоу нитку і один у збіжну ходову нитку. Зусилля витяжки в цьому випадку рівне середньоарифметичному показу двох динамометрів, помноженому на кількість ниток поліспасти. При цьому динамометр, включений в ходову нитку, доводиться весь час переустановлювати, оскільки довжина каната, що вибирається, більша відстані від лебідки до рухомого блока поліспасти.

Досліди, проведені в КСМУ-38 показали, що достатньо включити один динамометр тільки в першу нитку. При такому варіанті зусилля витяжки рівне середньоарифметичному від показів динамометра в кінцевий момент вибирання поліспасти і в початковий момент послаблення поліспасти, помноженого на кількість ниток. Похибка при такому методі не перевищує 2—3%, а робота по випробуванню відтяжок значно полегшується.

Після випробування секцій відтяжки скручували у транспортельні бухти діаметром 2,5—3 м й перевозили до міста установки, де розкладали згідно маркування й проекту. Тут же установлювались спеціальні грозорозрядники.

Досвід показав, що при викладеному вище способі виготовлення всі відтяжки одразу підходять по місцю і розміри посадки нижньої втулки на стяжну муфту знаходяться в проектних межах.

МОНТАЖ ЩОГЛ РАДІОРЕЛЕЙНИХ ЛІНІЙ

Опори радіорелейних ліній (РРЛ) звичайно встановлюються на відстані 40—60 км одна від одної, тобто на відстані прямої видимості. Опори виконуються найчастіше щогловими — на відтяжках, а при стиснених територіях — баштовими. Опори бувають трубчастого перерізу і гратчасті. Антени встановлюють як на верхніх площадках опор, так і на проміжних їх відмітках. Для кріплення антен на проміжних відмітках до секцій опор приварюють фасонки, за допомогою яких до ствола на болтах нормальної точності прикріплюються елементи площадок. Площадки можуть бути установлені на будь-якій секції щогли або башти в залежності від радіотехнічних вимог.

Щогли радіорелейних ліній монтують двома способами — перекиданням і нарощуванням.

Монтаж щогл методом перекидання. У 1963—1964 роках трестом Центrostальконструкція змонтовано опори трьох ліній: Суми—Харків, Чернівці—Могилів-Подільський і Київ—Дніпропетровськ—Донецьк.

Опори радіорелейних ліній Суми—Харків і Чернівці—Могилів-Подільський запроектовано щогловими із стволом з труби діаметром 1620 мм. Ствол складається із секцій завдовжки по 4,5 м.

Опори лінії Київ—Дніпропетровськ—Донецьк запроектовано в змішаному варіанті у вигляді башт і щогл. Щогли в плані чотиригранні, з базою 1500 мм, гратчасті, з вертикальною прокладкою хвилеводів. Пояси, розкоси і розпірки ствола запроектовано з кутової сталі. Всередині щогл установлені сходи з виходами на зовнішні площадки. Щогли збираються з секцій завдовжки по 9 м. Максимальна вага секцій до 4 т. Щогли призначені для установки рупорно-параболічних антен (РПА) угорської фірми «Будаокс» і ретрансляційних телевізійних антен. На оголовках щогл встановлюються консольно-поворотні крани вантажопідйомністю 1,5 т, що служать для установки і заміни рупорно-параболічних антен в процесі експлуатації лінії.

Конструкції трубчастих і гратчастих щогл запроектовано ДПІ Проектстальконструкція і виготовлено на Миколаївському заводі металоконструкцій з сталі марки ВСт.Зсп по ГОСТ 380—60*.

Характеристику змонтованих щогл, їх висоту, вагу та кількість ярусів відтяжок наведено в табл. 14.

Щогли розкріплено відтяжками з кутом нахилу до горизонту близько 45° по чотири в плані кожного ярусу. Відтяжки виготовлено з канатів з стальним осердям по ГОСТ 3067—55. Верхнім кінцем відтяжки кріпляться до лацменних вузлів щогли, нижнім — до анкерних тяжів фундаментів через стяжну муфту. Кожна відтяжка оснащена натяжним пристроєм з індикатором для натягання її до проектних зусиль.

Монтували щогли методом перекидання за допомогою «падаючої» стріли після повного складання щогл на землі по ППР розроблених ДПІ Укрпроектстальконструкція.

Таблиця 14

Висота щогли, м	Вага, т	Кількість ярусів відтяжок	Діаметр канатів постійних відтяжок по ярусах	
			I	II
Суми—Харків, переріз трубчастий				
54,0	10	1	33	—
67,5	23	2	27	33
63,0	23	2	27	33
94,6	37,5	2	27	36
Чернівці—Могилів-Подільський, переріз трубчастий				
49,5	19	1	33	—
63,0; 67,5	23	2	27	33
Київ—Дніпропетровськ—Донецьк, переріз чотиригранний				
42,39	21,8	1	33	—
60,39	25	2	23,5	33
82,0	35,3	2	33	36
87,3	36,2	2	33	36
109,89	47,2	3	33	36

Примітка. Для щогли висотою 109,89 м відтяжки III ярусу виконані з канату діаметром 36 мм.

падаючої стріли. Оголовок стріли має два відкриті рівчаки для тросів-тяг підйомних поліспастів. Падаюча стріла мала бокові розчалки, закріплені до якорів, що знаходяться на одній лінії з шарніром обертання щогли.

В залежності від висоти щогл, що монтуються, набирається така відповідна довжина падаючої стріли:

Висота щогл, м	42—54	60—67	82—109
Довжина падаючої стріли, м	20	25	40

Розглянемо монтаж трубчастої опори заввишки 94,5 м.

У проекті проведення робіт було передбачено викладку щогли так, щоб при підйомі вона не зачепила за ріг будівлі (рис. 18).

На залізобетонний фундамент установлювалась металева рама з двох частин, з'єднаних між собою болтами. На одному з рогів рами, а також на металевому рознімному кільці, закріпленому до

Для монтажу гратчастих опор заввишки 82—109 м, вага яких досягає 50 т, потрібний більш складний такелаж. Однак через те, що кількість щогл заввишки 82—109 м на згаданих трьох лініях порівняно невелика, було вирішено не виготовляти спеціального повзучого крана для їх монтажу нарощуванням, а використати в основному такелажну оснастку, застосовану на монтажі решти щогл, меншої висоти з необхідними змінами і монтувати їх методом перекидання.

Для підйому щогл всіх трьох ліній було застосовано одну й ту ж такелажну оснастку. Монтажу стрілу виготовили з п'ятиметрових секцій з фланцевими з'єднаннями. Переріз стріли $0,8 \times 0,8$ м, максимальна висота стріли 40 м, пояси з кутової сталі 100×10 . Нижня секція стріли оснащена шарніром для власного повороту і шарніром для «підстрілка», за допомогою якого провадиться підйом падаючої стріли.

опорної секції щогли, приварювались шарніри. Таким чином, нижня секція кріпилась шарнірно на нерухомій рамі. За допомогою автокрана збирали окремі блоки ствола, що складалися з трьох секцій.

Для складання щогли на торцях її секцій були передбачені фіксатори з отворами для болтів. Спочатку щоглу склали на болтах, а потім підігнали стики і прихватали їх електрозварюванням. Підгонка стиків і усунення депланації провадились за допомогою клинів, виготовлених з кутової сталі. Для забезпечення проварювання в монтажних швах між секціями залишали зазор 4—5 мм. Складений з трьох секцій блок зварювався електродами типу Э-42 зовні і всередині з кантуванням блока в процесі зварювання. Таким чином було зменшено кількість стиків. Перший складений блок зстикувався з опорною секцією, закріпленою шарнірно на рамі. Вся щогла викладалась на риштування, що давало можливість провадити зварювання стиків. У складеній щоглі інструментально перевірялись геометричні розміри ствола.

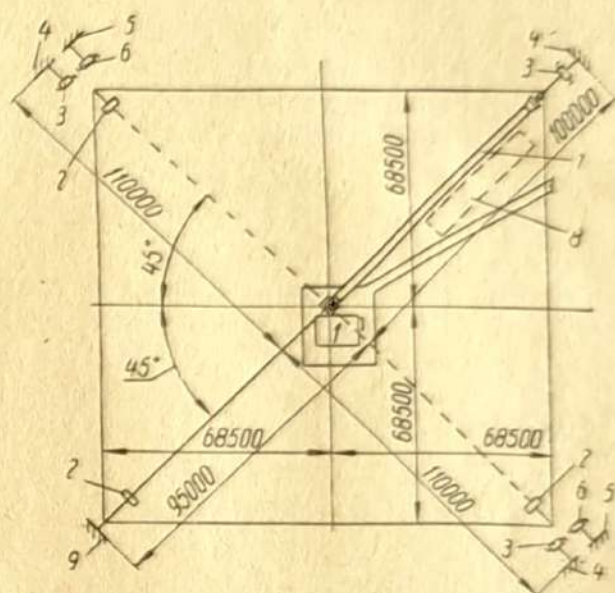


Рис. 18. Будгенплан монтажного майданчика:

1 — будівля; 2 — постійні анкери; 3 — ручна лебідка, $Q = 5$ Т; 4 — якір, $Q = 5$ Т; 5 — якір, $Q = 3$ Т; 6 — ручна лебідка, $Q = 3$ Т; 7 — опора заввишки 94,5 м; 8 — склад металоконструкцій; 9 — якір, $Q = 50$ Т.

До лацменних вузлів секцій щогли кріпились постійні відтяжки, до їх вільних кінців на стисках — троси, прикріплені другим кінцем до анкерних тяжів. Постійні відтяжки використовувались при підйомі щогли як монтажні, що дозволило скоротити число допоміжних тросів і якорів для тимчасових відтяжок. Завдяки такому прийому (раціоналізаторська пропозиція ст. виконроба СУ-38 О. М. Соломенка) вдалося значно скоротити трудові затрати.

Під час складання (до підйому) на щоглі були встановлені турнікетна антена і площадки для параболічних антен. На складену щоглу шарнірно закріпили падаючу стрілу, опорну секцію якої підсилили поздовжніми ребрами жорсткості. Через оголовок стріли перекинули троси-тяги підйомного поліспасти і закріпили їх у трьох рівнях щогли — на відмітках 33; 63 і 93 м. Для рівномірного розподілу зусиль у крайніх тягах троси пропустили через зрівняльний блок. Середню тягу оснастили фаркопфом для натягування. Після попереднього натягання двох крайніх тяг їх закріпили спеціальними стискачами до падаючої стріли. На постійну

відтяжку щогли наділи гальмовий розбірний блок, який при підйомі зв'язали тросом з гальмовим трактором.

Для підйому падаючої стріли використали якір робочого поліспаста підйому щогли. Падаючу стрілу підіймали за допомогою підстрілка й трактора.

Після перевірки всіх вузлів кріплення щоглу підняли приблизно на кут 3° , перевірили надійність системи стропування і відрегулювали прогин ствола натяганням середньої тяги. Після цього щоглу опустили і приступили до остаточного підйому.

Підйом відбувався без зупинок, плавно з постійною швидкістю ≈ 20 м/хв. У кінці підйому, коли кут нахилу до горизонту становив приблизно 85° , для попередження довільного руху щогли під дією ваги падаючої стріли включили гальмування.

Аналогічно змонтували щогли на трьох станціях лінії Суми—Харків і три щогли лінії Чернівці—Могилів-Подільський. Всі опори змонтувала одна бригада з 10—12 робітників за три з половиною місяці.

Становить інтерес монтаж щогли заввишки 109 м радіорелейної лінії Київ—Дніпропетровськ. Чотиригранна гратчаста щогла з розмірами у плані 1500×1500 мм складалася з дев'ятиметрових секцій з монтажними з'єднаннями на болтах М36.

На верхній круговій площадці перед підйомом був установлений трубчастий кран-укосина. Таким чином, висота всієї споруди склала 120 м. Перед монтажем були встановлені також площадки для рупорно-параболічних антен. Загальна вага щогли з технологічним обладнанням перевищила 50 т.

Підйом щогли здійснили методом повороту навколо шарніра за допомогою сорокаметрової падаючої стріли. На фундамент наділи раму шарнірного пристрою щогли. Нижню секцію її вставили у розбірний прямокутний кожух шарнірного пристрою і закріпили болтами. Для зменшення величини зсувних зусиль на фундамент раму закріпили тросом до постійного відтяжкового анкера, розташованого у напрямі, протилежному підйому.

Технічні умови на підйом щогл (СНП III-B.5—62) передбачають установку шарнірної кульової опори після закінчення монтажу щогли. Для цього щогла вижимасться на 100—120 мм двома гідродомкратами вантажопідйомністю 50—100 т. При монтажі щогл вказаних радіорелейних ліній від цих умов відступили. Шарніри рами після відповідного розрахунку замінили таким чином, що щоглу при підйомі зразу можна було посадити на опору. Для цього нижню частину шарнірної опори вільно встановили на фундамент, а верхню — прихватили електрозварюванням до низу опорної секції. Потім нижню секцію щогли, установлену в кожусі і закріплену в шарнірі рами, підняли краном у проектне положення і перевірили правильність установки опори. При такому варіанті відпадає складна операція по підйому всієї щогли гідродомкратами для установки кульової опори. Слід відмітити,

що цей метод не застосовують для радіощогл, в яких проектом передбачені фарфорові опорні ізолятори.

Дальше складання щогли провадилося автокраном. Викладка щогли перед монтажем «на ребро» дала можливість використати для підйому постійні анкери і відтяжки. Необхідність улаштування тимчасових якорів і розчалок при цьому варіанті відпадає.

Падаючу стрілу виклали на складену щоглу, а шарнір її установили на нижню секцію щогли. Для того, щоб падаюча стріла

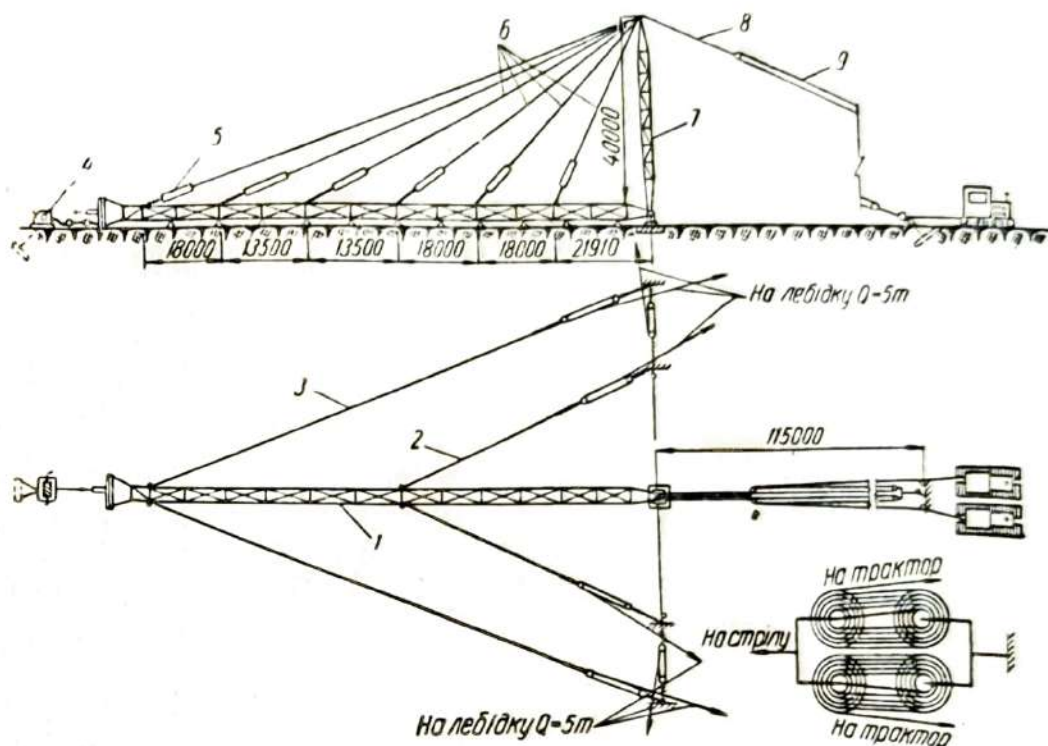


Рис. 19. Схема монтажу щогли заввишки 109 м:

1 — щогла заввишки 109 м; 2—3 — постійні відтяжки; 4 — лебідка, $Q = 5$ Т; 5 — натяжні пристрої; 6 — тяги; 7 — падаюча стріла заввишки 40 м; 8 — тяга з троса діаметром 45 мм; 9 — вантажний поліспаст з троса діаметром 22 мм, завдовжки 840 м.

не вийшла з площини при підйомі, її розчалили по боках через поліспасти на лебідки. Як розчалки і тут використали постійні відтяжки. Піднімали падаючу стрілу методом перекидання за допомогою трактора через підстрілок.

До оголовка падаючої стріли закріпили шість тяг з каната діаметром 36 мм. Кінці тяг кріпились до щогли, що монтується, на відстані 22; 40; 58; 72; 85 і 102 м від осі шарніра. Для рівномірного натягу кожної тяги до них присєднали стяжні муфти з натяжними пристроями, що застосовуються для натягування постійних відтяжок. Схему монтажу щогли наведено на рис. 19.

Для запобігання відхиленню щогли з площини підйому з кожного боку на двох бокових постійних відтяжках установили поліспасти, збіжні нитки яких ішли на ручні лебідки. Для гальмування щогли при куті підйому, близькому до 80° , на дві задні (по

ходу підйому) постійні відтяжки наділи два блоки, закріплені через поліспасти до ручних лебідок.

Піднімали щоглу двома вантажними поліспастами з канатів діаметром 22 мм, запасованих у п'ятирольні 50-тонні блоки. Блоки попарно установили в траверси для рівномірної передачі зусиль у поліспастах. Верхню траверсу закріпили до падаючої стрілки чотирма нитками каната діаметром 42 мм, а нижню — до

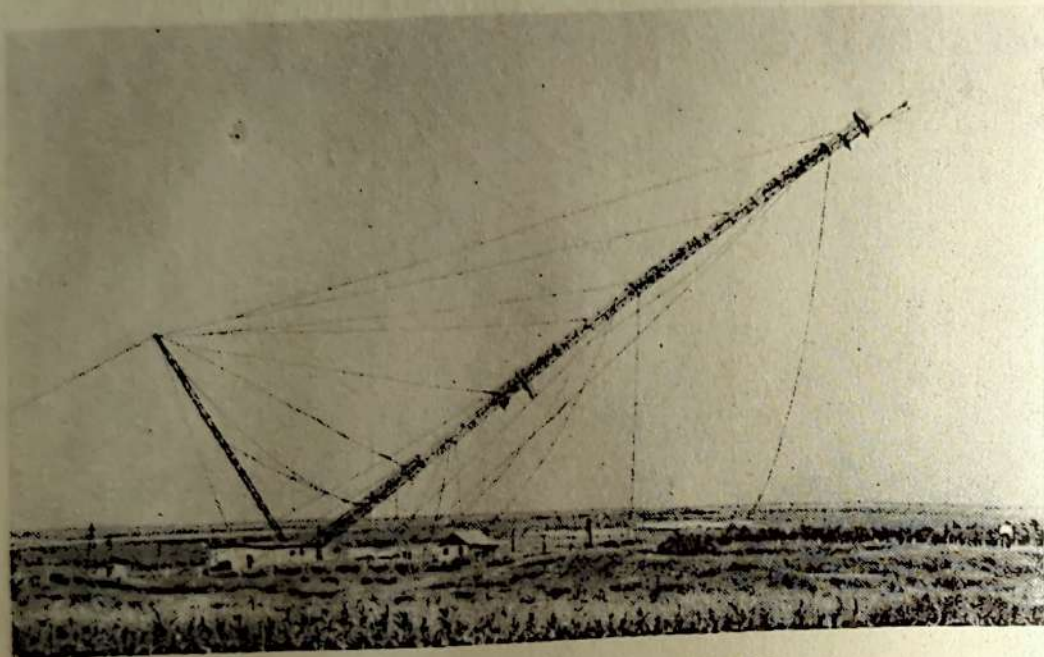


Рис. 20. Підйом щогли заввишки 109,85 м.

70-тонного залізобетонного якоря, розташованого на відстані 115 м від фундаменту щогли.

Перед підйомом щоглу, складену на прорівельованих підкладках, підняли на 150—200 мм. Після витримки її у такому положенні протягом 20 хв заміряли відстань між нижнім поясом і прокладками у точках кріплення тяг до щогли. Виявлені прогини щогли в межах 70—320 мм усунули за допомогою натяжних пристроїв, установлених на тягах. При повторному перевірному підйомі прогин щогли не перевищував 10 мм.

Підйом провадився двома тракторами С-100, до кожного з яких закріпили збіжний кінець поліспасти. Трактори рухались паралельно один одному з однакою швидкістю. За 20 хв щогла була піднята на 80° до горизонту. У цей час кут між тягами і лінією поліспастів став більше 180° , і падаюча стріла почала сприймати зусилля розтягу. Тому доводили щоглу до проектного положення через поліспасти, закріплені до двох постійних відтяжок з боку підйому. В той же час були включені в роботу гальмові поліспасти.

На доводку і установку щогли на фундамент потрібно було 15 хв. Ці операції провадилися зразу ж після зупинки трактора. На рис. 20 показано момент підйому щогли заввишки 109,85 м.

Монтаж щогли провадився бригадою з 10 чоловік. На монтаж і фарбування з усіма транспортно-складськими і ліквідаційними роботами було затрачено 2980 людино-годин проти 4160 людино-годин, необхідних у відповідності з ЕНПР для монтажу таких щогл методом нарощування.

Для підйому щогли заввишки 109,85 м потрібні були такі механізми і такелажна оснастка (крім такелажу і устаткування стенду виготовлення відтяжок):

Автокран К-51	1	Стяжна муфта, $Q=32,5$ т	6
Трактор С-100	2	Шарнір	1
Падаюча стріла $L=40$ м, вага 12 т	1	Основа	1
Підстрілок $L=11$ м, вага 0,7 т	1	Блок п'ятирольний, $Q=40$ т	4
Траверса, $Q=130$ т	2	» трьохрольний, $Q=25$ т	4
Якір, $Q=70$ т	1	» однорольний, $Q=10$ т	10
» $Q=5$ т	11	Трос діаметром 22—42 мм, м	4000
Електролебідка, $Q=5$ т	4		
Ручна лебідка, $Q=5$ т	8		

При підйомі щогл мали місце випадки, коли опусканню падаючої стріли заважав риг раніше спорудженої технічної будівлі. Коли падаюча стріла доходила до покрівлі будівлі (щоглу в цей час було піднято на кут $60-70^\circ$ до горизонту), через спеціальний блок вона підтягувалась до щогли, а підйом провадився безпосередньо за тягові троси через поліспасти, обминаючи падаючу стрілу. В цих випадках тяги підйомного поліспасти не кріпились перед монтажем до падаючої стріли, а вільно перекидались через ривчаки оголовка.

Монтаж щогл способом нарощування. Проектним інститутом Промстальконструкція розроблено типовий проект проведення робіт по монтажу гратчастих металевих щогл заввишки від 42 до 118,4 м, перерізом $2,4 \times 2,4$ і $1,5 \times 1,5$ м, з кутової сталі.

ППР передбачає монтаж щогл поелементно методом нарощування за допомогою повзучого крана ПК-5/4. Монтажні стики гратчастих щогл розташовані через 9 м по висоті (в трубчастих щоглах стики розташовані через 4,5 м). При монтажі це зменшує в два рази кількість підйомів секцій, а також роботи по перестановці та закріпленню повзучого крана.

Замість зварного монтажного стика, що застосовується у трубчастих щоглах, стик в поясах гратчастих щогл виконаний на фланцях, що значно здешевлює й прискорює монтаж. Скорочення строків монтажу в результаті застосування фланцевих з'єднань складає 30%, а загальне скорочення строків в порівнянні з установкою трубчастої щогли — 60%.

У порівнянні з гратчастими щоглами, що мають елементи з катаних труб, щогли виготовлені з кутової сталі, дозволяють зекономити дефіцитні труби.

Продуктивність праці монтажників при установці гратчастих щогл збільшується в 1,67 раза, а вартість їх виготовлення і монтажу (по проекту) складає 419 крб. за тонну, що в 1,31 раза менше вартості трубчастих щогл.

Монтаж щогл радіорелейних ліній методом нарощування провадиться у такій послідовності. Монтується повзучий кран ПК-5/4. За допомогою цього крана, встановленого на землі, монтуються перші дві секції щогли, після цього повзучий кран встановлюють в робоче положення на щоглі. Далі за допомогою повзучого крана монтується решта секцій, площадок і відтяжок щогли у певній послідовності, передбаченій ППР.

Повзучий кран ПК-5/4, розроблений проектним інститутом Промстальконструкція, призначений для монтажу опор радіорелейних ліній перерізом $2,4 \times 2,4$ і $1,5 \times 1,5$ м, для чого кран обладнаний змінними опорними і балансирними балками та розпірками обойми. При монтажі щогл перерізом $2,4 \times 2,4$ м максимальна вантажопідйомність крана дорівнює 5 т, а при монтажі щогл перерізом $1,5 \times 1,5$ вантажопідйомність зменшується до 4 т.

Конструкція та принципова схема роботи крана аналогічні конструкції та схемі описаних далі кранів ПКТ-8 і ПКР-2,5. Кран має таку технічну характеристику:

Швидкість підйому вантажу, м/хв	17
Вантажопідйомність, т:	
максимальна	5/4
мінімальна	2
Виліт стріли, м:	
максимальний	5,5
мінімальний	1,5
Лебідка для підйому вантажу:	
тягове зусилля, т	3,0
швидкість руху каната, м/хв	35
потрібна канатоємність, м	370

Ствол крана заввишки 22 м, пояси виготовлено з гарячекатаної кутової сталі 140×12 . Переріз ствола в плані $0,6 \times 0,6$ м, обойми $0,7 \times 0,7$ м. Стрілу завдовжки 5 м виготовлено із швелерів № 12.

Становить інтерес монтаж повзучого крана ПК-5/4 (рис. 21). Перед монтажем кран повністю складається й оснащується на шпальних клітках, перевіряється правильність складання крана і вільність переміщення обойми по стволу крана. Низ крана закріплюється у спеціальному поворотному шарнірі, прикріпленому до 10-тонного якоря. На відстані 10 м від низу крана монтується допоміжна щогла заввишки 13 м, оснащена підйомним поліспастом вантажопідйомністю 10 т. До оголовка крана закріплюються канати чотирьох розчалок, два з яких, спрямовані в бік, протилежний підйому, ідуть на ручні лебідки і служать при підйомі гальмовими розчалками. За допомогою 5-тонної лебідки кран піднімається методом повороту навколо шарніра. По закінченні підйому

кран приводиться у робочий стан і блоки підйомного поліспасти встановлюються на своє місце як відповідні біля основи щогли.

Стоячи на землі, кран монтує дві перші секції щогли. Потім його встановлюють у робоче положення, тепер уже на змонтовані ним же секції щогли. Для цього обойму крана закріплюють на другій секції щогли, а потім піднімають ствол крана і закріплюють

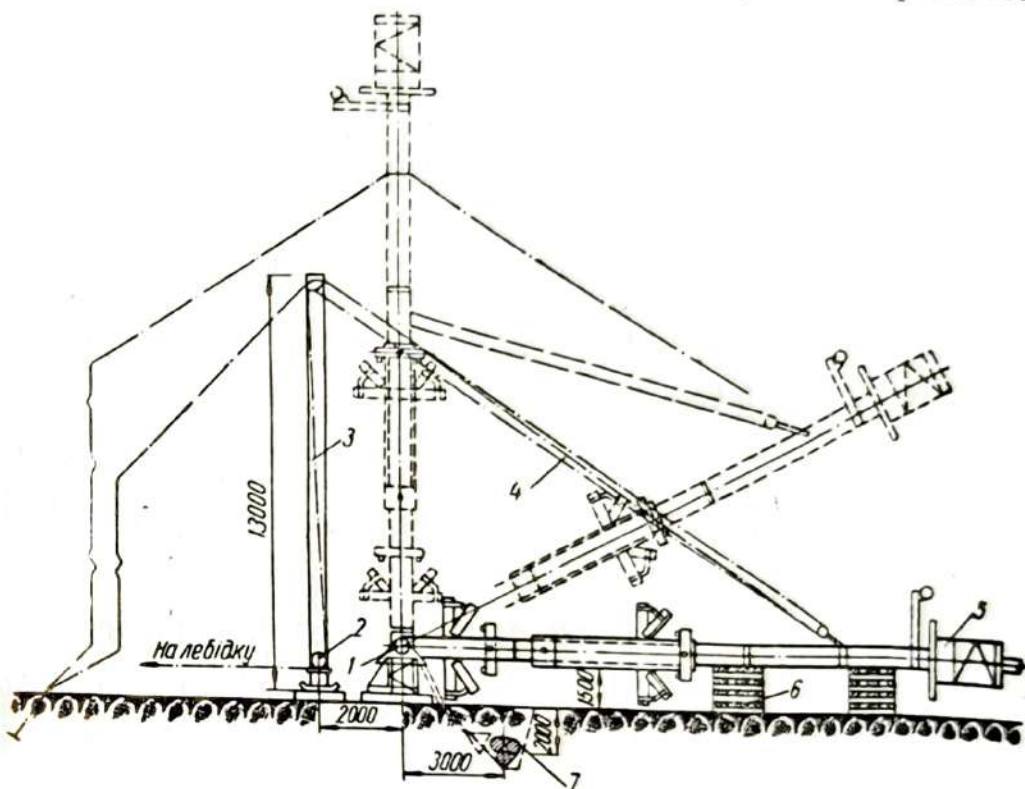


Рис. 21. Монтаж повзучого крана ПК-5/4:

1 — поворотний шарнір; 2 — відповідний блок; 3 — допоміжна щогла; 4 — підйомний поліспаст, $Q = 10$ Т; 5 — кран ПК-5/4; 6 — шпальна кліть; 7 — якор, $Q = 10$ Т.

його на опорних столиках опорної секції. Поворотний шарнір після цього прибирають.

Наступні секції щогли монтуються повзучим краном з пересуванням його на нову стоянку після монтажу кожної секції. В ході монтажу секцій установлюються тимчасові розчалки для зменшення довжини вільної консолі щогли. Після установки відповідного ярусу постійних відтяжок тимчасові розчалки, розташовані нижче, знімаються (крім розчалок опорної секції).

Постійні відтяжки і тимчасові розчалки при установці кріплять до анкерів і натягують поліспастами та стяжними пристроями. Постійні відтяжки натягуються на зусилля, передбачені проектом, а тимчасові розчалки — на зусилля в 3 т, — при цьому ведеться інструментальна перевірка прямолінійності та вертикальності ствола щогли, що монтується.

Тим же краном ПК-5/4 після закінчення монтажу ствола встановлюються в проектне положення площадки, монтується частина

«стажерки», розташована з протилежного боку стоянки повзучого та стаціонарного кранів. Решта стажерки та рупорно-параболічні антени встановлюються в проектне положення стаціонарним краном після демонтажу крана ПК-5/4.

На час зведення щогла оснащується пересувним сигнальним освітленням.

Потрібні для монтажу нарощуванням гратчастих опор РРЛ устаткування і такелажну оснастку наведено в табл. 15.

Таблиця 15

Вид такелажної оснастки і устаткування	Призначення такелажу і устаткування	Одиниця виміру	Кількість
--	-------------------------------------	----------------	-----------

Для крана ПК-5/4

Електролебідка, $Q = 5 \text{ т}$	Для підйому крана	шт.	1
Те саме	Те саме	"	2
Ручна лебідка, $Q = 1,5 \text{ т}$	Для повороту крана	"	2
Трос діаметром 17,5 мм	Для підйому вантажу	м	460
Те саме	Для стрілового поліспада	"	200
"	Для підйому крана	"	200
Трос діаметром 13,5 "	Для повороту стріли	"	365

Інше устаткування і такелаж

Поворотний шарнір	Для монтажу крана ПК-5/4	шт.	1
Щогла, $H = 13 \text{ м}$	Те саме	"	1
Блок дворольний, $Q = 10 \text{ т}$	Біля основи щогли для збіжних тросів крана	"	1
Те саме, $Q = 3 \text{ т}$	—	"	1
" однорольний, $Q = 10 \text{ т}$	—	"	1
Ручна лебідка, $Q = 3 \text{ т}$	Для натягання	"	4
Блок однорольний, $Q = 5 \text{ т}$	Для постійних відтяжок і тимчасових розчалок	"	4
Клиновий затискач для троса діаметром 22 мм	—	"	4
Фаркопф, $Q = 10 \text{ т}$	—	"	4
Трос діаметром 22 мм	Для тимчасових розчалок щогли	м	1500
Трос діаметром 17,5 мм	Для поліспада натягу постійних відтяжок і тимчасових розчалок	м	600
Монтажні драбини	—	шт.	6
Перехідні щитки	—	"	6

Примітка. У відомість основного монтажного устаткування і такелажу не включено устаткування і такелаж стану виготовлення відтяжок.

Співставлення досвіду монтажу трубчастих і гратчастих опор РРЛ методом перекидання і нарощування за допомогою повзучого крана дозволяє визначити переваги і недоліки методу перекидання. До переваг можна віднести:

зручність і безпечність роботи при складанні на землі без риштування;

все монтажне зварювання (для трубчастих щогл) провадиться на землі, що скорочує строки зварювальних робіт, забезпечує високу якість з'єднань і доступність контролю швів;

забезпечується широкий фронт робіт на декількох станціях по всіх операціях: складання і зварювання опори, установка якорів і такелажної оснастки;

не потрібне застосування монтажного повзучого крана;

відпадає складна робота по піддомкращуванню щогли та заміні тимчасової опори на постійну кульову опору.

Недоліки методу такі:

складність і велика вантажопідйомність такелажу для високих щогл, що вимагає великих затрат матеріальних ресурсів і часу;

необхідність улаштування потужних якорів;

потреба у більшій площі для складання опори та установки такелажної оснастки;

необхідність виготовлення складного монтажного шарніра.

У зв'язку з тим, що в початковий момент перекидання фундаменти під опори повинні прийняти велике горизонтальне навантаження, потрібні спеціальні розвантажувальні пристрої і додаткове розв'язування фундаменту.

Таким чином, монтаж трубчастих і гратчастих щогл у складеному вигляді методом перекидання доцільний для щогл заввишки до 60—65 м. При цьому кількість такелажного устаткування менша, ніж при монтажі щогл методом нарощування. Трудомісткість монтажних робіт значно нижча, ніж при монтажі окремими елементами при методі нарощування.

МОНТАЖ РАДІОЩОГЛИ ЗАВВИШКИ 257 м

У 1964 р. для нового Харківського радіоцентра, споруджуваного в м. Таранівці Київським СМУ-38 треста Центроствальконструкція, було змонтовано щоглу-антену. Виконана за проектом, розробленим ДЗПІ Міністерства зв'язку СРСР і виготовлена Миколаївським заводом металоконструкцій, стальна щогла заввишки 257 м розкріплена відтяжками у чотирьох ярусах. У кожному ярусі встановили по три відтяжки, розташовані в плані під кутом 120° . У вертикальній площині їх установили під кутом 45° і закріпили одним кінцем до конструкцій щогли, для чого на стволі її передбачили спеціальні лацменні фасонки, а другим — до металевих анкерів, закладених у залізобетонні анкерні фундаменти. У відтяжки, запроектовані і виконані з сталюого оцинкованого каната діаметром 27 мм (ГОСТ 3067—55), для того, щоб вони служили й антенами, «врізали» ізолятори типу ІО-20, ІІО-20 і ІІІО-20.

Ствол щогли — тригранну гратчасту призму з стороною трикутника в плані 1350 мм — виготовили з гарячекатаних труб і

круглої сталі. Для поясів ствола застосували труби діаметром 168 мм з стінкою 10 мм, прокатані з сталі марки Ст. 20 по ГОСТ 8732—58 **, для розпірок — труби діаметром 57 мм з стінкою 6 мм з сталі марки Ст. 4 по ГОСТ 380—60*, а розкоси виготовили з круглої сталі діаметром 28 мм марки ВСт. 3 по ГОСТ 380—60*.

Весь ствол розчленили на просторові секції завдовжки по 7,5 м, які зварювали на заводі і потім на монтажному майданчику складали методом наросування на болтах МЗО. Монтажні з'єднання виконали на фланцях, які приварювались до торців секцій на заводі. Фланці виготовили з сталі марки ВСт. 3 по ГОСТ 380—60*.

Ствол щогли, який відіграє роль антени, спирається на центральний фундамент через фарфоровий ізолятор типу ОЭ-1000. На верхній уступ бетонного центрального фундаменту після досягнення ним проектної міцності поклали сталю 30-міліметрову плиту на цементному розчині М 300 і закріпили її анкерними болтами. Плиту встановлювали по нівеліру; для забезпечення рівномірної передачі навантаження від ствола щогли через ізолятор на фундамент вдавлювали плиту у розчин. Слід відмітити, що такий спосіб установки плити виключає можливість утворення пустот у цементній підливці, які мають місце при установці плити з наступним підливанням її розчином. Опорна частина ізолятора приварювалась до опорної плити після того, як ізолятор установили в проектне положення.

Описана щогла-антена має таку техніко-економічну характеристику:

Загальна вага щогли, т	71,0
У тому числі, т:	
металоконструкцій	70,0
металевих виробів	1,0
Кількість секцій, шт.	34
У тому числі:	
відтяжкових	4
проміжних	29
опорних	1
Довжина секцій, м	7,5
Діаметр постійних відтяжок, мм	27
Кількість болтів в одному фланці, шт.	6
Кількість ярусів відтяжок, шт.	4
Кількість відтяжок одного ярусу в плані, шт.	3
Загальна кількість ізоляторів, шт.	72

Монтаж щогли-антени було виконано методом наросування по проекту проведення робіт, розробленому ДПІ Укрпроектстальконструкція. Як основний монтажний механізм використали повзучий самопідйомний кран ПКР-2,5, креслення якого розробив інститут Промстальконструкція. Правда, креслення довелося дещо переробити, оскільки перерізи елементів крана було запроектовано із профілів старого сортаменту, а виліт стріли виявився недостатнім. Замінили перерізи старого сортаменту новими, збільшили довжину стріли з 1350 до 1550 мм.

Кран ПКР-2,5 має таку технічну характеристику:

Вантажопідйомність, <i>T</i>	2,5
Число робочих питок у вантажному полі- спасті, шт.	2
Швидкість підйому вантажу, <i>м/хв</i>	4,9
Загальна вага крана без лебідок і кана- та, <i>кг</i>	3069
Лебідка для підйому вантажу ПЛ-5-50:	
тягове зусилля, <i>кг</i>	3000
швидкість руху каната (середня), <i>м/хв</i>	40
канатомісткість <i>м</i>	700
потужність електродвигуна, <i>квт</i>	22
Тягове зусилля (привод ручний) лебідки для повороту, <i>кг</i>	400
Те саме, для підйому, <i>кг</i>	3000

Кран ПКР-2,5 (рис. 22) має рухому гратчасту обойму квад-
ратного перерізу 4700×4700 мм завдовжки 2,5 м з опорними
ригелями у двох рівнях. Опорні ригелі служать для кріплення
обойми до ствола щогли. В середині обойми вільно переміщується
гратчастий ствол крана перерізом 400×400 мм, довжина якого
19,0 м. Ствол завершується оголовком. Низ ствола оснащено опор-
ним ригелем, що служить для передачі вертикальних навантажень
від крана на щоглу.

Кінці опорних ригелів оснащено поворотними хомутами-за-
хватами, за допомогою яких обойма та ствол крана закріплюються
до конструкції щогли, яка монтується. Поворотні захвати можуть
вільно обертатись навколо вертикальної осі і, якщо їх відкинути,
не перешкоджають переміщенню ствола та обойми вздовж щогли
по вертикалі. Коли захвати закріплено до конструкції щогли,
вони передають горизонтальні та вертикальні навантаження від
крана на щоглу. Для того, щоб захвати не ковзали, від крана до
них в місцях кріплення захватів приварили опорні столики. Захва-
ти нижнього опорного ригеля обойми призначено для передачі на
щоглу тільки горизонтальних реакцій.

На оголовку ствола крана вільно обертається повноповоротна
укосина з вильотом стріли 1550 мм. Укосина має вертикальну і
горизонтальну опори на верху ствола і горизонтальну опору на
рівні кріплення стріли і поворотного круга.

Вантажний поліспаст крана обслуговується електролебідкою,
що знаходиться по землі, тому збіжна нитка каната вантажного
поліспаста через відповідний ролик, закріплений на верху ствола
крана, спрямована по його осі вниз на землю. Нерухомий блок
вантажного поліспаста (верхній) закріплено в оголовку ствола
крана.

Стріла крана повертається з допомогою поворотного круга,
прикріпленого до низу стояка укосини. При цьому повертається
тільки верхня укосина, а не весь ствол крана. Три витки каната
на поворотному крузі забезпечують поворот укосини на 360° .

Обидва кінці каната поворотного круга через відповідні ролики, закріплені на консолі, прикріпленій до неповоротної частини крана, спускаються вниз на дві ручні лебідки вантажопідйомністю 0,4 т, установлені на площадці обслуговування крана.

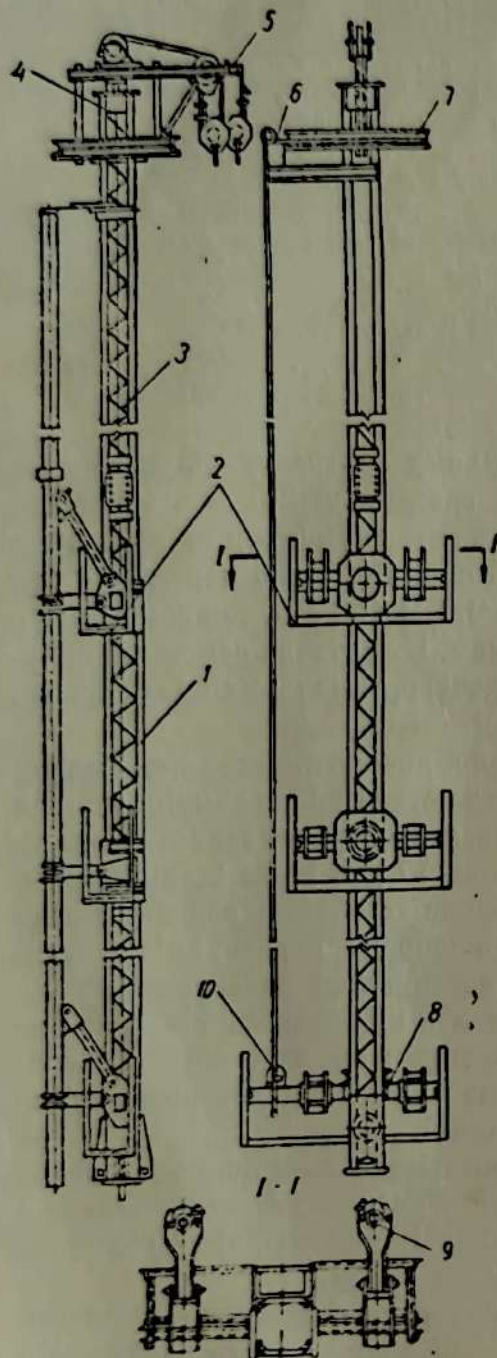


Рис. 22. Повзучий кран ПКР-2,5:

1 — обойма; 2 — опорні ригелі; 3 — ствол; 4 — оголовок; 5 — укосина; 6 — відповідні ролики; 7 — поворотний круг; 8 — ригель; 9 — захвати; 10 — ручні лебідки.

обойму до щогли, відкидаються і обойма піднімається по стволу крана як по напрямній до рівня наступної стоянки, де

Для нормальної роботи крана ПКР-2,5 при монтажі щогли-антени заввишки 257 м була потрібна така кількість канатів (діаметр 17,5, для повороту — 11,5 мм, розривне зусилля 170 кг/мм²), м:

Вантажний	810
Для підйому крана	320
Для повороту	50
Для монтажу крана *	810

У процесі роботи кран закріплюється до поясів радіощогли у трьох рівнях: двома опорними ригелями обойми і нижнім опорним ригелем ствола. Обойма служить для закріплення крана в робочому положенні і для переміщення ствола крана на наступну стоянку. До низу обойми та ствола крана приварено коробки з роликами, зв'язаними поліспастом. Поліспаст, що зв'язує ролики, служить для переміщення ствола крана.

Переміщення крана на наступну стоянку провадиться у послідовності, наведеній на рис. 23.

Після монтажу чергової секції ствол крана відкидними захватами закріплюється за верх змонтованої конструкції. До обойми кріпиться строп, що йде на гак вантажного поліспаста. Після натягування стропа захвати, що прикріплюють

* Для демонтажу крана використано канат вантажного поліспаста.

фіксується штирем на стволі крана. Після закріплення захватів обійми на новій стоянці натягають поліспаст підйому ствола крана, звільняють захвати, що прикріплюють ствол крана, і ствол піднімається до рівня наступної стоянки, де знов прикріплюється захватами до поясів радіощогли. Кран оснащено легкими площадками обслуговування із захисними засобами, розташованими наверху і внизу обійми та на рівні низу ствола.

Будгенпланом (рис. 24) передбачено спорудження семи тимчасових якорів. Три якори *A* на зусилля 3 т для розкріплення розчалками опорної секції щогли; три якори *B* на зусилля 7,5 т для кріплення тимчасових розчалок під час монтажу і один якор *C* на зусилля 5 т для кріплення електролебідки вантажного поліспаста. До останнього якоря закріпили також лебідку підйому крана і лебідку для натягування відтяжок та тимчасових розчалок, оскільки ці лебідки одночасно не працюють. Відвідні блоки для поліспастів натягування постійних відтяжок і тимчасових розчалок кріпились до центрального фундаменту.

Монтаж щогли почали з підйому двох нижніх секцій, які склали на землі і встановили на тимчасову опору краном МКА-10М. Потім низ щогли і другу її секцію за допомогою канатів з фаркопфами закріпили до якорів *A*, запобігши цим можливості горизонтального зміщення щогли у процесі дальшого монтажу.

Після цього на встановлені секції краном МКА-10М навісили повзучий кран ПКР-2,5, закріпили його на щоглі і випробували на статичне та динамічне навантаження, перевірили переміщення обійми вздовж ствола крана та оглянули його механічні деталі. Результати випробувань та огляду механічних деталей зафіксували актом. Дальший монтаж секцій щогли провадився повзучим краном (рис. 25).

Перед підйомом секції фарбували і транспортували до центрального фундаменту щогли. Тут же провадили заливку фланців гарячим бітумом. Секцію, що піднімалася, придержували відтяж-

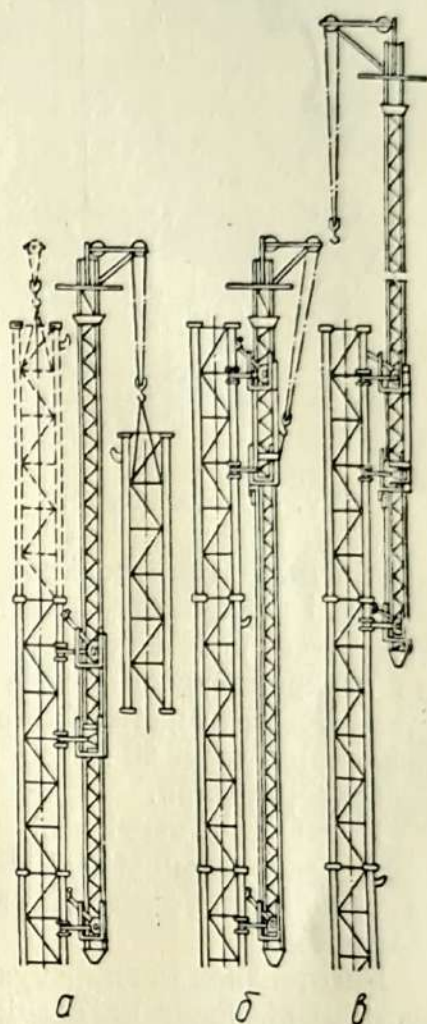


Рис. 23. Схеми переміщення крана ПКР-2,5:

a — підйом секції; *б* — підйом обійми; *в* — підйом ствола.

ками від розгойдування і стежили за тим, щоб вона не зачіпала змонтовану частину щогли і кран.

Для зменшення вільної довжини консолі щогли, під час монтажу встановлювали тимчасові розчалки, які кріпили до якорів В. Ці розчалки, як і постійні відтяжки, піднімали краном ПКР-2,5 кожен окремо.

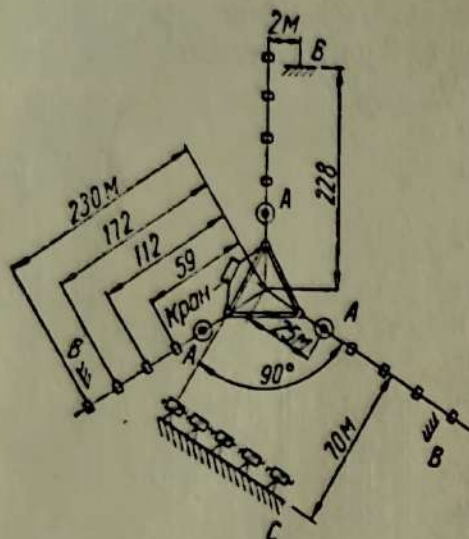


Рис. 24. Будгенплан.

вантів нижчі тимчасові розчалки, крім розчалок опорної секції, знімалися і використовувались для дальшого монтажу. Натягування тимчасових розчалок на зусилля 3 т контролювалось динамометрами. Всього на щоглі було встановлено по черзі 10 ярусів тимчасових розчалок.

Провадився постійний контроль вертикальності осі щогли за допомогою двох гірничих теодолітів.

Виготовляли та випробували постійні відтяжки на спеціальному стенді, розташованому в безпосередній близькості від щогли. При цьому враховувались дані геодезичних промірів фактичного розташування металевих тяг анкерних фундаментів і відхилення при виготовленні проміжних ланок відтяжок, а необхідні корективи вносили при виготовленні останньої ланки відтяжки.

Зібрані на проектну довжину відтяжки одночасно з ізоляторами і стяжними муфтами

Постійні відтяжки перед підйомом викладали біля фундаменту щогли, монтували одразу ж після установки відтяжкових секцій і натягували на 90% проектного зусилля за допомогою натяжних пристроїв. Тимчасові розчалки встановлювались так, щоб максимальна довжина вільної консолі не перевищувала довжини трьох секцій. Після установки і натягування чергового ярусу постійних

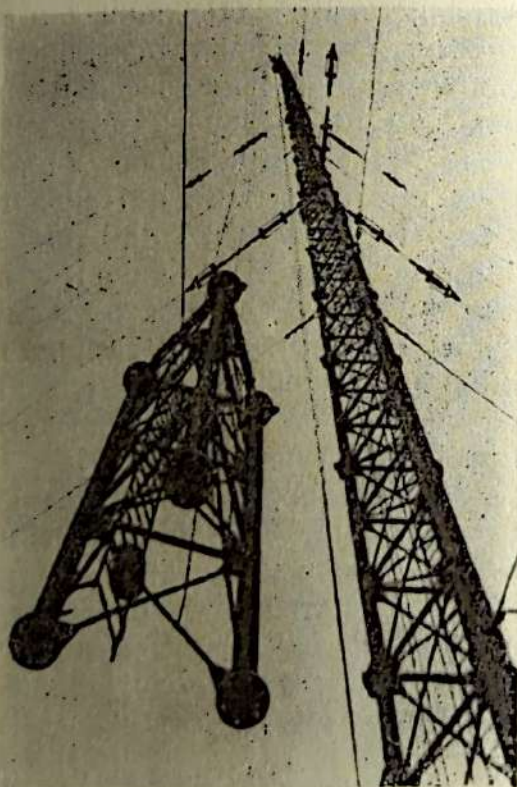


Рис. 25. Монтаж секції щогли заввишки 257 м.

винробовувались на стенді на зусилля, рівне 1,25 розрахункового.

Після закінчення монтажу щогли кран демонтували. В першу чергу розпасували та опустили канати повороту і підйому крана, а вантажний канат після розпасовки використали для опускання крана. Перед демонтажем обойму крана опустили в крайнє нижнє положення, а укосину й хомути кріплення повернули у зовнішній бік і ув'язали канатом до ствола крана. Потім повзучий кран цілком демонтували за допомогою двониткового поліспасти, ув'язаного до ствола щогли на висоті 257 м. При опусканні кран відтягувався від щогли двома ручними відтяжками.

Щоглу встановили на фарфоровий ізолятор за допомогою двох гідродомкратів ДГ-200, підключених до однієї насосної станції. Для цього на нижній секції щогли закріпили знімні консолі, в які упирали домкрати. Основою для домкратів служила шпальна клітка. Щоглу за допомогою домкратів підняли на $50 \div 70$ мм, видалили тимчасову опору і на її місце насунули фарфоровий ізолятор. Після цього в безвітряну погоду за допомогою спеціальних натяжних пристроїв з індикаторами постійні відтяжки натягнули на проектне зусилля.

Весь монтаж щогли антени заввишки 257 м виконала бригада з вісьмох монтажників. У складі бригади був один моторист, який обслуговував електролебідки. Три монтажники підготовляли чергову секцію до підйому, заливали фланці, вели строповку і придержували секцію відтяжкою при її підйомі. На висоті, безпосередньо на щоглі, знаходилось два-три монтажники-верхолази, які наводили підняту секцію, закріплювали її болтами і пересували та закріплювали повзучий кран. Бригадир керував усіма монтажними і такелажними операціями і подавав відповідні сигнали верхолазам та мотористу. Між верхолазами і бригадиром було встановлено двосторонній радіозв'язок. Всі роботи по монтажу щогли було виконано за 4 місяці.

МОНТАЖ ТЕЛЕВІЗІЙНОЇ ЩОГЛИ ЗАВВИШКИ 353 м

У 1962 році Київським спеціалізованим монтажним управлінням № 21 тресту Центроствальконструкція змонтовано у Вінниці металеву суцільнозварну телевізійну опору заввишки 353,4 м. Крім призми-антени УКВЧМ і турнікетної телевізійної антени, на опорі встановлено апаратуру проміжної станції радіорелейної лінії Москва—Кишинів. Проект телевізійної опори розроблено ДПІ Проектствальконструкція.

Телевізійна опора являє собою щоглу, розкріплену чотирма ярусами відтяжок. До відмітки 309 м ствол щогли запроектовано і виконано із зварної труби діаметром 2500 мм, на яку спирається призматична гратчаста телевізійна антена завдовжки 30 м, перерізом $1,7 \times 1,7$ м. На відмітці 339 м на призматичну встановлено турнікетну антену з 32 вібраторами.

Основні техніко-економічні показники щогли такі:

Загальна вага опори, т	445	Довжина секцій, м:	
У тому числі:		опорної	7,5
металоконструкцій		проміжних	6,0
ствола	284,4	Вага секції, т:	
площадок	22,6	максимальна	8,5
рей	30,3	мінімальна	4
канатів відтяжок	56,8	Кількість ярусів відтя-	
механічних деталей	7,9	жок, шт.	4
закладних частин фун-		Діаметр, мм, сталевих	
даментів	43,0	канатів відтяжок	
Середня вага 1 м ствола		ярусів:	
з оснасткою, т	1,26	першого	55
Кількість секцій, шт.	56	другого	2 × 55
У тому числі:		третього	67
трубчастих	51	четвертого	2 × 50,5
гратчастих	5	Обсяг бетону фундамен-	
		тів, м ³	539,0

Трубчаста частина опори складається з 51 секції. Через кожні 78,5 м по висоті до ствола в ладменних вузлах закріплено по три тросові відтяжки, розташовані у плані під кутом 120°. У першому і другому прольотах між відтяжками товщина стінок секцій 12 мм, в третьому і четвертому — відповідно 10 і 8 мм. У місцях кріплення постійних відтяжок товщина стінок збільшена до 16—20 мм. Секції виготовлено із сталі марки ВСт.3сп по ГОСТ 380—60 *. Трубчасті секції на монтажі зварювались між собою після установки їх у проектне положення, для чого на кожній з них було передбачено монтажні фіксатори.

Трубчасті телевізійні опори у порівнянні з гратчастими мають кращий коефіцієнт обтікання при розрахунку на вітрове навантаження; вага трубчастих щогл у 2—3 рази менша ваги гратчастих башт однакової висоти; крім того, всі комунікації, фідерні пристрої, сходи і швидкісний ліфт розміщено всередині ствола і, таким чином, захищено від атмосферних впливів та вітру. Однак при спорудженні трубчастих щогл ускладнюються монтажні роботи, оскільки секції доводиться зварювати на висоті.

Вперше в практиці будівництва високих опор ДПІ Проект-стальконструкція застосував крутопоставлені відтяжки з кутом нахилу до горизонту більше 45°. Відтяжки першого і другого ярусів закріплено до анкерних фундаментів, розташованих від осі щогли на відстані 98 м, а відтяжки третього і четвертого — на відстані 121,50 м від осі щогли (рис. 26). Відтяжки першого і третього ярусів одинарні, другого і четвертого — подвійні.

На рівні другого і третього ярусів відтяжок на відмітках 155,5 і 233,5 м встановлено зовнішні шестикутні площадки, до яких для збільшення жорсткості щогли і зменшення коливань примикають горизонтальні гратчасті реї.

Нижні реї на відмітці 155,5 м завдовжки 60 м складені з двох елементів 40 і 20 м. Верхні реї на відмітці 233,5 м мають довжину

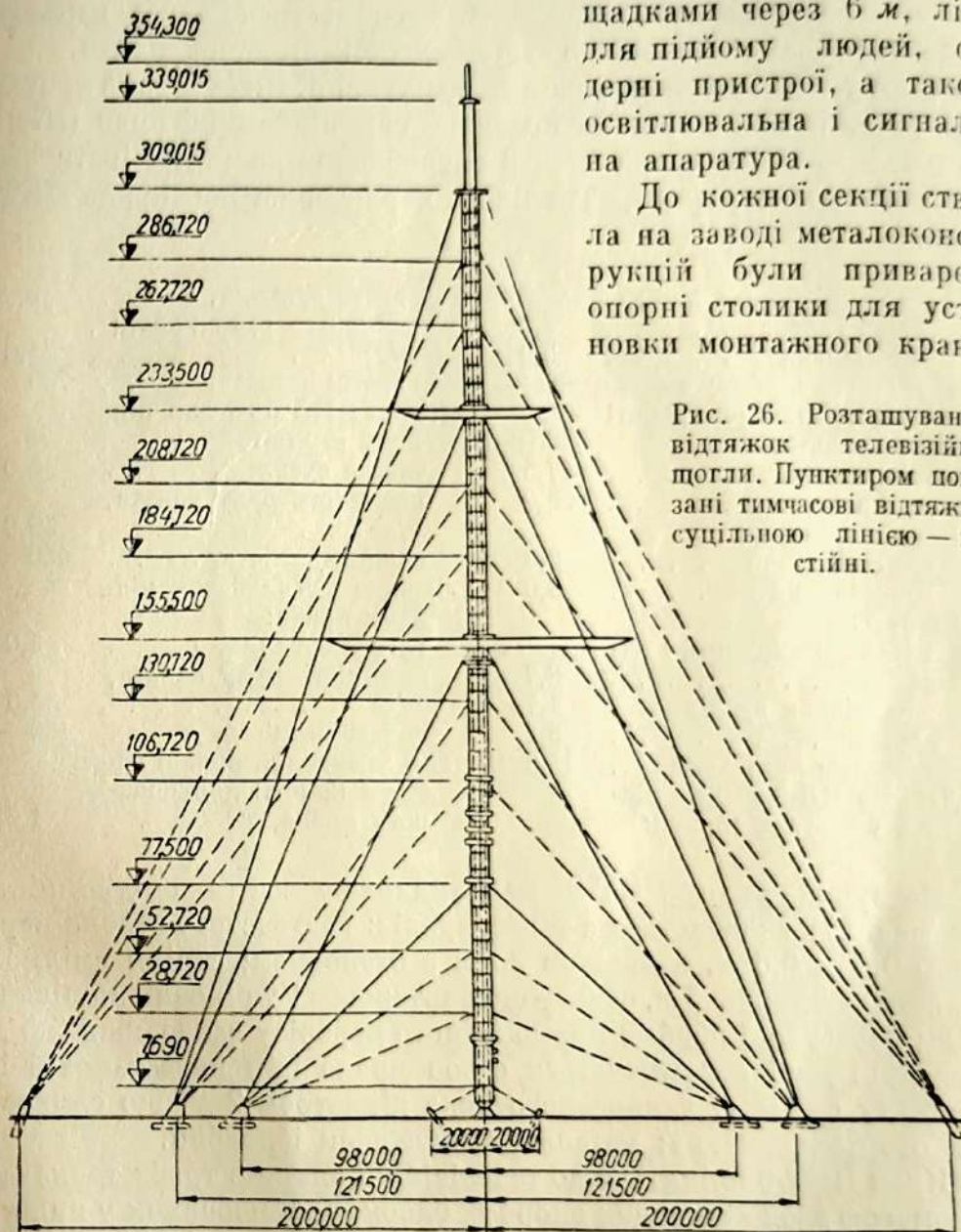
по 30 м. Одним кінцем реї кріпляться до щогли, другим за допомогою канатного шарніра — до відтяжок. На відмітках 23,5; 96,5 и 103 м встановлено кругові консольні площадки під рупорно-параболічні антени (РПА-2).

Всередині трубчастого ствола влаштовані сходові марші з пло-

щадками через 6 м, ліфт для підйому людей, фідерні пристрої, а також освітлювальна і сигнальна апаратура.

До кожної секції ствола на заводі металокопструкцій були приварені опорні столики для установки монтажного крана.

Рис. 26. Розташування відтяжок телевізійної щогли. Пунктиром показані тимчасові відтяжки, суцільною лінією — постійні.



Призматична антена, роташована між відмітками 309,015 і 339,015 м, складається з п'яти секцій перерізом $1,7 \times 1,7$ м завдовжки по 6 м вагою по 2,5 т кожна. Пояси секцій призматичної антени і розпорки виготовлено з гарячекатаних труб діаметром відповідно 219 та 109 мм, а ґрати — з круглої сталі діаметром 30 мм.

Місце переходу трубчастої частини щогли в призматичну архітектурно оформлено сферичною кабіною діаметром 7,3 м.

Центральний фундамент виконано бетонним у вигляді східчастої піраміди з нижньою основою $7,6 \times 7,6$, верхньою $2,5 \times 2,5$ м і глибиною закладання 4,7 м. Бетон фундаменту М 150. На центральний фундамент щогла спирається через кульовий балансир, закріплений до установочної сталльної плити.

Опору змонтували методом нарощування. Як основний монтажний механізм використали повзучий самопідйомний кран ПКТ-8. Робочі креслення крана ПКТ-8 розроблено проектним інститутом Промстальконструкція. Технічна характеристика крана ПКТ-8 така:

Вантажопідйомність, т:		тягове зусилля, Т . . .	5,0
максимальна	8,0	швидкість руху каната ,	
мінімальна	3,0	м/хв	35,0
Швидкість підйому вантажу, м/хв, при роботі з лебідками:		канатомісткість, м . . .	700
однією	17,5	Лебідка ПЛ-5-56 для підйому стріли:	
двома	35,0	тягове зусилля, Т . . .	5,0
Виліт стріли, м:		швидкість руху каната, м/хв	35,0
максимальний	6,0	канатомісткість, м . . .	450
мінімальний	2,0	Лебідка ПЛ-5-56 для підйому крана:	
Вага, т:		тягове зусилля, Т . . .	5,0
металоконструкцій і виробів	8,7	швидкість руху каната, м/хв	35,0
механічних вузлів . . .	1,7	канатомісткість, м . . .	450
канатів	5,2	Тягове зусилля ручної лебідки (2 шт.) для повороту крана, Т	1,5
загальна вага крана .	15,6		
Лебідка ПЛ-5-60 для підйому вантажу (2 шт.):			

Повзучий кран ПКТ-8 максимальною вантажопідйомністю 8 т (рис. 27) складається з таких вузлів: гратчастого ствола перерізом $0,6 \times 0,6$ м, заввишки 23 м з оголовком; стріли змінного вильоту завдовжки 5 м, оснащеної вантажним і стріловим поліспасами; пересувної обойми прямокутного перерізу завдовжки 5,5 м, всередині якої переміщується ствол крана при перестановці на наступну стоянку; поворотного кола діаметром 2 м, що служить для обертання крана; металевих площадок і драбин.

Кран ПКТ-8 кріпиться до телевізійної опори в трьох точках за допомогою двох відкидних опорних балок, розташованих у нижній частині ствола крана, двох аналогічних балок на обоймі і відкидної діафрагми. Балки спираються на столики, приварені до кожної секції. При роботі крана вертикальні зусилля сприймаються нижніми опорними балками, а горизонтальні—обоймою.

Для закріплення крана перед його перестановкою на верхній частині ствола передбачена друга відкидна діафрагма. Діафрагми кріпляться до кронштейнів, приварених до секцій опори, що монтується.

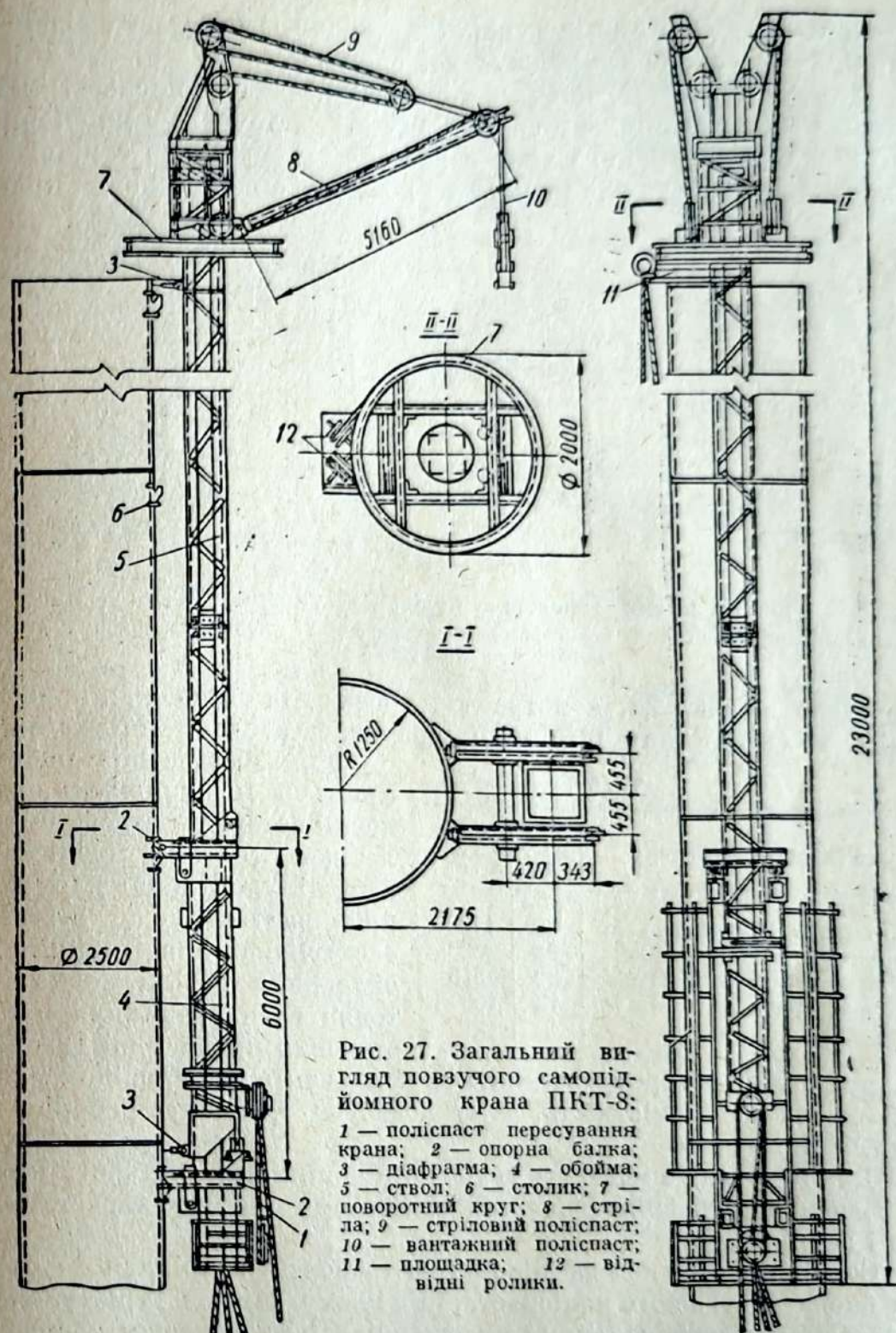


Рис. 27. Загальний вигляд повзучого самопідйомного крана ПКТ-8:

1 — поліспаст пересування крана; 2 — опорна балка; 3 — діафрагма; 4 — обойма; 5 — ствол; 6 — столик; 7 — поворотний круг; 8 — стріла; 9 — стріловий поліспаст; 10 — вантажний поліспаст; 11 — площадка; 12 — відвідні ролики.

Збіжні питки вантажного і стрілового поліспастів проходять всередині ствола крана вниз на лебідки через відвідні ролики, розташовані у верхній і нижній частині стріли, і відвідні блоки, розташовані біля основи телевізійної опори. Трос для обертання крана проходить через два ролики, закріплені на площадці.

привареній до щогли під поворотним колом, і через два відвідні блоки біля основи споруджуваної опори.

Для перестановки крана є також додатковий поліспаст, який одним кінцем закріплено до низу обойми, а другим — до опорної частини ствола крана. Схеми запасовки вантажного і стрілового поліспастів, каната для повороту і поліспаста перестановки крана

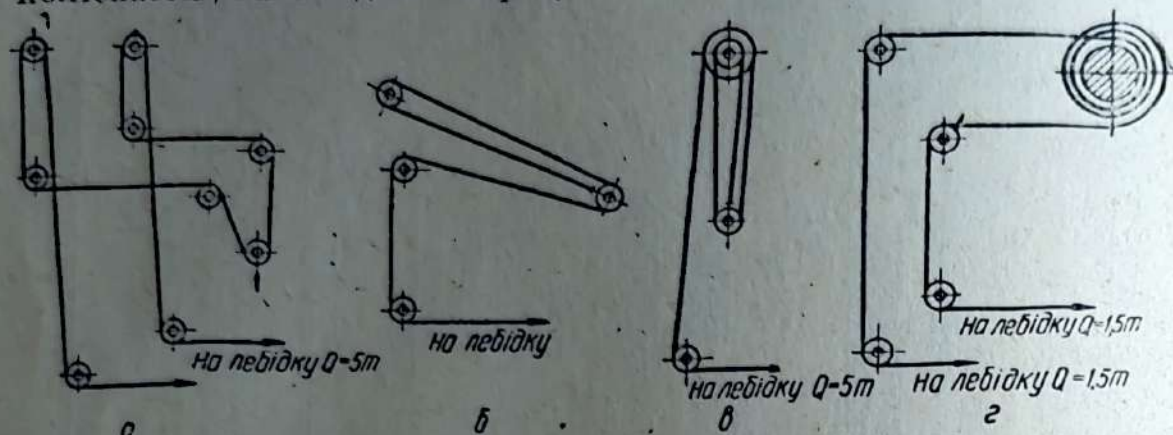


Рис. 28. Схеми запасовки поліспастів крана ПКТ-8:

а — вантажний поліспаст; б — стріловий поліспаст; в — поліспаст підйому ствола крана; г — поворотний канат.

наведено на рис. 28, а потреба у тросах для оснащення крана у табл. 16 (канат типу ТК6 × 37, розривне зусилля 170 кг/см²).

Таблиця 16

Призначення каната	Діа- метр, мм	Кіль- кість, м
Вантажний поліспаст	22	1730
Стріловий "	22	535
Поліспаст підйому крана	22	515
Поворот крана	13	1000

Для забезпечення роботи крана в машинному приміщенні встановлюється шість лебідок, у тому числі дві 5-тонні електричні для підйому вантажу, одна 5-тонна електрична для підйому і опускання стріли, одна 5-тонна електрична для пере-

становки крана і дві 1,5-тонні ручні для повороту крана. Барабани вантажних лебідок мали збільшену канатомісткість, тому довелося збільшити реборди їх барабанів.

Для переходу з монтажу трубчастої частини на гратчасту кран оснащено додатковими робочими елементами для його перестановки і закріплення.

Секції піднімалися за допомогою траверси, закріпленої на гаку блока вантажного поліспаста, при цьому вантаж утримувався відтяжками у вертикальному положенні. При досягненні необхідної висоти підйому провадився поворот крана з вантажем, зміна вильоту стріли, суміщення осі секції з віссю опори та установка секції у проектне положення.

Після установки та приварювання двох чергових секцій кран ПКТ-8 пересувається на чергову стоянку у два етапи: підйом обой-

ми і висування ствола крана. При підйомі обойми спочатку ствол крана закріплюється за верх змонтованої останньої секції за допомогою верхньої відкидної діафрагми, далі опорні балки і діафрагма обойми звільняються від секції, обойма піднімається гакком, ковзаючи по стволу крана, після чого обойма за допомогою відкидних балок і діафрагм кріпиться до змонтованих секцій.

При висуванні ствола нижні опорні балки і верхню діафрагму від'єднують і відводять вгору, додатковим поліспастом висувають ствол всередині обойми, нижні опорні балки опускають на опорні столики і закріплюють у робочому положенні.

Із залізничної станції на монтажний майданчик конструкції транспортували на автомашинах. Проектом проведення робіт на будгениплані передбачено площадки для розвантажування та складування конструкцій, стенд для виготовлення та випробування постійних відтяжок і тимчасових розчалок, три тимчасових 40-тонних якоря для закріплення тимчасових розчалок, що йдуть з відміток 184; 208; 262; 286 м та ін.

У машинному приміщенні було встановлено лебідки, що забезпечують роботу крана ПКТ-8.

Для монтажу опори застосували таке устаткування і такелаж:

Повзучий кран ПКТ-8	1	Фаркопф $Q = 10$ т, шт.	6
Трубоукладач ТЛ-4	1	Колиска для підйому людей	1
Монтажна щогла Н-20 м, $Q=25$ т	1	Зйомний лацмен, шт.	3
Електролебідки, шт.		Якорі, шт.:	
5-тонні	4	40-тонні	3
3-тонні	1	10-тонні	3
Ручні лебідки, шт.		Риштування, т	4,5
5-тонні	3	Зварювальні машини, шт.	5
1,5-тонні	2	Компресор пересувний	1
Блоки, шт.		Трос діаметром 26 мм, м	2140
дворольний, на шарикопідшипниках, 15-тонний	1	Те саме, 22 мм	5000
однорольний, 10-тонні	14	Те саме, 13 »	2500
те саме, 3-тонні	2	Клинові затискачі для троса $\varnothing = 26$ мм, шт.	6

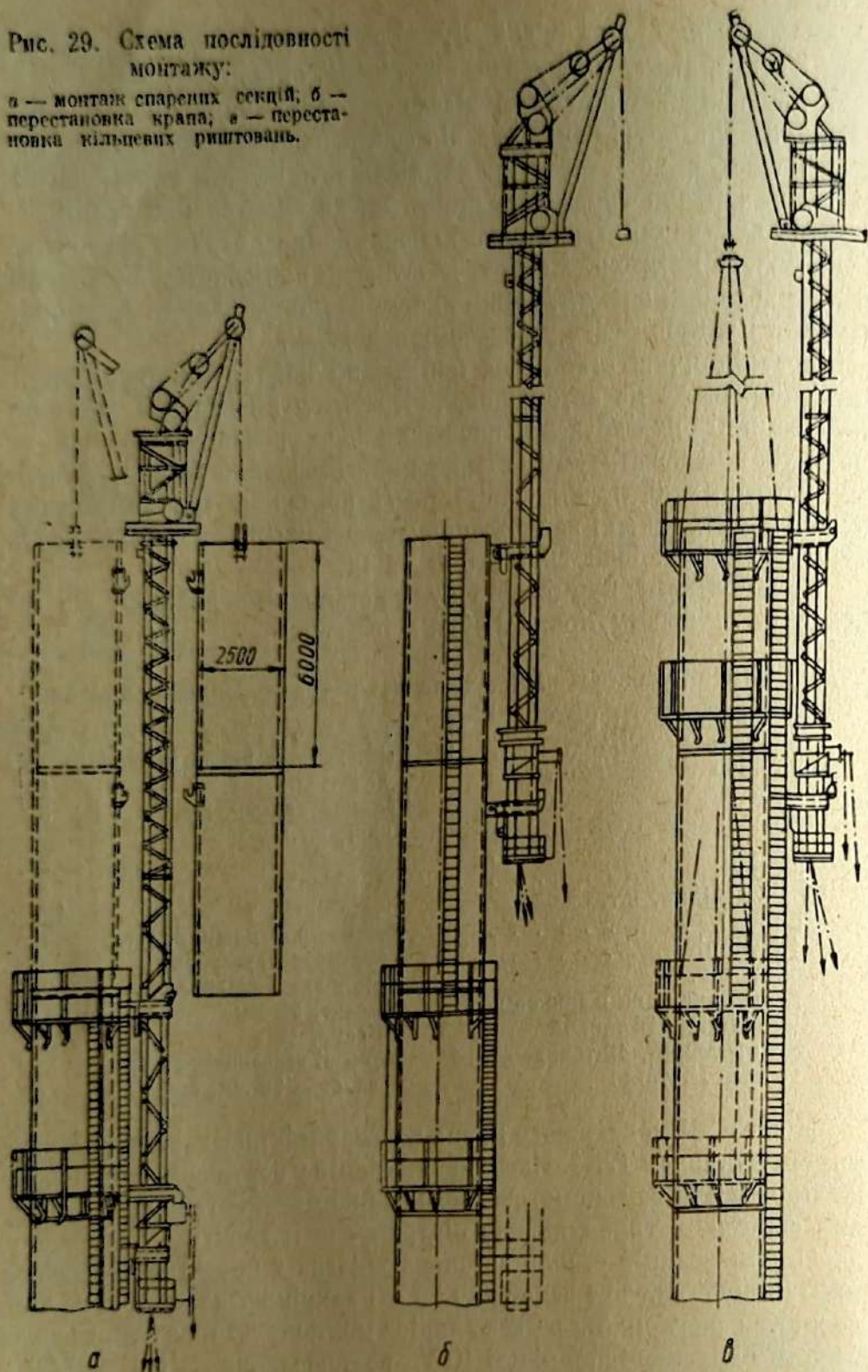
У зону дії монтажного крана конструкції подавались із складу трубоукладачем ТЛ-4. Кантування секцій у вертикальне положення провадили за допомогою двох механізмів—монтажний кран зводив секцію, а трубоукладач підтримував її знизу.

Опорна секція ствола встановлювалась у проектне положення монтажною щоглою заввишки 20 м і закріплювалась трьома тимчасовими розчалками на весь період монтажу до трьох тимчасових якорів вантажопідйомністю 10 т, розташованих на відстані 20 м від осі опори. Друга секція встановлювалась також за допомогою монтажною щогли.

Перед установкою в робоче положення провели контрольне складання повзучого крана ПКТ-8, яке виконали в зоні монтажною щогли на шпальних клітках. Після того, як кран було складено

Рис. 29. Схема послідовності монтажу:

а — монтаж спарених секцій; б — перестановка крана; в — перестановка кільцевих риштувань.



і запасовано всю оснастку, його підняли і встановили на чотири опорні столики, приварені до двох нижніх секцій опори.

Вантажопідйомність і висота крана ПКТ-8 дозволили монтувати з однієї стоянки дві секції, укрупнені і зварені між собою внизу, якщо загальна вага спареного блока не перевищувала

8 т. При вазі кожної секції більше 4 т дві секції установлювались послідовно з однієї стоянки крана. У проектному положенні секції закріплювались за допомогою болтів і приварених на заводі фіксаторів.

Монтаж трубчастих секцій опори провадився у такій послідовності (рис. 29). Чергову секцію краном ПКТ-8 піднімали у проектне положення, вивіряли і приварювали. Після цього контролювали зварні шви. Кран ПКТ-8 пересували вгору на нову стоянку і закріплювали. Далі краном ПКТ-8 за допомогою траверси і спеціальних стропів переставляли металеве кільцеве риштування для монтажу і зварювання чергової секції.

Металеве риштування для монтажу і зварювання секцій (рис. 30) було виконано двоярусним із відстанню між ярусами 4 м. Кожний ярус складається з двох незамкнених півкілець, шарнірно з'єднаних між собою з одного боку. Риштування встановлювали на відстані одного метра нижче стику секції і кріпили до вушок за допомогою тяг з круглої сталі. Між риштуванням і стволом перед-

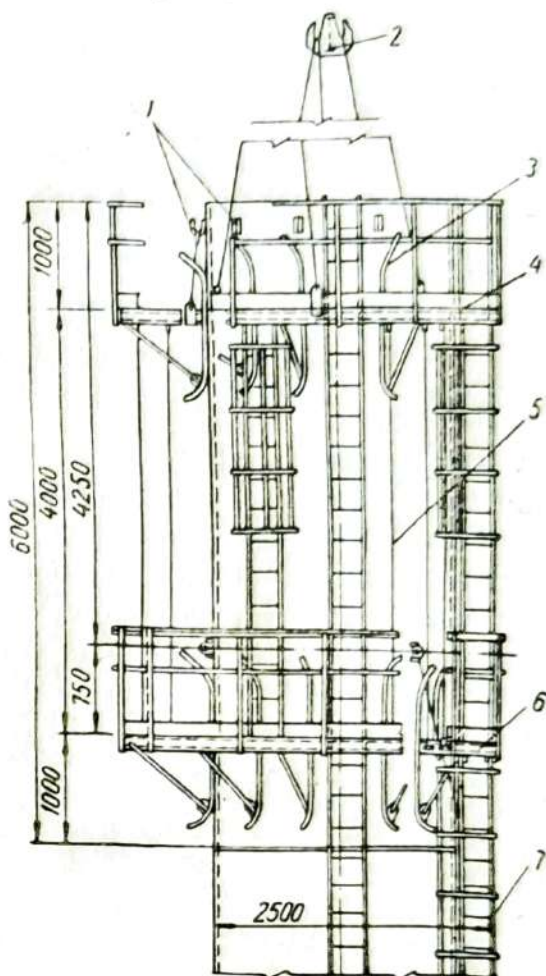


Рис. 30. Двоярусні металеві риштування:

1 — вушки; 2 — траверса; 3 — полозки; 4 — верхній ярус; 5 — струни; 6 — нижній ярус; 7 — драбина.

бачено зазор 200 мм, призначений для проходу полозків, що ковзають по поверхні ствола при перестановці риштування. Обидва яруси риштування зв'язувались між собою тягами і двома драбинами. З нижнього ярусу риштування до лацменних вузлів закріплювались постійні відтяжки і тимчасові розчалки, а з двох драбин обслуговувався кран ПКТ-8 при його перестановці.

Постійні відтяжки виготовляли на спеціальному стенді, розташованому поблизу монтажно́ї зони. Стенд було оснащено двома 100-тонними якорями, двома чотирнадцятитонновими поліспастами і двома 5-тонними лебідками. Довжина стенда обумовлювалась найдовшою відтяжкою.

При випробуванні відтяжок I і II ярусів дві відтяжки з'єднувались між собою сполучними пластинами, при випробуванні

відтяжок III ярусу в ланцюг включали додаткову ланку. Трубоукладачем розмотували трос по дерев'яному помосту. Після розмітки на трос намотували бандажі (марки) з м'якого оцинкованого дроту діаметром 1,5 мм на довжині 250 мм і розрізали. Внутрішню поверхню втулок, які згодом заливали, зачищали наждачною шкуркою до блиску, зубилом наносили насічки глибиною до 2 мм і промивали бензином. Після того, як на трос було надіто втулки або муфти, оброблялися кінці відтяжок, трос розплітався, дріт обрізувався трисхідчасто і кінці дротів загинали спеціальними кліщами, утворюючи так званий «букет» із збільшеною площею зчеплення. Підготовлені до заливки кінці тросів очищались від бруду і промивались бензином для знежирювання. Втулки і муфти разом з обробленими «букетами» підвішувались до спеціального стенда, на якому провадилась заливка сплавом цинку марки ЦАМ-9-1,5.

При випробуванні відтяжки одним кінцем кріпились до якоря, другим — через сполучну ланку до траверси поліспастів.

У процесі монтажу ствола для зменшення вільної довжини консолей телевізійної опори через кожні 24 м по висоті встановлювали тимчасові розчалки, які натягували на зусилля 10 т (розчалки опорної секції натягувались на 3 т). Через кожні два яруси тимчасових розчалок установлювались постійні відтяжки. Після установок і натягування постійних відтяжок тимчасові розчалки, розташовані нижче, знімали (за винятком опорного ярусу розчалок). Розчалки встановлювали всього у 8 ярусах, причому розчалки 1—4 ярусів кріпили до постійних анкерних фундаментів, а 5—8 ярусів — до тимчасових 40-тонних якорів, віднесених від осі опори на 200 м.

Верхні кінці постійних відтяжок і тимчасових розчалок піднімали краном ПКТ-8 і кріпили до лацменів, установлених на стволах опори. Після закріплення верхнього кінця відтяжки або розчалки до лацмена нижній її кінець підтягували й закріплювали до анкерного фундаменту або тимчасового якоря. Підтягування та натягання всіх відтяжок і розчалок одного ярусу провадилось одночасно за допомогою двониткових поліспастів і ручних лебідок. На рис. 31 показано схему кріплення відтяжок і розчалок до анкера та якоря.

Постійні відтяжки натягувались натяжними пристроями.

Після установки секції перевірялась вертикальність ствола за допомогою двох гірничих теодолітів. Регулювали проектний зазор між секціями стяжками з кутової сталі—фіксаторами. Нижня кромка кожної секції трубчастої частини щогли для зварювання монтажного стику мала К-подібний вигляд. Деформація кромки більше 2 мм не допускалась.

Монтажні стики зварювали одночасно два електрозварники. Починали зварювання всередині ствола з діаметрально протилежних точок. При зварюванні застосовували електроди типу Е-42А

марки СМ-11. Кільцевий шов завдовжки 7,8 м розбили на 10 ділянок, кожен ділянку варили зворотноступінчастим швом з довжиною ступеня 200 мм. Під час зварювання внутрішнього шва два

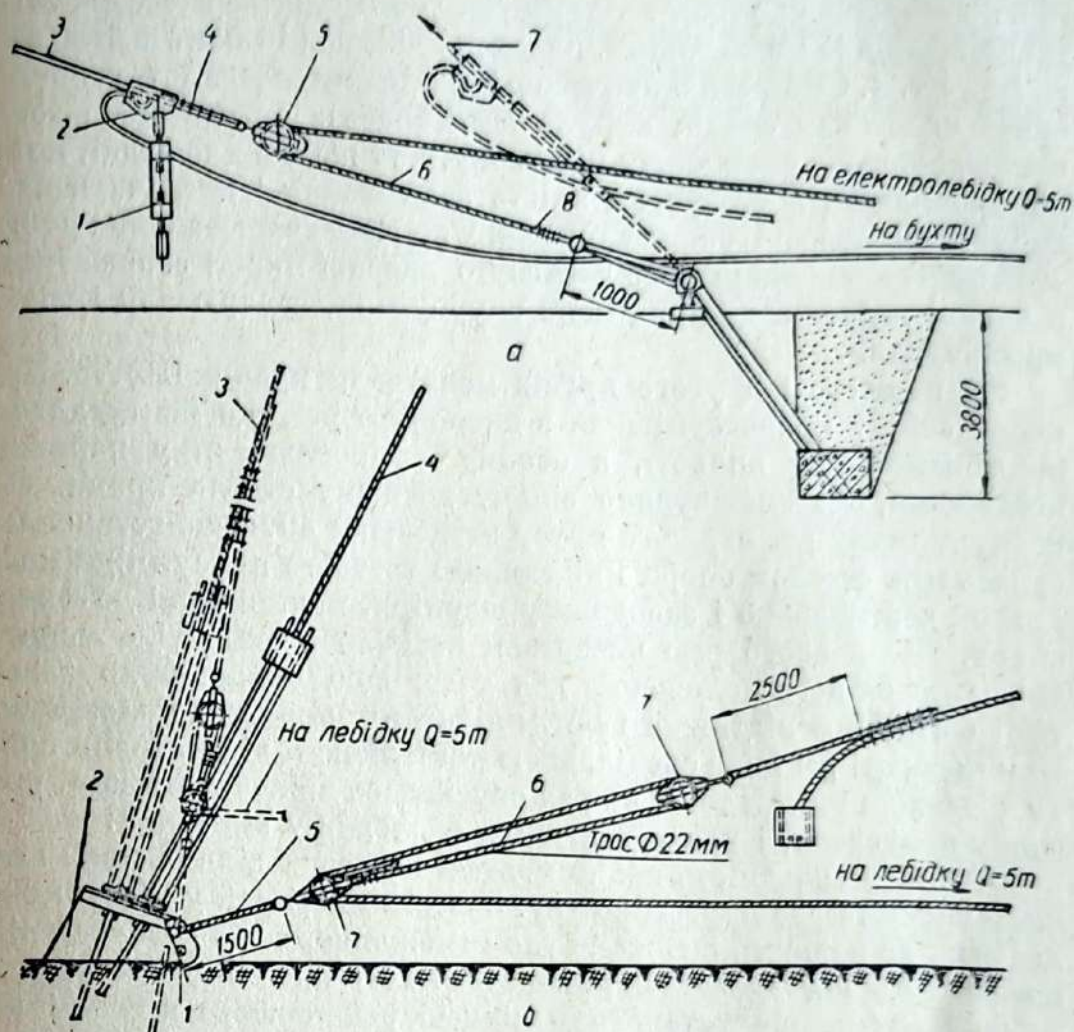


Рис. 31. Схема кріплення тимчасових розчалок і постійних відтяжок до анкера та якоря:

а — тимчасова розчалка; 1 — фаркопф, $Q = 10$ Т; 2 — клиновий затискач; 3 — тимчасова розчалка, що монтується; 4 — строп, трос $\varnothing 25$ мм; 5 — однорольний блок, $Q = 10$ Т; 6 — трос $\varnothing 22$ мм; 7 — проектне положення тимчасової розчалки; 8 — строп, трос $\varnothing 26$ мм; б — постійна відтяжка; 1 — вухо для кріплення поліпаша натягання; 2 — постійний анкер; 3 — проектне положення відтяжки, що монтується; 4 — постійна відтяжка, що буде змонтована; 5 — строп в 4 нитки, трос $\varnothing 25$ мм; 6 — трос $\varnothing 22$ мм; 7 — однорольний блок, $Q = 10$ Т.

рубачі вирубували корінь шва із зовнішнього боку щогли пневматичними молотками, оснащеними спеціальними крейцмейселями. Суміщення двох операцій (зварювання і вирубка кореня шва) дозволило скоротити час зварювання одного стика на дві години. Після вирубки кореня шва зварювався зовнішній шов. Перший шар зовнішнього шва варили електродами діаметром 4 мм, наступні — електродами діаметром 5 мм.

Кожний стиковий шов проходив контроль гамма-графічним просвічуванням. Для цього із зовнішнього боку шва встановлювались світлочутливі плівки. Плівки звичайно встановлювались у місцях можливих утворень дефектів, тобто біля пересічення монтажних швів із заводськими, на межах ділянок і секцій монтажного шва і т. п. Свинцевий контейнер із радіоактивною ампулою подавався всередину секції, ампула витягалась з контейнера і встановлювалась на спеціальну підставку. Тут же, на площадці, плівки проявляли, аналізували якість зварювання і визначали бал. Результати просвічування заносили у журнал зварювальних робіт. У більшості випадків було досягнуто високої якості зварювання, а окремі дефектні ділянки швів вирубували, заварювали і знову просвічували.

Реї першого і другого ярусів монтували краном ПКТ-8. При цьому стрілу крана суміщали з площиною реї, що монтувалась, на мінімальному вильоті, а обойму встановлювали у найвище положення, що зменшувало вільну довжину ствола крана. Основну ділянку реї першого ярусу завдовжки 40 м, що встановлювалась між стволом опори і відтяжкою третього ярусу, піднімали краном вертикально і заводили у шарніри, прикріплені до ствола опори. Після цього рею повертали навколо шарніра і опускали нижче проектного положення для того, щоб можна було завести її в середину відтяжки і потім підняти у проектне положення. При повороті реї вниз спеціальною розчалкою її відтягували в бік від відтяжки і після того, як рея опускалась нижче відтяжки, розчалку попускали, і рея поверталась в площину відтяжки.

Особливу складність являв монтаж кінцевих ділянок реї першого ярусу та реї другого ярусу. Завести кінці реї у місця кріплення їх до парних відтяжок було неможливо, тому довелось відмовитись від методу монтажу, передбаченого проектом проведення робіт. Монтажники установили кінцеві реї першого ярусу і реї другого ярусу своїм методом. Кінцеві реї першого ярусу стропилися спеціальним стропом завдовжки 126,5 м, другого ярусу — стропом завдовжки 48,5 м. Довжина стропів була розрахована таким чином, щоб після установки реї на шарнір (коли вона перебувала ще у вертикальному положенні) гак крана був розташований на 2 м вище рихтовання, що знаходилось на відмітці 307 м, і на 0,5 м з боку від парних відтяжок четвертого ярусу. У цей момент подовжений строп торкався каната парної відтяжки із зовнішнього боку. До стропа був закріплений трос діаметром 22 мм, завдовжки 3 м. Його закріпили так, щоб у цей період трос міг знаходитись в зоні монтажного рихтовання. Монтажники кріпили трос до фаркофа, прив'язаного до ствола опори, яким його натягували до краю. Трос, підтягуючи строп, брав на себе навантаження, а гак крана звільнявся від нього. Таким чином, рея, встановлена нижнім кінцем у шарнір, продовжувала знаходитись у вертикальному положенні і висіти на фаркофі.

Звільнений від навантаження двометровий кінець подовженого стропа знімався з гака, перекидався знизу всередину парної відтяжки (між канатами) і знову надівався на гак крана (рис. 32). Після цього фаркопф опускався і кінець реї вже знаходився у площині, розташованій всередині відтяжок, потім його опускали вниз і, коли рея досягала горизонтального положення, її кріпили канатними шарнірами. Вивіряли горизонтальність реї за допомогою водяних рівнів.

Відтяжки другого і четвертого ярусів складалися із спарених канатів, між якими встановлювались канатні розпорки. Становить інтерес монтаж цих розпірок на установлених відтяжках. Для цієї мети було застосовано металеву одномісну коліску. У верхній частині коліски розташували два ролики для переміщення її по канатах відтяжок. Коліска встановлювалась наверху відтяжок і кріпилась до троса діаметром 13,5 мм, завдовжки 350 мм. Трос проходив через відповідний блок, прив'язаний у місці кріплення відтяжок до ствола опори, і закріплювався до ходової нитки вантажного поліспасти крана ПКТ-8. Для того, щоб ролики коліски не зіскакували з канатів відтяжок, було передбачено спеціальні хомути, що встановлювались при навішуванні коліски. Крім того, коліску стромили до відтяжок тросом з самозатяжним вузлом.

Розпорки встановлювали при рухові коліски зверху вниз. Всі 24 розпорки було змонтовано протягом двох днів.

Перед демонтажем стрілу крана повертали у напрямі, протилежному змонтованій опорі. Демонтаж провадився у три стадії:

знімали частину поворотного кола, драбини на обіймі, після чого ствол крана опускали і закріплювали в такому положенні, коли поворотне коло знаходилося трохи вище останньої секції;

знімали троси вантажного і стрілового поліспастів. За допомогою спеціального поліспасти, закріпленого до останньої секції опори, демонтували поворотну частину крана разом із стрілою;

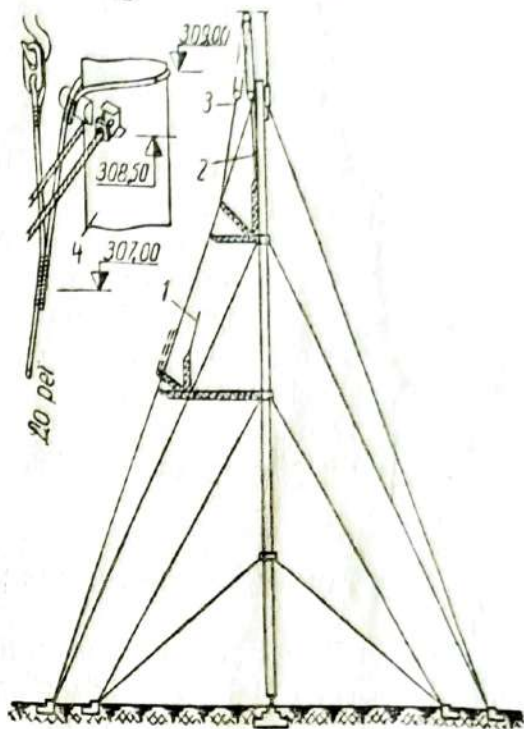


Рис. 32. Схема монтажу реї за допомогою подовжених стропів (монтажну площадку і фаркопф не показано):

1 — строп завдовжки 126,5 м; 2 — подовжений строп завдовжки 48,5 м; 3 — вільний кінець троса діаметром 22 мм завдовжки 3 м; 4 — ствол щогли.

за допомогою поліспасти демонтували ствол крана з обоймою. При цьому обойма була ув'язана за опорні балки і ствол крана. У процесі демонтажу за допомогою лебідки провадили відтяжку конструкцій, що демонтувались, від змонтованої опори на відстань до 0,5 м.

Був застосований оригінальний метод очистки конструкцій опори перед фарбуванням. Виконавець робіт В. В. Брук запропонував замість піскострумінної очистки, застосування якої на великій висоті практично нездійсненне, використати очистку дисковими металевими щітками, насадженими на вал шліфувальної машини марки ПШМ 0,8-90. Для виготовлення щіток було використано забраковані троси конструкції $6 \times 19 + 1$ і $6 \times 37 + 1$ діаметром 15—21 мм. Щітки виготовляли трьох типів: бокова вузька — для очистки невеликих поверхонь, торцева і бокова широка — для очистки великих гладких поверхонь. Застосування металевих щіток забезпечило хорошу якість очистки і дозволило заощадити 20 тис. крб. Зв'язок з монтажниками, що знаходилися наверху, здійснювався по радіо. Всі роботи по монтажу телевізійної опори було виконано за 9 місяців комплексною бригадою з 12 чоловік під керівництвом досвідченого бригадира В. П. Котенка.

МОНТАЖ ОПОР ПОВІТРЯНИХ ЛІНІЙ ЕЛЕКТРОПЕРЕДАЧІ

Опори повітряних ліній електропередачі (ПЛ) згідно з класифікацією СНиП II-И. 9—62 за характером роботи поділяються на два основні типи — анкерні та проміжні. Анкерні опори повністю сприймають тяжіння проводів і тросів суміжних з ними прольотів. Проміжні — не сприймають або частково сприймають вказані тяжіння. Обидва типи опор можуть бути прямими, якщо лінія ПЛ прямолінійна, або кутовими, якщо лінія змінює свій напрям. В залежності від кількості підвішуваних струмонесучих ліній (кіл) розрізняють опори одноколові, двоколові і т. д. Проводи (фази) до опор підвішують по одній горизонталі або на різних рівнях, симетрично осі опор або не симетрично їй.

Більшість опор і фундаментів ПЛ однотипні і потребують масового виготовлення, їх називають нормальними. Опори і фундаменти, що встановлюються в одиничних випадках для переходів через перешкоди (яри, річки, водосховища, залізниці і т. п.), вимагають особливих конструктивних рішень і називаються спеціальними. Висота нормальних опор на трасах ПЛ напругою 110—330 кВ з відносно спокійним рельєфом місцевості змінюється в межах 15—45 м, а спеціальних, або, як їх часто називають, перехідних, досягає 80—90 м.

У більшості випадків опори ПЛ виконуються гратчастими баштового типу з одиничних прокатних кутників. Останнім часом застосовують як конструктивні елементи трубчасті профілі та

круглу сталь, проте великого поширення такі профілі для опор ПЛ поки що не набули, оскільки основним є не вітрове навантаження на власне опору, а натяг, що складається з вітрового навантаження, власної ваги проводів, ожеледі на них і заданого їм прогину. Тому хороші аеродинамічні характеристики круглих перерізів істотного значення для опор ПЛ не мають, тим більше, що труби дефіцитні і вартість їх поки що вища вартості прокатних профілів.

У 1963 році інститут Енергопроект завершив роботу по уніфікації нормальних опор ПЛ для ліній з напругою 110—330 кв. Уніфікацію було проведено за принципом спільності розрахункових кліматичних умов, способу підвішування проводів і тросів, групування опор за висотами і способом їх виготовлення. За способом виготовлення всі проміжні нормальні опори розділено на дві серії — зварні і зі з'єднаннями на болтах. Виготовлені на заводах металоконструкцій зварні опори з монтажними з'єднаннями на болтах нормальної точності можуть монтуватися великими блоками, заздалегідь укрупненими до установки їх у проектне положення. Опори цієї серії при наявності на монтажному майданчику відповідного місця, монтажного устаткування, такелажу та механізмів можуть складатися повністю на землі в горизонтальному положенні і потім підніматися в проектне положення цілими.

Коли траси ПЛ проходять у віддалених і труднодоступних для транспортування конструкцій місцевостях, застосовують опори із з'єднаннями на болтах. На заводі-виготовлювачі конструкції таких опор виготовляють окремими елементами (розсипом), упаковують в компактні пакети, які і транспортують до місця монтажу. Пакети займають мало місця, їх можна транспортувати будь-яким видом транспорту. При транспортуванні пакетів елементи майже не пошкоджуються. На монтажному майданчику їх спочатку складають на болтах у монтажні блоки, які потім установлюються в проектне положення. Габаритні розміри і вага попередньо складених монтажних блоків залежать від монтажного устаткування та механізмів, які є на майданчику.

Опори з болтовими з'єднаннями можуть також, як і зварні, складатися повністю на землі і потім цілком установлюватись у проектне положення.

Монтаж опор ПЛ, які необхідно встановлювати на трасах великої протяжності і часто в труднодоступних районах, вимагає чіткої організації робіт і комплексної механізації всіх процесів — транспортування, складання і установки опор у проектне положення. З цієї точки зору становить інтерес досвід потоково-швидкісного будівництва ПЛ, набутий організаціями Міністерства монтажних і спеціальних будівельних робіт УРСР.

У 1958 році при спорудженні ПЛ Київ—Васильків за короткий строк треба було змонтувати 28 нормальних (проміжних і анкерних) опор і дві спеціальні перехідні (через Дніпро).

Для вирішення цього завдання всю трасу розбили на ділянки, на кожній з яких організували три паралельні потоки: спочатку йшла транспортна бригада — перший потік; за нею складальна бригада — другий потік, і, нарешті, монтажна бригада — третій потік.

До складу транспортної бригади, очолюваної бригадиром монтажником 5-го розряду, входило два робітники 4-го розряду і один робітник 3-го. Ця бригада транспортувала конструкції опор від залізничної вітки до місця установки. Розвантажували конструкції по всій трасі ПЛ на монтажних майданчиках так, щоб при складанні не доводилось зайвий раз перекладати й кантувати. Транспортну бригаду оснастили автомашинами підвищеної прохідності, трактором С-100 і металевими саннями.

Слідом за транспортною рухалась бригада складальників з п'яти досвідчених монтажників, яка займалась складанням конструкцій опор і вивіркою їх геометричних розмірів після складання. Монтажники, здійснюючи установку опор у проектне положення, від опори до опори переходили з повним комплектом монтажного устаткування.

Для монтажу двох спеціальних перехідних опор було організовано дві комплексні бригади, які спочатку склали опори у горизонтальному положенні, вивірили їх, а потім установили в проектне методом перекидання.

Для складання правобережної опори спочатку намили дамбу, яка служила складальним стележом, а для лівобережної виготовили спеціальний стележ.

Всю ПЛ, завдяки чіткій організації робіт і суворому додержанню календарного графіка, було змонтовано за три місяці. Опори установлювали в проектне положення поворотом навколо шарніра з використанням падаючих щогл.

Опори заввишки до 25 м можна монтувати за допомогою самохідних стрілових кранів (гусеничних і пневмоколісних). При цьому опору слід стропити дещо вище центра ваги, піднімати краном і розвертати підвішеними. Після установки опори на фундамент її вивіряють і закріплюють у проектному положенні. В окремих випадках — при широкій базі опори — застосовуються відтяжки для доводки її в проектне положення. Застосування цього методу обмежується, по-перше, складністю перебазування крана від опори до опори в умовах бездоріжжя, по-друге, вагою опор, що піднімаються (10—12 т).

Монтаж опор методом повороту за допомогою падаючої стріли. Найбільш поширеним способом монтажу опор ПЛ заввишки 15—45 м є метод повороту навколо шарнірів за допомогою падаючої стріли. Опорні шарніри найчастіше кріплять до фундаментів. Однак коли фундамент не розраховано на горизонтальні зусилля, що виникають у початковий період підйому опори, шарніри кріплять до гальмових якорів через спеціальні тяги.

Як падаючу стрілу можна використати щогли, шеври або портали. Щогли, що опираються в точці, вимагають відтяжок в площині, перпендикулярній площині повороту опори. Шеври і портали, що мають широку базу (основу), розчалування не потребують. Власне опори з вузькими базами розчалуються так само, як і щогли. Опорні шарніри падаючих стріл і опор, що монтуються, а також якорі кріплення бокових відтяжок повинні розташовуватись на одній прямій, перпендикулярній площині повороту.

Тягові зусилля підйому створюються лебідками або тракторами і передаються на опору, що монтується, через поліспасти і тяги.

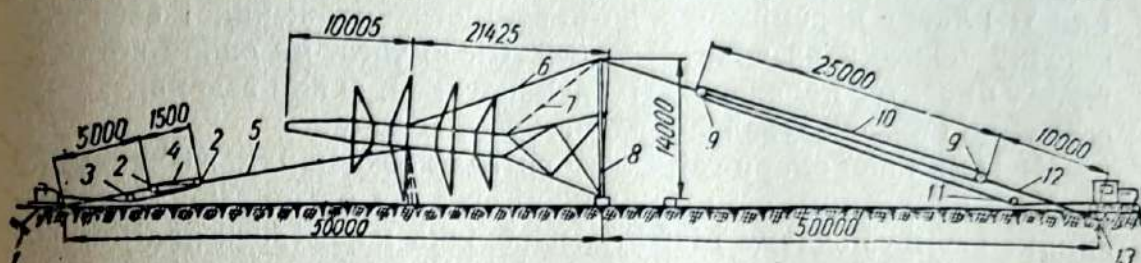


Рис. 33. Монтаж опори ПЛ заввишки 31,43 м:

1 — якор гальмового поліспасти; 2 — блоки гальмового поліспасти; 3 — відвідний ролик гальмового поліспасти; 4 — трос гальмового поліспасти; 5 — тяга гальмового поліспасти; 6 — тяга опори; 7 — строп, що удержує шевр; 8 — падаючий шевр; 9 — блоки тягового поліспасти; 10 — трос тягового поліспасти; 11 — відвідний ролик тягового поліспасти; 12 — тяга підйомного поліспасти; 13 — якор тягового поліспасти.

Тяги найчастіше вільно укладаються на оголовок падаючої стріли (щогла, шевр, портал), що забезпечує вихід стріл з роботи в той момент, коли поліспасти і тяга опиняться на одній прямій.

На рис. 33 показано схему підйому методом повороту кутової нормальної опори заввишки 31,43 м на ПЛ Київ—Васильків. Як падаючу стрілу в цьому випадку застосували 14-метровий шевр з видовженою верхівкою. Шевр шарнірно обперли на два фундаменти, які сприймали горизонтальні зусилля від повороту опори. У даному випадку бокові розчалки не встановлювали, оскільки і опора, і шевр мали достатньо широкі бази ($A=7$ м).

Перед підйомом пояси опори «зав'язали», створивши жорстку діафрагму.

Підйом здійснювали трактором. При рухові трактора поліспасти скорочувалися, тяга, перекинута через оголовок і закріплена до верхньої частини опори, створювала підйомне зусилля. У початковий момент підйому, коли опора ще знаходиться у горизонтальному положенні, в падаючій стрілі виникає максимальне зусилля стиску, а в шарнірі опори — максимальне горизонтальне зусилля $H = T \cos \alpha$ (H — горизонтальне зусилля в шарнірі; T — зусилля у тязі; α — кут між тягою та горизонтом).

Для того, щоб знизити величини початкового зусилля в тязі і горизонтального зусилля у шарнірі, опору складали не в горизонтальному положенні, а похило під кутом $\beta = 10-12^\circ$ до горизонту.

Коли опору складають у горизонтальному положенні, її перед поворотом піднімають на вказаний кут самохідним краном. В міру підйому опори падає тягове зусилля та горизонтальні його складові і настає, нарешті, момент, коли падаюча стріла виключається з роботи (тяга і поліспаст виходять на одну пряму). Для того, щоб стріла не впала, її заздалегідь підв'язують до опори. Коли поліспаст і тяга вирівнюються, зусилля від трактора йде навпростець до опори. У розглядуваному прикладі в момент, коли опора досягла кута нахилу до горизонту $60-70^\circ$, включили гальмову лебідку, яка через поліспаст стримувала рух опори, забезпечивши цим її плавне переміщення до проектного положення і безперешкодну посадку на анкерні болти. Після того, як опору встановили у проектне положення, її заанкерували, зняли всю монтажну оснастку і перебазувалися на наступну опору.

Монтаж такої опори здійснює бригада монтажників з 6 чоловік.

У зв'язку з тим, що максимальні зусилля в такелажі та опорі виникають на початку підйому, необхідно перевірити надійність і міцність всієї системи, злегка відірвавши опору від землі. Бажано для таких робіт мати інвентарні якорі, оскільки земляні трудомісткі й дорогі.

Такелажну оснастку, використану для монтажу опори ПЛ заввишки 31,43 м методом повороту навколо шарнірів за допомогою падаючого шевра, наведено в табл. 17.

Таблиця 17

Такелажна оснастка	Зусилля, т	Характеристика такелажної оснастки	Кількість шт.
Тяга:			
підйомного поліспаста	21,2	Канат діаметром 42 мм, довжина 50 м	1
опори	21,9	Канат діаметром 42 мм, довжина 25 м	1
гальмового поліспаста	5,0	Канат діаметром 21 мм, довжина 55 мм	1
Тяговий поліспаст вантажопідйомністю 20 т	5,0	Канат діаметром 21 мм, довжина 185 м	1
Гальмовий поліспаст вантажопідйомністю 5 т	1,0	Канат діаметром 13 мм, довжина 185 м	1
Тяговий трактор	5,0	С-80	1
Гальмова лебідка	1,0	Ручна, вантажопідйомність 1 т	1
Блоки тягового поліспаста	21,0	Дворольні	2
Те саме, гальмового	5,0	"	2
Відвідний ролик тягового поліспаста	5,0	—	1
Те саме, гальмового	1,0	—	1
Якір тягового поліспаста	21,2	Земляний	1
Те саме, гальмового	5,0	"	1
Падаючий шевр	—	Заввишки 14 м	1
Строп, що підтримує стрілу	1,0	Канат діаметром 13 мм, довжина 20 м	1

Монтаж опор ПЛ за допомогою вертольотів. У труднодоступних місцях (горах, болотах і лісових масивах), де нема доріг і де доставка опор, такелажної оснастки та підйомних механізмів до місця установки неможлива, виявилось доцільним застосування вертольотів ЦПФ не тільки для доставки елементів опор на пікети, але й для їх монтажу. Організаціями Міністерства монтажних і спеціальних будівельних робіт УРСР в гористій і дуже пересіченій місцевості, вкритій густим лісом, на трасі Сімферополь — Ялта було перевезено й змонтовано 66 опор ПЛ за допомогою вертольотів МП-4.

Секції опор доставляли до місця установки і укладали поблизу фундаментів при зависанні та плавному опусканні вертольота. На рис. 34 видно, як вертоліт транспортує елементи опор від станції розвантаження до місця складання і монтажу.

Завезені на трасу елементи опор складали у горизонтальному положенні на монтажних болтах, потім за допомогою інвентарного шарніра кріпили до анкерних болтів фундаментів. Вертоліт зависав над опорою і після того, як строп, що звисав з вертольота, був закріпленний до оголовка опори, вертоліт, набираючи висоту і одночасно рухаючись уперед, плавно піднімав опору, перекидаючи її до критичного положення. Після цього спрацьовував скидач, і опора доводилась до проектного положення.

Монтаж опор ПЛ за допомогою обертової щогли. Становить інтерес монтаж опор ПЛ за допомогою обертової підйомної щогли (пропозиція інженера Ф. А. Соловйова), здійснений трестом Криворіжстальконструкція при спорудженні опор ПЛ напругою 154 кв.

Всередині складеної опори (рис. 35) на шпальній клітці встановлюють монтажну щоглу по осі лежачої опори. Місце установки

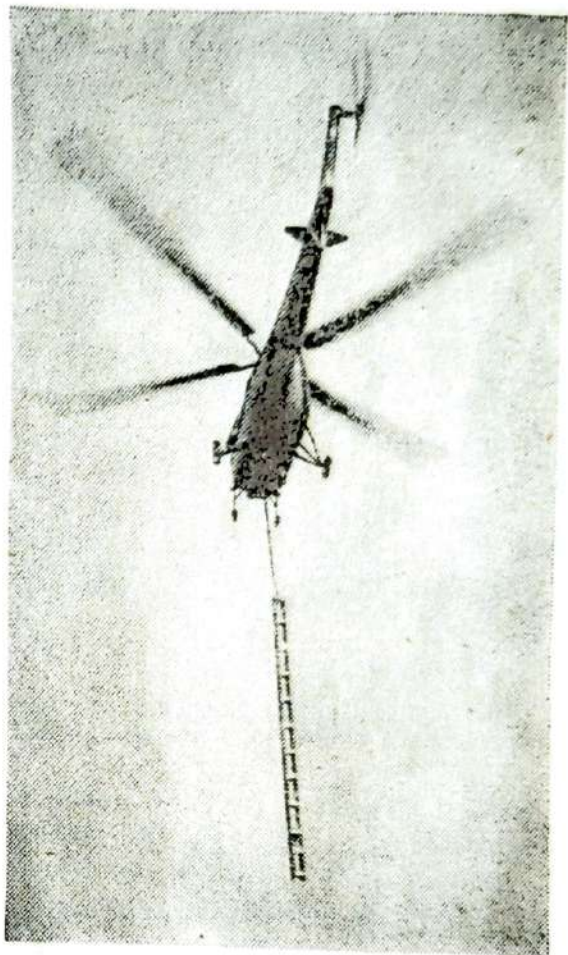


Рис. 34. Транспортування опор ПЛ до місця монтажу вертольотом.

монтажної щогли вибирають так, щоб її ствол вільно проходив у просторі між елементами грат. До оголовка щогли закріплюють підйомний поліспаст, вантажний блок якого через траверсу стропиться до опори, що монтується, а збіжна нитка поліспаста іде вздовж ствола щогли і через відвідний блок спрямовується до трактора, що здійснює підйом. На оголовку щогли з боку, протилежного підйомному поліспасту, встановлюють дві верхні розчалки постійної довжини, які закріплюють до башмаків лежачої

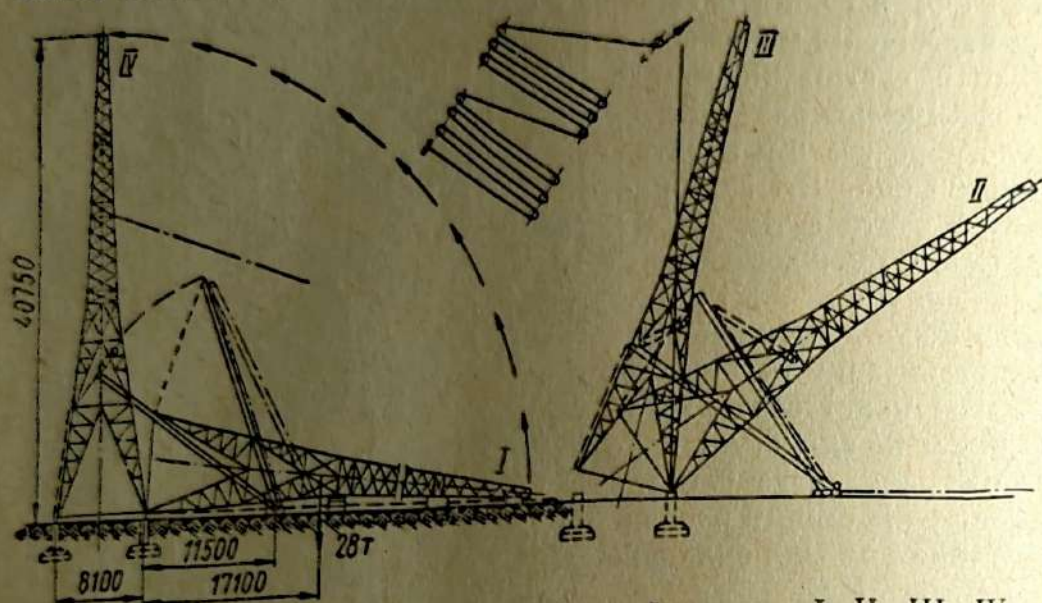


Рис. 35. Монтаж опори за допомогою обертової щогли. I, II, III, IV — послідовні положення щогли при підйомі.

опори. В зв'язку з тим, що пояси опори, яка піднімається, при укрупнювальному складанні біля основи розкріплюються чотирма постійними розпірками, необхідними при експлуатації опор на стовпчастих фундаментах, всі башмаки були зв'язані з опорними фундаментами, на яких установили поворотні шарніри. Постійні розпірки наче служать продовженням верхніх розчалок монтажної щогли, внаслідок чого розпірки зв'язуються з фундаментами опори і служать якорями при підйомі.

Довжину верхніх розчалок монтажної щогли вибирають так, щоб оголовок проходив через грати опори при обертанні її навколо шарнірів і переміщенні монтажної щогли. Висоту монтажної щогли обирають в залежності від місця розташування її шарніра в середині горизонтально складеної опори і з урахуванням можливості переведення центра ваги опори через вісь обертання в момент переходу оголовка щогли через грати опори.

Нижню секцію щогли біля поворотного шарніра двома нижніми розчалками постійної довжини прикріпили до фундаментів опори, на яких установлено поворотні шарніри, що забезпечило сприйняття горизонтальних зусиль і запобігло зміщенню низу щогли при монтажі.

При рухові трактора скорочувалась довжина підйомного поліснаста, і опора піднімалась, обертаючись навколо шарнірів, установлених на двох башмаках. В зв'язку з тим, що монтажну щоглу закріпили верхніми розчалками постійної довжини до башмаків опори, які в міру підйому опори опускалися вниз, обертання опори супроводжувалось поворотом монтажної щогли навколо осі обертання. Оголовок щогли при цьому описував криву, а низ її залишався на місці, причому, в міру підйому опори оголовок щогли повертався і в певний момент пройшов через її грати.

Підйом опори продовжувався до положення III, тобто до того моменту, коли центр ваги опори і вертикальна вісь поворотних шарнірів співпали. Далі включалася в роботу гальмова розчалка (що йде на лебідку або на трактор), яка удержувала опору від перекидання.



Рис. 36. Схема сил, що діють на систему в момент відриву опори.

Описаний спосіб монтажу дозволяє звести до мінімуму горизонтальні зусилля, що діють на фундамент, оскільки вони погашаються у тягах, які зв'язують низ щогли з низом опори. Це дуже важливо, бо фундаменти опори в цьому випадку не потребують підсилення.

Схему сил, що діють на систему в момент відриву опори, наведено на рис. 36. На 2 фундаменти

$$\Sigma M_A = Qa - rN_n = 0; \quad N_n = \frac{Qa}{r}.$$

$$\Sigma M_K = -R_A(b + d) + Ql = 0; \quad R_A = \frac{Ql}{b + d}.$$

На один фундамент сила відриву $\frac{R_A}{2}$

$$\Sigma_0 = N_p \cos(90 - \alpha - \gamma) - N_n \cos(90 - \beta) = 0;$$

$$N_p = \frac{N_n \cos(90 - \beta)}{\cos(90 - \alpha - \gamma)} = \frac{N_n \sin \beta}{\sin(\alpha + \gamma)};$$

$$N_{ш} = N_p \cos(\gamma + \alpha) + N_n \cos \beta,$$

де N_m — зусилля в щоглі;
 N_n — зусилля в поліспасті;
 N_p — зусилля в верхній розчалці;
 R_A — вертикальна сила відриву;
 Q — вага опори.

В момент відриву від землі зусилля, що діють на систему, мають максимальні значення, в наступних положеннях навантаження зменшуються. Перед підйомом треба перевірити фундаменти на витяжку і стійкість опори, що піднімається, на монтажні навантаження при найбільш несприятливому їх сполученні.

Ланка монтажників з 6 чоловік провадила установку опори у виключно незручних умовах діючого підприємства. Практично повний цикл установки однієї опори, включаючи демонтаж і перевезення інвентарного устаткування на наступну опору, складав не більше трьох змін. Складання в цей час не входить, оскільки воно здійснювалось окремою ланкою цієї ж бригади.

Вказаний спосіб монтажу має ряд переваг в порівнянні з монтажем методом падаючої стріли:

такелажне устаткування встановлюється в межах габариту складеної опори;

опори можуть бути встановленими і за таких умов, коли доступ до них можливий тільки з одного боку;

для закріплення підйомного поліспаста не вимагається улаштування якорів;

збірні залізобетонні фундаменти не потребують додаткового розкріплення при монтажі.

Монтаж перехідних опор ПЛ. При великій різниці відміток і значних прольотах між опорами, в місцях переходів через річки, залізниці та інші перешкоди зводяться спеціальні перехідні опори. Найчастіше зустрічаються перехідні опори заввишки 80—90 м, вагою до 100 т і вище. Вони можуть зводитись методом повороту навколо шарніра або нарощуванням. При монтажі методом повороту опору складають на землі у горизонтальному положенні і піднімають цілою за допомогою падаючої стріли. При монтажі нарощуванням опори складають окремими елементами за допомогою самопідйомних кранів (стрілових, повзучих, підвісних або порталних).

У 1958 р. трестом Центrostальконструкція було змонтовано дві перехідні опори через Дніпро на трасі ПЛ Київ—Васильків напругою 110 кВ. Висота опор 90 м, вага 120 т, монтажні з'єднання на зварюванні, опорні башмаки шарнірні. Проект проведення робіт по монтажу опор розробив ДПІ Укрпроектстальконструкція.

Роботи по складанню опор велись одночасно на лівому й правому берегах Дніпра. На лівому березі опору складали на металевих козлах, запроектованих так, щоб складена опора була викладена з деяким уклоном у бік фундаменту. На правому березі

в зв'язку з умовами рельєфу місцевості земснарядом було нами-
то піщану дамбу обсягом вище 10 тис. м³ піску, на якій складалась
і зварювалась опора.

До місця складання конструкції транспортували автомаши-
нами з причепами та трейлерами, розвантажували на складально-
му майданчику. Складали опору на шпальних клітках двома кра-
нами—гусеничним Э-505 і автомобільним К-51. Після повного скла-
дання опори з верхніми елементами траверс прибирався ґрунт під
верхівкою опори і установлювалися нижні елементи траверс.

Для складання однієї опори на правому березі застосовували
такі допоміжні матеріали:

Ліс круглий (для стелажів) діаметром 14—16 см, м ³	7,5
Ліс пиляний, м ³	1,5
Шпали довжиною 2000—2200 мм, шт.	110
Клини з твердих порід довжиною 500—600 мм, пар	40
Стовпи електропередачі, шт.	30
Скоби будівельні, шт.	350
Металоконструкції стелажів, І 10 або рейка, шт.	35

Між фундаментними тумбами, на які спиралися шарніри обер-
тання опори, установили шарнір повороту падаючої стріли, який
заглибили відносно верхньої відмітки фундаментів на 3280 мм.
Опорну плиту шарніра падаючої стріли закріпили анкерними бол-
тами, а власне шарнір розв'язали у чотирьох напрямках тягами
з двох тросів діаметром по 28 мм, які через п'ятнадцятитонні фар-
конфи закріпили до фундаментів опори ПЛ.

Висота падаючої стріли була прийнята рівною 46,25 м, розміри
у поперечному перерізі 1,2×1,2 м. Пояси стріли виготовили з ку-
тової сталі 150×14; грати — з кутової сталі 75×8; монтажні
з'єднання виконали на чистих болтах. На оголовку стріли роз-
ташовано два відкриті рівчаки, кожний для двох тросів-тяг під-
йомних поліспастів діаметром 39 мм.

Падаючу стрілу встановили гусеничним краном Э-505 з кутом
30° до горизонту, після чого її довели до вертикалі поліспастом
від 5-тонної лебідки, що служила згодом гальмовою при підйомі
опори.

Для сприйняття горизонтальної реакції, яка досягла 20 т
при підйомі падаючої стріли, її п'яту закріпили до опори тросом
діаметром 39 мм. Стрілу розкріпили двома боковими розчалками
з троса діаметром 36 мм, які через 20-тонні поліспасты заанкеру-
вали до якорів у точках, що знаходяться на одній лінії з шарніра-
ми обертання опори і щогли.

Для підйому опори у проектне положення використали чотири
тягові 5-тонні електролебідки, закріплені до якоря тягових полі-
спастів. Якір, розрахований на зусилля 100 т, виконали з моно-
літного бетону (рис. 37). До електролебідок від якоря виходило
по дві тяги діаметром 24 мм, крім цього, електролебідки упирали-
ся в стояки з колод діаметром 200 мм. До тяг підйомних поліспас-

тів виходили металеві тяжі, розраховані на зусилля 50 т, виготовлені з швелерів № 20. Витрати матеріалів і обсяг земляних робіт на спорудженні якоря тягових поліспастів такі:

Метал, т	2,9	Бетон М 150, м ³	22,5
Лісоматеріали, м ³	5,3	Обсяг земляних робіт, м ³	250

Опору, як і щоглу, розкріплювали двома боковими розчалками, розташованими у площині, перпендикулярній площині підйо-

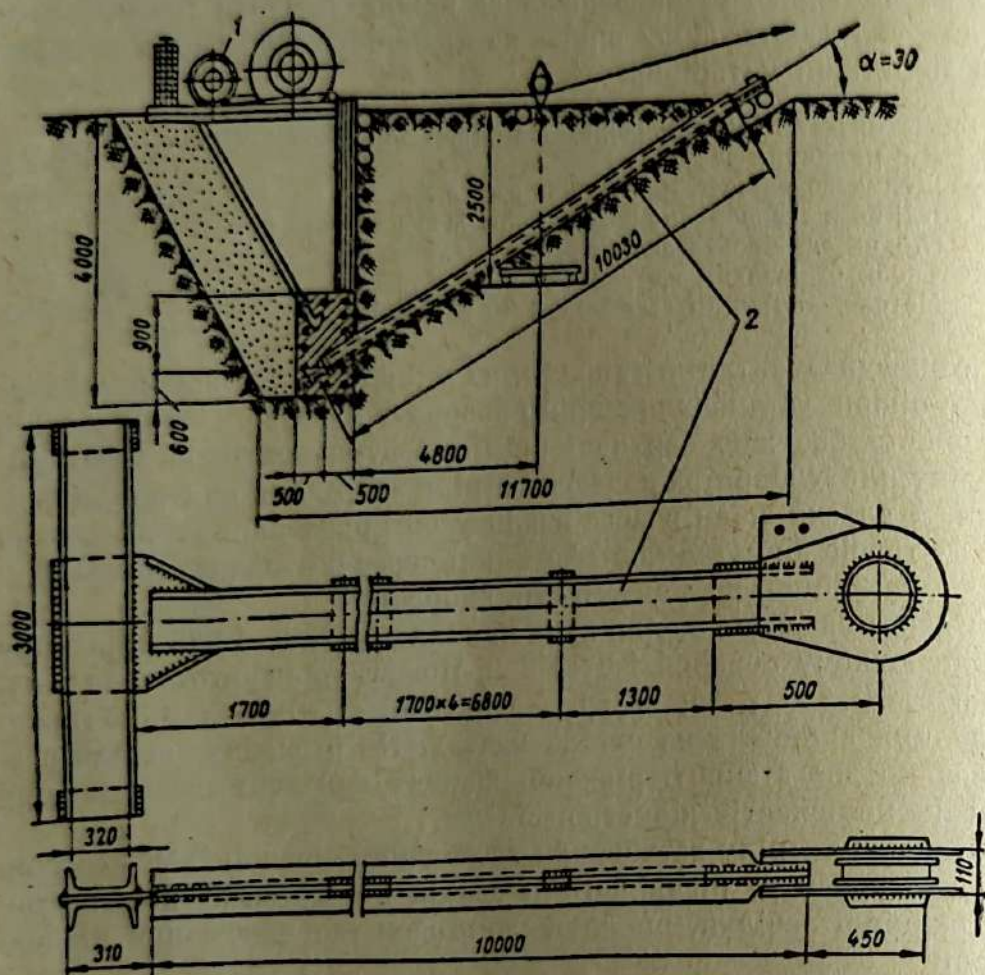


Рис. 37. Бетонний якор тягових поліспастів:
1 — електролебідка, $Q = 5$ Т; 2 — закладна деталь.

му. До опори бокові розчалки закріпили на відмітці 72 м, а на землі—до 20-тонних якорів через чотириниткові 20-тонні поліспасты. Збіжні нитки поліспастів через відвідні блоки спрямували до ручних 5-тонних лебідок, закріплених до тих же 20-тонних якорів. Аналогічно кріпилися бокові розчалки падаючої стріли.

Для гальмування опори в заключний період підйому передбачили гальмову розчалку, оснащену шестинитковим 30-тонним поліспастом, збіжні нитки якого йдуть на 5-тонну лебідку. Поліспаст з електролебідки кріпили до 30-тонного якоря. Таким чином, для

підйому опори довелося спорудити один 100-тонний, чотири 20-тонних і один 30-тонний якорі.

Тягове зусилля для підйому опори створювалось чотирма 5-тонними електричними лебідками, оснащеними двома дванадцятинитковими 50-тонними підйомними поліспастами. Збіжні нитки кожного поліспаста через відповідні блоки намотувались на барабани двох електролебідок, що стояли поряд, створюючи замкнені безкінечні поліспасты (рис. 38).

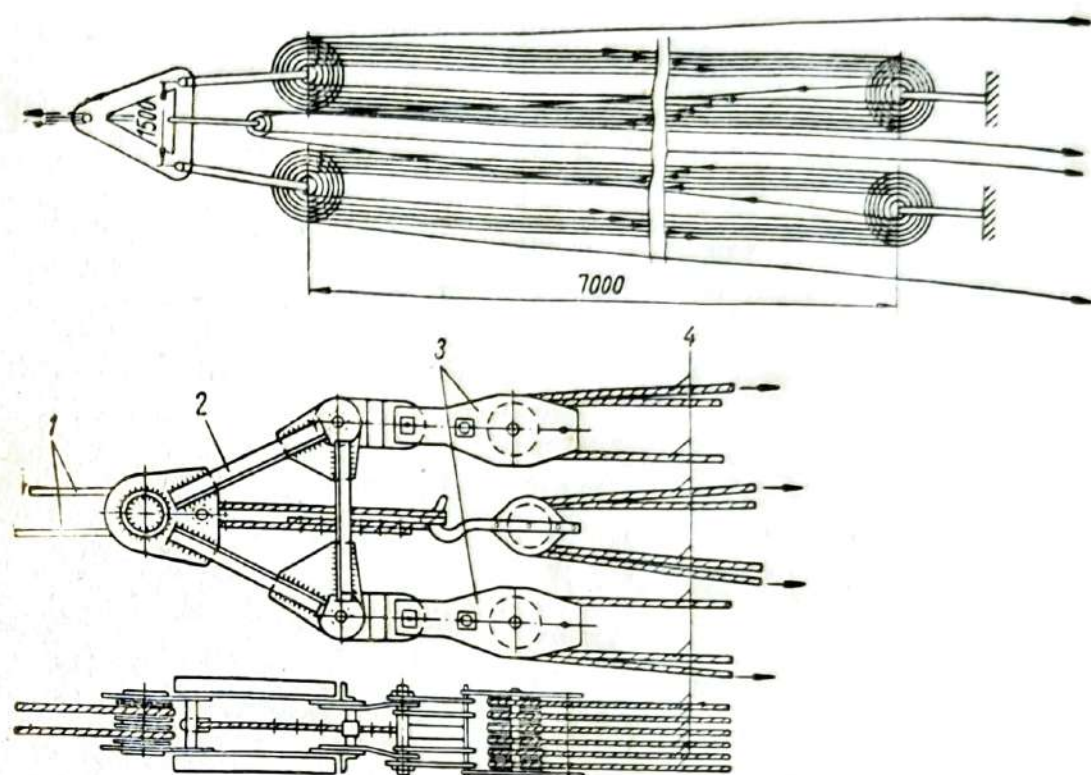


Рис. 38. Зрівняльний пристрій і схема запасовки вантажних поліспастів:
1 — трос діаметром 39 мм; 2 — зрівняльний пристрій; 3 — шестишальний блок,
 $Q = 50 \text{ T}$; 4 — трос діаметром 24 мм.

Дві тяги з двох тросів діаметром по 39 мм кожний закріпили одним кінцем до 100-тонного якоря, другим — до нерухомих шестишальних блоків підйомних поліспастів. Рухомі блоки поліспастів кріпили до двох рогів трикутного зрівняльного пристрою. До третього рогу цього пристрою закріпили дві тяги, кожна з яких складалася з двох тросів діаметром 39 мм, і перекинули ці тяги через оголовок падаючої стріли у напрямі опори, що піднімається. Другий кінець тяг закріпили до другого зрівняльного пристрою, від якого йшли стропи опори. Стропували опори у двох рівнях на відмітках 46 і 72 м. Схему підйому перехідної опори і розташування такелажної оснастки подано на рис. 39.

У процесі роботи лебідок скорочувалась довжина підйомних поліспастів і тяги, перекинуті через оголовок падаючої стріли, передавали зусилля підйому на опору, яка, піднімаючись, оберта-

лася навколо опорних шарнірів. Коли опора наблизилась до проектного положення, тяги та поліспасти витяглись в одну лінію, а падаюча стріла при цьому звільнилась від навантаження, оскільки тягові троси вийшли з рівняків оголовка. До проектного положення опору довели напрямки без участі падаючої стріли. Ще до

початку підйому падаючу стрілу підв'язали до опори, що піднімалася, для запобігання її падінню після виключення з роботи.

Для підйому перехідної опори заввишки 90 м,

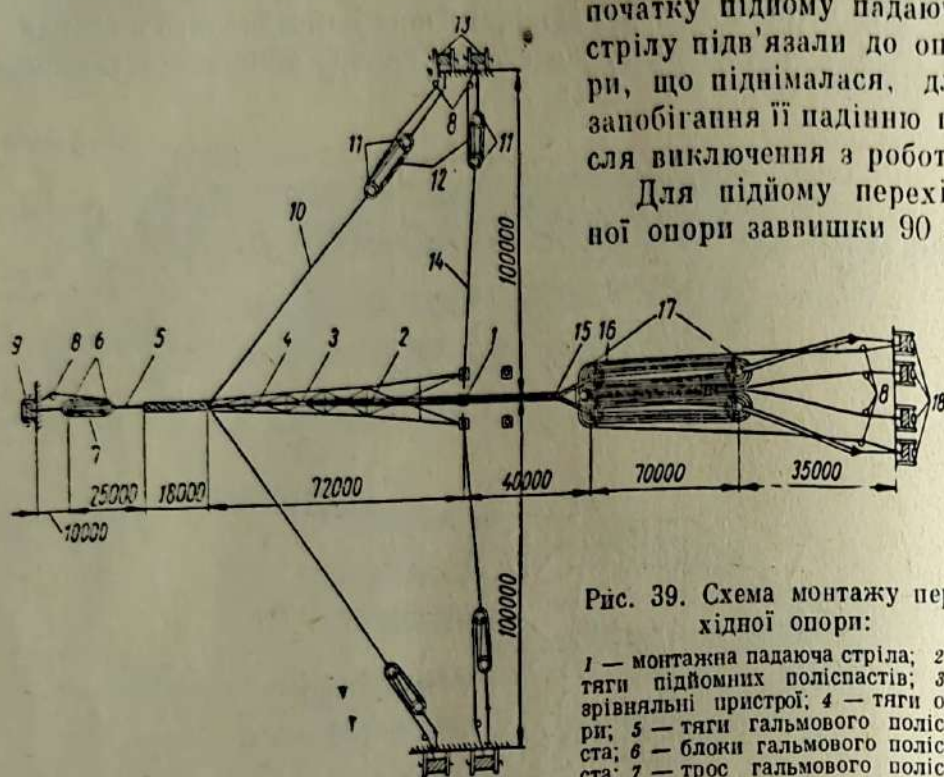


Рис. 39. Схема монтажу перехідної опори:

1 — монтажна падаюча стріла; 2 — тяги підйомних поліспаств; 3 — зрівняльні пристрої; 4 — тяги опори; 5 — тяги гальмового поліспаства; 6 — блоки гальмового поліспаства; 7 — трос гальмового поліспаства; 8 — відвідні блоки; 9 — лебідка; 10 — вант опори; 11 — блоки вантових поліспаств; 12 — трос вантових поліспаств; 13 — ручні лебідки; 14 — вант падаючої стріли; 15 — зрівняльний пристрій; 16 — трос підйомного поліспаства; 17 — блоки тягових поліспаств; 18 — тягові електричні лебідки.

вагою 120 т потрібні були такі механізми і такелажна оснастка:

Гусеничний кран Э-505	1	Блоки дворольні вантажопідйомністю 20 т, шт.	9
Автокран К-51	1	Те саме, однорольні 5 »	9
Трактор С-80	1	Зрівняльні пристрої, шт.	2
Падаюча стріла	1	Трос діаметром 39 м.м, м	700
Електролебідки вантажопідйомністю 5 т, шт.	5	Те саме, 36 м.м	900
Ручні лебідки вантажопідйомністю 4 т, шт.	4	Те саме, 24 »	3000
Блоки шестирольні вантажопідйомністю 50 т, шт	4	Якорі вантажопідйомністю 100 т, шт.	1
Те саме, трирольні 30 т	2	Те саме, 30 т	1
		Те саме, 20	4

Монтаж однієї опори, включаючи всі складальні і такелажні роботи, здійснено за 41 день бригадою з середньою кількістю робітників на добу 25 чоловік. Трудомісткість робіт по монтажу опори — близько 1100 людино-днів.

До переваг розглянутого прикладу монтажу важкої спеціальної перехідної опори методом повороту можна віднести:

ведення складальних робіт у безпечних і зручних умовах на землі;

виконання зварювальних робіт на землі дозволило скоротити строки виконання, проконтролювати шви та домогтися високої якості зварних з'єднань;

ведення робіт вниз забезпечило фронт робіт для всіх операцій — установки такелажної оснастки, складання опори і зварювальних робіт.

Негативні риси такі:

складність і велика вантажопідйомність такелажу, що вимагає великих затрат матеріальних ресурсів і часу;

необхідність улаштування потужних якорів;

потреба у великій площі для складання опори та установки такелажної оснастки;

у конструкцію опори довелося ввести складний монтажний шарнір;

великі розміри фундаменту у зв'язку з тим, що в початковий момент перекидання фундаменти повинні сприймати велике горизонтальне навантаження.

Розглянемо інший метод монтажу спеціальних перехідних опор, здійснений трестом Сибстальконструкція Держмонтаж-спецбуду СРСР. Через ріку Об треба було здійснити перехід ПЛ. Запроекували дві опори заввишки 90 м, вагою 120 т, аналогічні спеціальним опорам, виконаним для ПЛ через Дніпро. Для монтажу цих опор використали метсд нарощування за допомогою повзучого порталного крана, запроекуваного проектно-конструкторським бюро тресту Сибстальконструкція. Повзучий порталний кран виконали у вигляді зварної замкненої рами заввишки 12 м із труб. Рама шарнірно спиралася на столики, приварені до поясів змонтованої частини опори, і могла вільно повертатися. До верхнього ригеля рами підвісили вантажний поліспаст з троса діаметром 15 мм вантажопідйомністю 3 т. Ригель portalу розкріпили двома розчалками з троса діаметром 22 мм, кінці яких відвели на ручні лебідки, встановлені на землі. При підйомі конструкцій і установці їх у проектне положення за допомогою розчалок рама порталного крана поверталася навколо шарніра. Зусилля підйому створювалось електричною лебідкою, встановленою на землі.

Три нижні секції опори змонтували гусеничним краном, потім цим же краном установили на першу стоянку порталний кран і закріпили його в шарнірах. Дальший підйом конструкцій вели порталним краном, який піднімав об'ємні секції, що укрупнялися на землі. Монтаж вели у такій послідовності. До основи опори подавали попередньо укрупнену секцію. Порталний кран нахилили в бік поданої секції так, щоб поліспаст знаходився над нею.

Застроплену секцію кран піднімав вище змонтованої частини опори, потім разом з нею повертався розчалками у потрібне положення і встановлював секцію на місце. Після вивірки і заварювання монтажних швів тільки що піднятої секції порталний кран переміщували на наступну стоянку. На змонтованій секції опори закріплювали балку з напрямними пластинами, по яких під час пересування ковзають стояки порталного крана. До верху змонтованої секції опори кріпили спеціальний поліспаст, що служив для переміщення порталного крана; ваптажний блок цього поліспаста стропили до нижньої частини рами крана. Збіжна нитка підйомного поліспаста через відповідний блок спрямовувалась на лебідку, встановлену на землі.

До початку переміщення крана його раму нахилили за допомогою розчалок так, щоб стояки крана увійшли у напрямні пластини. Після цього кран звільнили від столиків і перемістили підйомним поліспастом на чергову стоянку. Опорну балку рами закріпили у шарнірах, а балку з напрямними поліспастами зняли.

Застосування викладеного методу монтажу важких перехідних опор ПЛ дозволяє спростити конструкцію опор, замінивши дорогі механічні деталі монтажних шарнірів зварними башмаками звичайного типу. У зв'язку з тим, що при монтажі опор методом нарощування не виникає великих зусиль у фундаментах опор, виключається необхідність у підсиленні їх на монтажні навантаження.

Вказані конструктивні зміни, одержані завдяки застосуванню методу монтажу порталним краном, знизили вартість однієї перехідної опори на 23,8 тис. крб.

Порівнюючи два описані методи монтажу опор ПЛ (за допомогою падаючої стріли і самопідйомним краном), можна зробити висновок, що монтаж цілком важких опор вагою до 120 т і заввишки до 90 м вимагає великих матеріальних і трудових затрат, що економічно недоцільно. При монтажі важких перехідних опор слід віддати перевагу методу нарощування за допомогою порталного крана. При цьому потреба у монтажній оснастці зводиться до мінімуму і виникає можливість додаткового економічного ефекту від спрощення конструкцій опор та зменшення об'єму бетону, що витрачається на фундаменти.

МОНТАЖ РАДІОБАШТИ ЗАВВИШКИ 125 м

При реконструкції Харківського телецентру необхідно було встановити нову радіопору баштового типу для підтримування спеціальних антен, установлених на відмітці 125 м. Монтаж опори з антенами у 1963 р. виконало Київське спеціалізоване управління № 38 тресту Центроствальконструкція. Проект башти розробив ДПІ Проектствальконструкція.

Башта запроектована чотиригранною ґратчастою у вигляді зрізаної піраміди із розмірами у нижньому перерізі 14×14 і у верхньому $1,5 \times 1,5$ м. Пояси і розпорки запроектували і виготовили з гарячекатаних труб, а розкоси — з кутикових прокатних профілів. Монтажні з'єднання виконали болтовими, причому пояси — на фланцях. Конструкції виготовив Миколаївський завод металоконструкцій Укрголовстальконструкції, доставлені вони були на монтаж розсипом.

Проект проведення робіт по монтажу башти передбачав спорудження її методом нарощування за допомогою монтажної щогли. Монтажну щоглу виготовили завдовжки 25 м, перерізом $0,5 \times 0,5$ м з поясами з кутової сталі 50×5 і ґратами з круглої сталі діаметром 16 мм. На оголовку щогли встановили поворотний диск з отворами для кріплення розчалок, відповідний ролик і валик «мертвого» кінця вантажного поліспасти. До нижнього вузла щогли між двома щоглами закріпили відповідний ролик та вал повороту щогли. Із зовнішнього боку на щоглу наділи напрямну рамку (рис. 40), яка служить для переміщення щогли на чергову стоянку.

До середньої частини напрямної рамки приварили шарнір для кріплення її до фланця пояса башти. У робочому положенні напрямна рамка щогли знаходиться внизу і не кріпиться до башти. Перед підйомом щогли на наступну стоянку рамка піднімається і закріплюється двома болтами до верхнього вільного фланця, змонтованого раніше пояса.

Опорою для монтажної щогли служить спеціальний столик (рис. 41). Столик складається з горизонтальної балки і підкоса столика, які виготовили з прокатних швелерів № 14. На кінець горизонтальної балки з двох боків наварили пластини з отворами діаметром 100 мм, куди вставили вал повороту щогли. Опорний

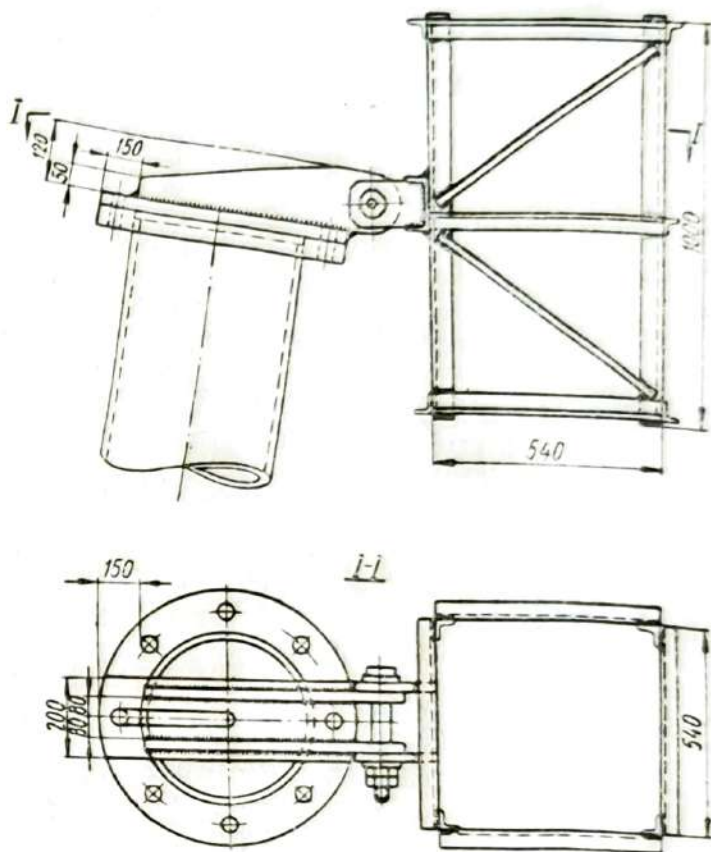


Рис. 40. Напрямна рамка монтажної щогли.

столік знизу кріпився до фланця пояса на болтах за допомогою фігурної пластини, вгорі — двома хомутами на відстані 1 м над фланцевим з'єднанням пояса башти.

Монтажна щогла (рис. 42) розчалювалась чотирма сталевими канатами діаметром 17,5 мм, нахиленими до вертикалі при найвищому положенні під кутом, що не перевищував 45° . У плані

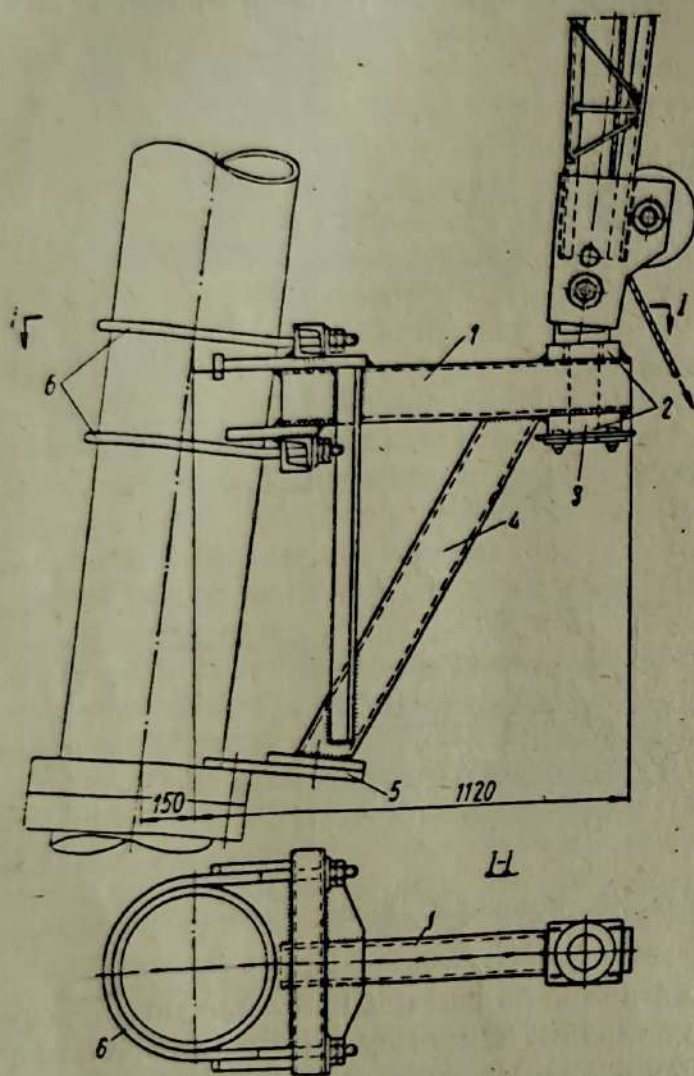


Рис. 41. Опорний столик монтажної щогли:
1 — горизонтальна балка; 2 — пластини; 3 — вал повороту щогли; 4 — підкіс столика; 5 — фігурна пластинка; 6 — хомути.

розчалки розташовувались під кутом 90° . Верхній кінець розчалок кріпили до оголовка щогли, нижній — до ручних 3-тонних лебідок, установлених на землі. На лебідки розчалки йшли через відповідні однорольні блоки, закріплені до якорів, розташованих на відстані 125 м від осі башти, що монтується.

Вантажний поліспаст з каната діаметром 15,5 мм закріплювали до валика на оголовку щогли. Збіжна нитка поліспаста проходила через два відповідні ролики, закріплені на оголовку і на опорній частині щогли, і через відповідний однорольний блок, закріплений до якоря на землі, а далі на 5-тонну електролебідку, встановлену в 40 м від осі башти.

Для підйому щогли на чергову стоянку було передбачено спеціальний поліспаст з каната діаметром 17,5 мм. Цей поліспаст кріпили до змонтованої верхньої розпорки башти, а збіжна нитка його йшла на лебідку через відповідний блок, ув'язаний до цієї ж розпорки, і відповідний блок, закріплений до якоря на землі.

Перестановка монтажної башти провадилась так. Напрямну рамку піднімали гаком вантажного поліспаста і закріплювали

до верхнього вільного фланця змонтованого пояса. До гака підйомного поліспаста стропили нижню частину щогли з опорним столиком, опорний столик від'єднували від конструкції башти, піднімали щоглу на наступну стоянку і опорний столик закріплювали до наступного фланця пластиною, а до пояса башти — хомутами.

Після того, як ці всі операції було послідовно виконано, щогла була готова до монтажу наступних секцій башти.

В міру підйому щогли розчалки поступово змунтувались з барабанів лебідок, регулюючи положення щогли.

Перші два яруси башти монтували щоглою, встановленою на землі всередині башти. Потім щоглу пересували до одного з поясів змонтованої частини башти, закріплювали напрямну рамку за верхній фланець, кріпили поліспаст підйому щогли до верхньої розпорки, після чого піднімали щоглу на першу стоянку. Дальший монтаж конструкції башти вели окремими елементами з попереднім їх укрупненням на землі у межах вантажопідйомності щогли.

Перед підйомом вантажу щогла встановлювалась у положення, відповідно установці елемента, всі чотири її розчалки натягувались на зусилля 0,5 т. Після цього натягувався вантажний поліспаст до зусилля, близького до ваги вантажу, що піднімався. Нахил щогли збільшувався при відриві вантажу від землі. Для відновлення нахилу щогли задні розчалки підтягували до тих пір, поки вантаж не відривався від землі, і тільки після цього піднімали його вантажним поліспастом.

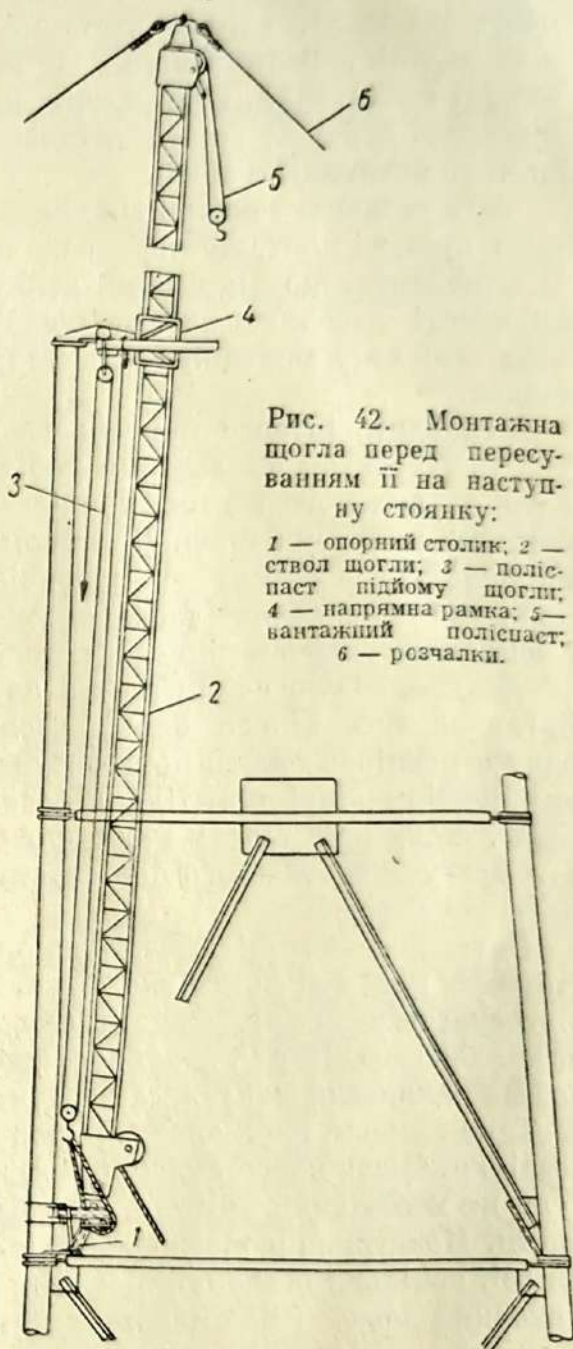


Рис. 42. Монтажна щогла перед пересуванням її на наступну стоянку:

1 — опорний столик; 2 — ствол щогли; 3 — поліспаст підйому щогли; 4 — напрямна рамка; 5 — вантажний поліспаст; 6 — розчалки.

До відмітки 75 м монтаж конструкцій вели без попереднього укрупнення елементів, оскільки вага їх дорівнювала вантажо-підйомності щогли. Окремо монтували елементи поясів з попередньо прив'язаними до них монтажними драбинами і розпірки та розкоси. Вище відмітки 75 м укрупнювали на землі окремі елементи в панелі, вага яких не перевищувала 2,5 т. При монтажі конструкцій, розташованих у протилежному від щогли кутку башти, слідкували, щоб виліт щогли не перевищував величини діагоналі перерізу башти, а також за тим, щоб щогла не упиралася в конструкції башти.

Для установки елементів використовували інвентарні колиски, які в процесі монтажу переносили щоглою і кріпили до розпірок. Всі елементи, що піднімали, щоб уникнути розкручування і для зручності заводки, забезпечували відтяжками з тонкого каната. По ходу монтажу встановлювали постійні сходи та площадки.

Становить інтерес монтаж чотиривиткових антен на відмітці 125 м. Проектом проведення робіт передбачалося антени змонтувати за допомогою двох кранів-укосин, закріплених до поясів останнього ярусу башти. При цьому треба було монтувати окремо опорний вузол антен, потім послідовно встановлювати у похиле проектне положення власне антени. Монтажники запропонували і здійснили монтаж іншим методом.

На землі було складено дві антени разом з опорним вузлом. Загальна вага такого блока досягла 2,5 т. На відмітці 125 м одну з розпірок башти не змонтували, а до фланців уже змонтованих поясів прикріпили тільки фасонки, відрізані від розпірки на землі. Монтажну щоглу нахилили в той бік, де не було розпірки так, щоб гак вантажного поліспасти вийшов з площини верхнього перерізу башти.

Опустивши гак вниз, застропили блок антен у опорному вузлі і підняли його вище відмітки 125 м. Блок, що піднімався, довелося відтягувати двома відтяжками для того, щоб уникнути зіткнення його з баштою. Потім, дещо зменшивши виліт щогли за допомогою розчалок, вивели вантаж у вертикальне положення.

Таким чином, блок антени повис на щоглі з боку непоставленої розпірки. Після цього щоглу разом з підвішеним вантажем розвернули на необхідний кут так, щоб блок антен опинився всередині башти. Конструкція щогли дозволяла повернути її навколо власної осі, оскільки розчалки щогли кріпили на обертовому диску, а опорний вузол її мав поворотний вал. Щогла вільно поверталася разом з вантажним поліспастом незалежно від розчалок. Коли вантаж, що піднімався, опинився всередині башти, щоглу за допомогою розчалок нахилили, і блок антен став у проектне положення.

Дві антени, що залишилися, піднімали нарізно, причому перед монтажем до них прикріпили деталі шарнірів. Підняті вгору ан-

тени спочатку встановлювали на шарніри, потім повертали у проектне положення і закріплювали.

Для монтажу радіобашти заввишки 125 м потрібні таке устаткування і такелажна оснастка:

Автокран вантажопідйомністю 3 т	1
Монтажна щогла заввишки 25 м з пристроями загальною вагою до 3 т	1
Електролебідка для вантажного поліспада вантажопідйомністю 5 т	1
Електролебідка для відтягування конструкцій, що піднімаються, вантажопідйомністю 3 т	1
Ручні лебідки для натягування розчалок, шт.	4
Блоки однорольні 5-тонні, шт.	7
Трос діаметром 17,5 мм для розчалок та поліспада підйому щогл, м	900
Трос діаметром 15,5 мм для вантажного поліспада, м	500
Те саме, 9—11 мм, для відтяжок, м	200
Підвісні колиски, драбини та містки, т	6
Якорі на зусилля 5 т, шт.	5
Те саме, 3 т	1

Монтаж радіобашти виконала бригада Д. І. Ганенка з 8 чоловік під керівництвом виконавця робіт Ю. П. Проценка за 2,5 місяця при роботі в одну зміну. Зв'язок з монтажниками-верхолазами здійснювався за допомогою мегафонів. До переваг методу монтажу радіо- і телевізійних башт та щогл за допомогою монтажно́ї щогли, як показав досвід, можна віднести таке:

такелажна оснастка і устаткування (щогли, лебідки, блоки та ін.) прості у виготовленні, експлуатації і потребують мінімальних затрат;

на перестановку монтажно́ї щогли потрібно менше часу, ніж на перестановку підвісного крана.

Слід враховувати також такі недоліки:

виконання робіт вимагає підвищеної уваги і злагожденості дій людей, що знаходяться один від одного на великій відстані; потреба у значній території для розміщення розчалок. Це виключає можливість застосування вказаного методу монтажу при спорудженні високих опор у незручних умовах.

Метод монтажу башт нарощуванням за допомогою монтажно́ї щогли може бути рекомендований для споруд, висота яких не перевищує 150—180 м, при наявності площадки, що забезпечує улаштування якорів і розчалок, та оглядовості місць установки монтажного устаткування.

МОНТАЖ СУЦІЛЬНОЗВАРНОЇ ТЕЛЕВІЗІЙНОЇ БАШТИ ЗАВВИШКИ 191 м

У 1962 р. в ДПІ Укрпроектстальконструкція по завданню Міністерства зв'язку УРСР було запроектовано телевізійну башту для Кіровоградського телецентру. Башта призначена для транс-

ляції двох програм чорно-білого телебачення, передач УКВЧМ та радіорелейного зв'язку. Башту оснастили восьмیارусною турнікетною антеною заввишки 15 м, призматичною антеною УКВЧМ заввишки 26 м, двома рупорно-параболічними антенами фірми «Будавокс» та плоским відбивним дзеркалом. Крім цього, по всій башті встановили ліхтарі 30Л, що забезпечували безпеку водіння літаків на повітряних трасах, які проходять у районі башти.

Башта запроектована заввишки 155 м, а загальна висота її разом з антенами—турнікетною та УКВЧМ — складає 191 м.

Було прийнято рішення виконати конструкції із прокатних профілів. Через велику кількість установленого на башті радіотехнічного устаткування і комунікацій, які сприймають значну частину вітрових навантажень, великого обважнювання від застосування прокатних профілів не утворилось. Башта, виготовлена на Дніпропетровському заводі металоконструкцій ім. Бабушкіна і змонтована спеціалізованим управлінням № 38 тресту Центrostальконструкція, виявилась по вазі приблизно рівною типовій телевізійній башті таких же параметрів з елементами із труб.

Конструктивно башта істотно відрізняється від раніше споруджених такого ж типу, вона виконана суцільнозварною із зварними монтажними з'єднаннями на накладках. Частину поясів виготовлено з листової сталі, звареної навхрест, інші — з кутової сталі. Грати виконано перехресними з кутової сталі, що працює лише на розтяг.

Башту запроектовано чотиригранною гратчастою у вигляді піраміди, обпертої на базу з основою на нульовій відмітці 20×20 м. Верхній переріз бази (низ ствола) на відмітці 22,5 м квадратний у плані з стороною 12 м. Верх ствола на відмітці 155 м в плані має розміри $1,75 \times 1,75$ м. На башту спирається гратчаста антена УКВЧМ призматичного обрису, яка є продовженням ствола і через те розміри її в плані дорівнюють розмірам верхнього перерізу башти. Антена УКВЧМ вивершується турнікетною антеною з труби діаметром 245, товщина стінки 15 мм.

Грати бази на відміну від грат ствола прийнято стиснуторозтягнутими із прокатних профілів.

До ствола башти та антен УКВЧМ прилаштовано площадки у кожній панелі, які, з одного боку, є діафрагмами, а з другого — забезпечують вільний доступ майже до будь-якого вузла споруди і використовуються для обслуговування конструкцій, технологічного устаткування і комунікацій живлення у процесі експлуатації. Площадки зв'язані сходами, відгородженими захисними «корзинами».

Башта, виконана без попереднього натягування розкосів, виявилась в цілому економічнішою за раніше виконані, оскільки для її спорудження не було потреби у застосуванні стяжних фаркопфів, індикаторних ключів та іншого складного устаткування

для натягування. Крім того, спростилося рихтування у процесі монтажу.

Антену УКВЧМ могла бути виготовлена з труб на заводі металокопункцій просторовими секціями, однак для можливості монтажу антени тим же підвісним краном, яким монтували башту, одну грань її виконали роз'ємною на болтах.

Ствол башти виготовили із листової та кутової прокатної сталі марки ВСт.Зсп по ГОСТ 380—60 *. Нерозрахункові елементи, такі, наприклад, як листи настилу — з сталі марки ВСт.Зкп. Матеріалом для копункцій антен служили гарячекатані труби із сталі марки Ст.20 по ГОСТ 1050—60 *.

На заводі металокопункцій основні елементи башти виготовляли в кондукторах з наступним контрольним складанням, пригонкою та маркуванням елементів, що стикаються на монтажі.

Цікаво відмітити, що стики поясів башти у місцях переломів виконали на заводі, а монтажні сполучення передбачили тільки на прямих ділянках, що спростило їх здійснення у важких умовах монтажу на висоті. Монтажні стики трубчастих поясів антени УКВЧМ виконали за допомогою зварювання в стик, для чого передбачили спеціальні підкладні кільця. Зазор у монтажних стиках витримувався за допомогою спеціальних фіксаторів, які видалялись після того, як вузол заварювався.

Не дивлячись на те, що копункції Кіровоградської башти виконано з прокатних профілів, вона здається легкою і ажурною. Щоправда, Кіровоградська башта виявилась дещо більш важкою, ніж, скажімо, аналогічна трубчаста башта висотою 191 м, споруджена у Свердловську за проектом ДПІ Проектсталькопункція, однак вартість зведення Кіровоградської башти нижча, ніж Свердловської.

Техніко-економічні показники обох башт порівнюються у табл. 18.

З табл. 18 видно, що економічний ефект від монтажу башти з прокатних профілів замість башти з трубчастих елементів складає $51,0 - 41,0 = 10,0$ тис. крб., або 19,0%. Слідом за Кіровоградською баштою такі ж змонтовано в Черкасах, Донецьку, Івано-Франківську.

Здійснення монтажного зварювання на висоті — операція складна, небезпечна і практично погано контролюється. Тому вже для Івано-Франківської та Донецької башт зварні монтажні з'єднання замінили болтовими на фланцях. Монтажні з'єднання на

Таблиця 18

Найменування показників	Одиниця виміру	Башта	
		Кіровоградська	Свердловська
Вага башти	т	300	265
Вартість монтажу	тис. крб.	41,0	51,0
Вартість будівництва	"	134,0	150,0

№ Башти Н=180

№1490 Пермь

№4208 Кировоград

№5172-Беломошье 111

№4594-Иль-Прокс-14992

№4343-Черкассы (Кировоград)

4473?

болтах дозволяють точніше витримувати геометричні розміри споруди, але при цьому вимагають більш точного заводського виготовлення.

Монтаж Кіровоградської телевізійної башти вели у такій послідовності. Спочатку змонтували опорну частину башти з відмітки — 4,6 до відмітки +22,5 м. Нижня частина поясів башти з відмітки — 4,6 до відмітки $\pm 0,0$ служить закладною частиною. Конструкції опорної частини башти встановили у проектне положення двома укрупненими блоками, які попередньо склали і повністю зварили на землі до підйому. Вага кожного блока — 33 т, тому монтувати їх довелося за допомогою монтажною щогли вантажопідйомністю 100 т, висота якої 57 м. Спочатку підняли і встановили у проектне положення перший блок і закріпили його тимчасовими розчалками, другий блок підняли і зістикували з першим. Слідом за цим підняли ті площадки, яких не вистачало, по двох гранях і вивірили всю опорну частину. Це дало можливість забетонувати фундаменти. Спочатку монтажну щоглу встановили вище нульової відмітки, а потім, після засипки та ущільнення ґрунту, опустили на спеціально споруджений для неї фундамент. Монтажну щоглу змістили з осі башти на 2 м, оскільки за її допомогою довелося монтувати діафрагми та підвісний монтажний кран. Висота монтажною щогли дозволила змонтувати за її допомогою конструкції башти до відмітки 48 м. Далі за допомогою тієї ж монтажною щогли установили підвісний самопідйомний кран, розроблений ДПІ Укрпроектстальконструкція.

Підвісний кран має таку технічну характеристику:

Вантажопідйомність, т:		Лебідка (2 шт.) для підйому вантажу ПЛ-5-60:	
максимальна	4	тягове зусилля, т	5
мінімальна	3	швидкість підйому, м/хв	35
Швидкість підйому вантажу, м/хв; при роботі лебідки:		Лебідка для підйому стріли ПЛ-5-56:	
однієї	17,5	тягове зусилля, т	5
двох	35	швидкість підйому, м/хв	35
Виліт стріли, м:		канатомісткість, м	450
максимальний	7,5	Лебідка для підйому крана:	
мінімальний	2	тягове зусилля, т	5
Вага, т:		швидкість підйому, м/хв	35
металоконструкцій та виробів	10,4	канатомісткість, м	450
механічних вузлів	1,7	Тягове зусилля ручної лебідки (2 шт.) для повороту крана, т	1,5
канатів	3,2		
загальна вага крана (без канатів)	12,1		

Параметри та технічна характеристика крана прийняті з урахуванням конструктивних особливостей та ваги елементів башти, що монтується. В основу конструктивних рішень підвісного са-

моніційного крана покладено принципові рішення повзучого крана ПКТ-8, розробленого інститутом Прометальконструкція. Кран, розроблений для монтажу Кіровоградської башти, відрізняється від ПКТ-8. Опорні балки замінено системою підвісок із сталених канатів з фаркопами та клиновими затискачами. Вантажопідйомність збільшена до 4 т на вильоті стріли 7,5 м; крок підйому 12 м. Переріз ствола крана збільшено до $0,7 \times 0,7$ м, відповідно змінені перерізи обойми та оголовка крана. Збільшено кількість діафрагм в стволі. Діафрагми встановлено у місцях передачі зусиль. Обойма крана оснащена зовнішніми діафрагмами. Змінено перерізи елементів металоконструкцій крана.

У поворотному колі додано два опорні ролики, а в нижній частині ствола встановлено систему з трьох спарених відвідних блоків. Загальна вага крана збільшилась з 15,9 до 16,9 т.

Розрахунок крана виконано за напругами, що допускаються для двох робочих положень: при роботі з верхніми відтяжками ствола (як статично невизначуваної системи на пружньо-податливих опорах) та як консолі при роботі без верхніх відтяжок, що практично не працюють через малий кут нахилу їх між відмітками 150,5 та 176,5 м.

У розрахунку прийнято:

напруга, що допускається для основних навантажень $\sigma = 1600 \text{ кг/см}^2$.

напруга, що допускається для основних і додаткових навантажень $\sigma = 1800 \text{ кг/см}^2$:

коефіцієнт динамічності для легкого режиму роботи — $K = 1,1$; коефіцієнт перевантаження — $K = 1,1$;

швидкість вітру при монтажі 12 м/сек.

Матеріал несучих сталених конструкцій крана — сталь марки ВСт.Зсп по ГОСТ 380—60 * з додатковими гарантіями по ударній в'язкості при нормальній температурі та випробуванню на загин у холодному стані. Конструкції крана зварено електродами марки СМ-11 типу Э-42А.

Підвісний самопідйомний кран складається з обойми, що ковзає по стволу, поворотного оголовка, шарнірної стріли, системи підвісок та розчалок, вантажного і стрілового поліспастів механізму повороту оголовка з стрілою, поліспаста для підйому ствола крана та ін. Ствол, обойму та оголовок крана запроектовано і виконано суцільнозварними, гратчастими, вони мають призматичне окреслення. Переріз ствола $0,7 \times 0,7$, обойми $0,74 \times 0,74$, а оголовок $1,06 \times 1,06$ м. Довжина ствола 24, а обойми 6,6 м. Оголовок закріплено на поворотному колі до верхнього кінця ствола, а обойму у робочому стані крана — до нижнього. До нижнього кінця ствола, крім обойми, кріпляться обслуговуючі площадки та відвідні блоки вантажного і стрілового поліспастів. На кінцях обойми, на внутрішній поверхні поясів з кутової сталі приварено «сухарі», які служать направляючими для руху ствола крана при

перестановці його на чергову робочу стоянку, а також для сприйняття і передачі горизонтальних навантажень від крана на башту в процесі роботи. До зовнішніх поверхонь обойми приварено діафрагми, що роблять її жорсткою в плані та служать для кріплення підвісок та розчалок. Оголовок є поворотною частиною крана, тому біля його основи передбачене поворотне коло з шарніром для кріплення стріли. У верхній частині оголовка кріпиться система блоків для запасовки стрілового та вантажного поліспастів. Оголовок надівають на ствол крана і спирають верхньою частиною на кульову опору, що сприймає вертикальне та горизонтальне навантаження, і нижньою частиною (за допомогою ролика) на діафрагму ствола, яка сприймає тільки горизонтальні навантаження.

Незмінність та жорсткість контура башти, особливо в місцях сприймання зосереджених сил, забезпечуються установкою діафрагм.

Перша робоча стоянка крана на відмітці 48,5 м визначена з умови, щоб вага і довжина монтажних елементів, що піднімаються, не перевищували максимальної вантажопідйомності крана, яка дорівнює 4 т на вильоті стріли 7,5 м при кроці крана 12 м.

Монтаж самопідйомного крана здійснили у такій послідовності. Монтажною щоглою звели кран у вертикальне положення, попередньо закріпивши обойму та стрілу в верхньому крайньому положенні. Застропивши кран до гака вантажного поліспаста монтажною щогли, за допомогою щогли підняли кран на відмітку першої стоянки на башту, після чого встановили підвіски та розчалки обойми. Плавню передавши на обойму вагу крана, звільнили гак монтажною щогли і за допомогою підйомного поліспаста крана вижали ствол у верхнє положення, закріпивши його підвісками і розчалками.

Дальший монтаж конструкцій башти та антенної частини до відмітки 176 м виконувався за допомогою самопідйомного крана. Процес монтажу був розбитий на етапи, що дозволяло максимально використати конструктивні особливості крана та виконувати монтаж двох ярусів конструкцій башти з однієї стоянки крана.

З відмітки 48 до відмітки 129 м монтаж конструкцій вели в такому порядку: пояси монтували окремо, на землі встановили на них монтажні драбини, розкоси укрупнювали на землі в «хрести» і потім встановлювали у проектне положення. Всі конструкції перед монтажем фарбували на землі, а змонтовані конструкції підфарбовували лише у місцях зварювання.

З відмітки 129 до відмітки 155 м башту монтували з укрупнених площинних елементів у такій послідовності. Спочатку встановлювали у проектне положення дві укрупнені заздалегідь в плоскі елементи грані, після чого дві інші грані заповнювали окремими елементами. Призматичні секції антенної частини башти з відмітки 155 до відмітки 176 м монтували також за допомогою самопід-

йомного крана. Антенну частину башти виготовили на заводі просторовими секціями. Три грані секції заварили, а четверту закріпили на болтах. Оскільки самопідйомний кран було підвішено всередині башти, неможливо було монтувати просторові секції призматичної антени цілком. Довелося одну роз'ємну грань секції знімати перед підйомом, кран піднімав тригранну П-подібну секцію і за допомогою стрілового поліспасти наводив на себе, опускаючи її потім у проектне положення. Після того, як змонтовані секції башти вивіряли та закріплювали на проектні зусилля, самопідйомний кран переміщували на наступну робочу стоянку. При цьому суворо додержували такої послідовності:

- від'єднували від поясів башти всі підвіски і розчалки обойми; вантажним поліспастом крана піднімали обойму по стволу крана у верхнє крайнє положення;

- підвішували обойму до раніше змонтованого ярусу башти відповідно до положення крана на черговій стоянці;

- від'єднували всі підвіски і розчалки ствола крана від конструкцій башти;

- за допомогою поліспасти підйому крана вижимали ствол крана у верхнє положення;

- підвішували ствол крана до поясів секцій башти і закріплювали його розчалками.

Щоб уникнути заміни підвісок при перестановці крана, раціоналізаторами-монтажниками було застосовано клиновий затискач на кінці підвіски. При пересуванні крана вгору по пірамідальній частині башти довжина підвісок зменшувалась. Застосування клинових затискачів дозволило в кожному окремому випадку встановлювати необхідну довжину підвісок. Підвіски на нове місце установки крана піднімали за допомогою ручної лебідки вантажопідйомністю 0,5 т. Підвіски обойми і ствола крана закріплювали до поясів змонтованих секцій за допомогою спеціальних фасонки, заздалегідь приварених до поясів.

Працівники кафедри геодезії Київського інженерно-будівельного інституту розробили методику інструментальної вивірки суцільнозварних башт. Геометричні розміри вивіряли слідом за монтажем кожного ярусу башти, завдяки чому після закінчення монтажу відхилення від вертикальної осі виявились мінімальними.

Елементи, що монтувалися, з'єднували спочатку на монтажних болтах і після вивірки заварювали за спеціально розробленою технологією. Зазор між торцями поясів у монтажному стику звичайно встановлювався не менше 50 мм. Коли з будь-яких причин зазор виявлявся меншим, зварні шви стикових накладок приварювали, щоб відстань між кінцями швів була не менше 50—60 мм.

Монтажні з'єднання зварювали електродами марки СМ-11 типу Э-42А. Діаметр електродів для швів, що зварювались у вертикальному положенні — 4, в нижньому положенні — 5 мм.

Монтажні шви елементів башти запроєктовано в основному з катетами великих розмірів (18, 16, 14 та 12 мм) у всіх просторових положеннях. Власне зварювання виконувалось багатопрохідним шаровим при вертикальному розміщенні швів та багатопрохідним валиковим для швів, розміщених у нижньому і стельовому положеннях. Товщина шару та висота валика швів не перевищувала 5—6 мм.

Турнікетну антену змонтовано після демонтажу самопідйомного крапа за допомогою двох поліспаств, закріплених на верхній частині поясів призматичної антени УКВЧМ, вантажної та стрілової лебідок. До нижньої частини антени прикріпили контрвантаж вагою, що перевищує вагу антени. Запасували поліспасти в нижній частині антени. Антену змонтували методом «висування» у вертикальному положенні. Загальна вага антени з вантажем складала 5—6 т. Після закріплення антени пригруз опускався цим ж поліспастами.

Техніко-економічні показники монтажу башти такі:

Висота башти, м	191
Вага башти, т	300
Вартість 1 т металокопструкцій, крб.	143,7
Вартість чистого монтажу по кошторису, крб.	41,00
Трудозатрати на монтаж, людино-днів	3380

Монтаж виконувала бригада з 14 чоловік: 2 монтажники п'ятого розряду, 6 — четвертого, 2 — третього та 4 зварники п'ятого та шостого розрядів.

МОНТАЖ ВЕНТИЛЯЦІЙНИХ БАШТ-ТРУБ

Серед високих опор вентиляційні башти-труби, які призначені для викиду в атмосферу виділень хімічних та металургійних підприємств, посідають особливе місце.

Звичайні димові та вентиляційні труби, за допомогою яких вентиляються підприємства від виробничих виділень і створюється необхідна тяга для нормальної роботи печей, виконуються з цегли, залізобетону або сталі. Такі труби можуть будуватись у вигляді затиснутих в основі консолей, що вільно стоять, або у вигляді опор, розкріплених відтяжками за типом щоглових споруд.

Для виробництв, що виділяють малоагресивні гази, звичайні труби довгий час нормально експлуатуються, забезпечуючи при цьому безперебійну роботу підприємства типу мартенівських, доменних, цементних печей, цегельних заводів, котельних різного призначення і т. п. Коли ж гази, що викидаються в атмосферу, дуже агресивні, звичайні труби швидко руйнуються і виходять з ладу. Зводити труби вартістю 200—300 тис. крб., які можуть прослужити при значній сірчистій або хлорній агресії в кращому випадку до двох років, немає рації, оскільки по закінченні цього строку доведеться на їх місці не тільки будувати нові, а й демон-

тувати ті, що стали непридатними. Крім цього, в процесі експлуатації такі труби потребують поточного ремонту, а при повній їх заміні підприємство змушене простоювати.

Ці міркування та необхідність організованої вентиляції підприємств, що виділяють дуже агресивні гази, змушують шукати принципово нових вирішень цього складного завдання. У деяких випадках питання вирішується утилізацією агресивних елементів, що містяться у відходах виробництва. Там, де це неможливо, шукають матеріалів, стійких до впливу агресивних середовищ. Тим часом досі ще нема таких матеріалів, які б довгий час могли протистояти впливу значної концентрації хлору, сірки та інших агресивних елементів, що виділяються у великих кількостях різними виробництвами і особливо хімічними як в чистому вигляді, так і в сполуках.

В останні роки на шляху до вирішення цього завдання великого поширення набрало нове конструктивне рішення, яке є хоч і паліативним, але таким, що в значній мірі вирішує це складне питання. Для підвищення довговічності вентиляційних труб, можливості швидкої і надійної зміни їх ділянок, окремих місць або всієї труби, що стали непридатними, споруджують несучу башту, в якій розміщують вентиляційну трубу. Таке комбіноване рішення забезпечує надійну і тривалу роботу споруди в цілому, тому що несучий каркас башти, який сприймає вертикальне навантаження від власне труби і власної ваги, а також горизонтальні навантаження від вітру, який діє на трубу, — віддалений від безпосереднього впливу агресивного середовища. Каркас башти можна надійно захистити від впливу шкідливих виділень антикорозійним покриттям.

Башту оснащують площадками-діафрагмами, зв'язаними сходами, які дозволяють ремонтувати або замінювати пошкоджені ділянки практично в будь-якому місці труби по всій її висоті.

Труба, спираючись на башту в декількох відмітках по висоті перестас бути самонесучою і розраховується на дію вітру окремими ділянками, закріпленими у діафрагмах башти в горизонтальному напрямі. Так само вирішується питання передачі вертикальних навантажень, завдяки чому власне труби не несуть і вертикальних навантажень. Отже, труба при такому конструктивному рішенні відіграє роль лише захисної і газопровідної конструкції. Все це дозволяє підбирати перерізи власне труби в основному з розрахунку ізоляційних властивостей того матеріалу, з якого вона виготовляється.

У залежності від необхідної інтенсивності тяги та ступеня агресивності газу, що викидається в атмосферу і проходить через трубу, вибирається її діаметр і висота, а висота і діаметр обумовлюють висоту і розміри в плані несучої башти. Як правило, башти виконують ґратчастими, чотиригранними у вигляді призми, поставленої на пірамідальний постамент, що розширюється донизу.

Переважно башти виконуються зварними з конструкційних сталей, з монтажними з'єднаннями на болтах нормальної точності або на зварюванні.

Вибір матеріалу для труби при спорудженні башт-труб завжди складний, вирішується в залежності від конкретних умов. Для труб необхідний такий матеріал, який найбільш надійно і довго протистояв би впливу даного виду агресії.

Крім стійкого проти даної агресії матеріалу, треба завжди підбирати агресієстійкі захисні покриття. Таким чином, основним залишається питання довговічності труби, яка залежить від вибраного матеріалу.

Зараз труби виготовляють із спеціально обробленої деревини, фаоліту, пластикатів, алюмінію, сталі з гумованим покриттям, з нанесенням кислото- та лугостійкої штукатурки і т. д. Однак при дуже агресивних середовищах строк служби труб не перевищує двох-трьох років.

Досвід показав, що будівництво башт-труб виправдовує себе з точки зору довговічності споруди в цілому. Башти-труби дозволяють швидко ремонтувати власне труби, що експлуатуються в будь-якому агресивному середовищі, замінити ділянки, що стали непридатними, та, при необхідності, всю трубу. При цьому витрати, пов'язані з ремонтами і замінами, істотно скорочуються у порівнянні з витратами, необхідними для спорудження нових труб на місці зношених самонесучих, оскільки на власне трубу в комбінованій системі витрачається менше матеріалу, ніж на самонесучу. Застосування комбінованих схем різко скорочує періоди вимушених простоїв виробництва, а ремонтні роботи, що проводяться з башт, виконуються у відносно безпечних і зручних умовах.

Монтаж вентиляційної башти-труби заввишки 120 м на Верхньодніпровському ГМК. У 1963 р. інститут Укрпроектстальконструкція для Верхньодніпровського ГМК розробив проект нової оригінальної конструкції башти-труби, яка вигідно відрізняється від раніше здійснених.

Принципова відміна нового рішення полягає в тому, що труба-оболонка, розміщена в башті, членується на однакові по всіх параметрах царги, кожна з яких незалежно від усіх інших цілком і безперешкодно видаляється з труби і опускається на землю, а на її місце встановлюється нова. Всі царги взаємозамінні і будь-яка з них може зайняти місце іншої, при цьому процес заміни однієї царги займає три-чотири години. Завдяки такому рішення є можливість замінювати пошкоджені царги, тоді, коли вони ще не повністю зносились, тобто коли оболонка ще ціла, а захисне покриття потребує ремонту. Оскільки ремонт проводиться внизу в зручних і безпечних умовах, виконати його можна високоякісно. По-новому вирішено схему та конструктивні вузли башти і труб-

N15476 - обследование
1980г. Подпись N4477

Technical drawing of a lattice tower structure. The drawing shows a side elevation and a cross-section.

Side Elevation:

- Total height: 120,000
- Lower section height: $9 \times 4,000 = 36,000$
- Upper section height: $21 \times 4,000 = 84,000$
- Base width: 12,500

Cross-section (I-I):

- Overall width: 6,000
- Overall height: 6,000
- Inner square width: 3,150
- Inner square height: 3,150
- Inner square width: 2,360
- Inner square height: 2,360

Лисов П.К.В.

Рис. 43. Загальний вигляд башти-труби на Верхньодніпровському ГМК.

печус герметизацію стику. Після стикування царг вся внутрішня поверхня труби-оболонки являє собою рівну гумовану поверхню.

Висоту башти прийняли рівною 120 м, а верхній обріз труби-оболонки, для зменшення агресивного впливу газу, що викидається в атмосферу, на конструкції башти, підняли на 5 м вище. Від підмітки 36 м в верх ствол башти прийнятий призматичним, а низ

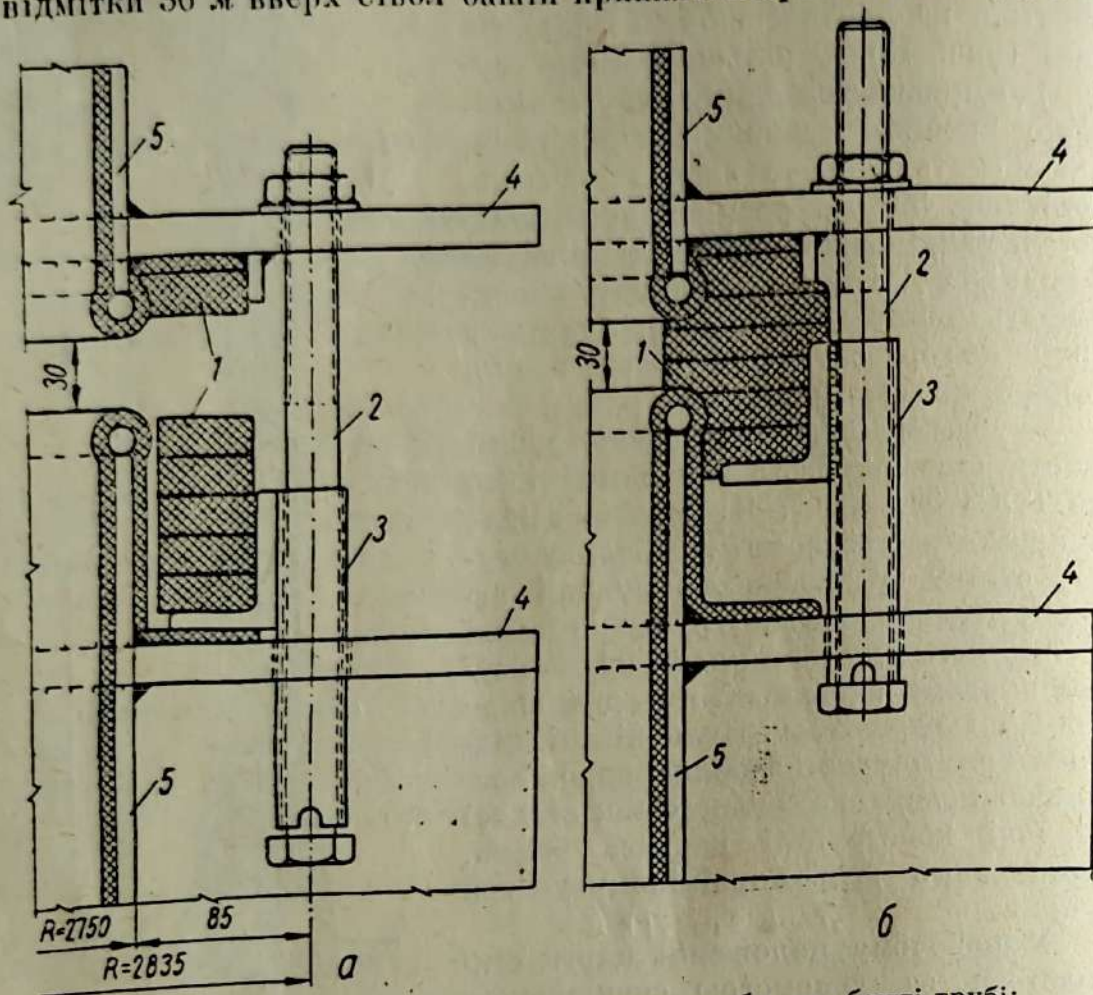


Рис. 44. Герметичний монтажний стик царг труби на башті-трубі:
а — стик перед герметизацією; б — стик після герметизації — робочий стан; 1 — гума-ушільниквач; 2 — стяжний болт; 3 — напрямна труба; 4 — кільця жорсткості; 5 — стінка царги труби.

виконаний у вигляді зрізаної піраміди з розмірами біля основи 25×25 м.

Членування труби на взаємозамінювані царги заввишки 4 м визначило крок панелей башти, прийнятий рівним висоті царг. Перерізи поясів башти до відмітки 60 м виконано з листової сталі, звареної навхрест, вище — з кутової сталі, звареної навхрест. Елементи ґрат виготовлено з кутової сталі, крім діафрагм-площадок, для яких прийнято швелери і двутаври. Діафрагми-площинки оснащено спеціальними діагональними направляючими, які призначені для підтримування царг у робочому положенні і виконують роль колій для горизонтального переміщення царг в процесі їх

установки на місце або видалення з труби. Площини між собою зв'язані сходами і огорожені поручнями. Башта виконана суцільнозварною, внаслідок чого має велику жорсткість і малу деформативність.

При виготовленні царг завжди замовляються дві резервні, якими замінюються зношені. Зношені царги ремонтуються, після чого вони стають резервними.

Паралельно з конструктивним проектом Верхньодніпровської башти-труби розроблено проект стаціонарного підйомного пристрою, призначення якого — швидко і точно замінити царги в процесі експлуатації споруди.

Конструкції башти виготовлені на Дніпропетровському заводі металоконструкцій ім. Бабушкіна, а труби — на Запорізькому заводі металоконструкцій.

Розглянута конструкція башти-труби дозволяє значно збільшити строк її служби, спростити та забезпечити проведення ремонтних робіт і знизити витрати по її експлуатації.

Становить інтерес монтаж конструкцій Верхньодніпровської башти-труби. Він здійснений у 1964 р. силами тресту Дніпростальконструкція по проекту проведення робіт, розробленому Дніпропетровським відділом тресту Укрмонтажоргбуд.

Всі роботи по спорудженню башти проводились у такій послідовності. Підготовчі роботи, укрупнювальне складання конструкцій, монтаж конструкцій до відмітки 73,2 м за допомогою баштового крана, монтаж самопідйомного крана ПК-10, монтаж конструкцій самопідйомним краном з відмітки 73,2 до відмітки 120 м.

Спочатку проклали колії під баштовий кран БК-300 і паралельно їм тимчасову залізничну вітку. По другий бік підкранової колії організували площадку для складування і укрупнювального складання конструкцій башти-труби. Потім по підкранових коліях із споруджуваного поряд корпусу газоочистки виробництва № 3 перегнали баштовий кран БК-300 і встановили та закріпили до фундаменту корпусу лебідки для повзучого крана ПК-10. На будівельному майданчику встановили силові установки для живлення механізмів та електроосвітлення.

У цей же період підготували монтажну оснастку, пристрої і виконали всі необхідні заходи по техніці безпеки (відгородили майданчик, встановили попереджувальні написи та ін.).

Будівельники зводили фундаменти під башту, а монтажники паралельно укрупнювали конструкції в монтажні блоки і встановлювали тимчасову опору. Тимчасову сталеву опору, виготовлену з прокатних профілів, встановили на фундамент труби для закріплення укрупнених блоків нижньої опорної частини башти на час їх монтажу.

Після того, як фундаменти були готові і будівельники передали їх по акту, монтажники приступили до монтажу заздалегідь укрупнених блоків нижньої опорної частини башти.

До відмітки 37,2 м конструкції каркаса башти змонтували за допомогою баштового крана БК-300 з стрілою 30 м у три яруси. Перший ярус до відмітки 17,2 м встановили чотирма блоками. Два перших блоки вагою по 10 т підняли у проектне положення, обперли на тимчасову опору і розкріпили розчалками діаметром 22 мм. Потім послідовно встановили два наступні блоки вагою по 12 т і закріпили їх до раніше встановлених. Окремі зв'язуючі елементи монтували розсипом.

Після того, як перший ярус конструкцій башти зайняв своє проектне положення, його вивірили, остаточно закріпили, а розчалки і тимчасову опору демонтували.

Другий ярус до відмітки 29,2 м, як і перший, змонтували чотирма просторовими блоками вагою по 7,5 т, заздалегідь укрупненими на землі. На кожному блок перед монтажем навісили монтажні коліски і драбини.

Третій ярус до відмітки 37,2 м встановили у проектне положення одним просторовим блоком, вага якого дорівнювала 22 т. Після того, як блок третього ярусу зайняв своє проектне положення, нижні його розкоси та розпірки встановили на місце розсипом — окремими елементами.

Таким чином, нижня опорна частина башти до відмітки 37,2 м була готова, і відкрився фронт для монтажу нижніх царг труби. Царги складали, вивіряли і заварювали на спеціальному стелажі. Потім їх внутрішню поверхню гумували (накладали три шари гуми) у спеціальному автоклаві, після чого зовнішню поверхню покривали перхлорвінілом. Готові царги за допомогою спеціальної 10-тонної траверси тим же краном БК-300 встановили у проектне положення.

Башту між відмітками 37,2 та 53,2 м змонтували просторовими блоками вагою по 23 т, оснащеними монтажними колісками і драбинами. Потім баштовий кран підростили на одну секцію і змонтували ще один блок башти, завершивши монтаж її до відмітки 61,2 м.

Використання крана БК-300 для монтажу конструкцій башти і царг труби вище відмітки 72,0 м неможливе. Тому на наступному етапі зведення башти-труби довелося встановити на вже змонтовані конструкції самопідйомний кран ПК-10, конструкцію якого розробив Дніпропетровський відділ тресту Укрмонтажоргбуд. Кран ПК-10 вантажопідйомністю 10 т складається з гратчастого ствола, оголовка, стріли, контрвантажу та трьох опорних балок, призначених для фіксації крана у робочому положенні і переміщення його вгору на чергову стоянку.

Опорні балки закріплювали до змонтованих площадок башти. Ствол у робочому положенні кріпився до опорних балок штирями, а при переміщенні вгору вільно проходив між балками. Верхній блок підйомного поліспаста, за допомогою якого кран вижимали на чергову стоянку, кріпили до середньої опорної балки, а ниж-

ний блок — до нижньої. При підйомі крана середня і верхня опорні балки служили направляючими при його переміщенні.

Кран ПК-10 встановлювали на першу стоянку за допомогою крана БК-300 у два прийоми. Спочатку внизу склали чотири секції ствола з трьома опорними балками і підняли їх, закріпивши нижню балку на відмітці 40, середню на відмітці 52 і верхню на відмітці 56 м. Потім підняли другий блок крана, що складався з оголовка, стріли та контрвантажу. Для того, щоб стріла крана ПК-10 під час підйому залишилась у горизонтальному положенні, на гак вантажного поліспаста підвісили вантаж вагою 1,4 т. У цьому положенні кран після закріплення всіх деталей і запасовки поліспастів випробували пробним вантажем і пересунули його на чергову стоянку на висоту 72 м. При цьому опорні балки встановлювали на таких відмітках — нижня на 52, середня на 56 і верхня на 60 м. Проте з цього положення кран ще не монтував конструкцій башти-труби. До відмітки 72 м башту змонтували за допомогою баштового крана, оббудовуючи встановлений кран ПК-10 конструкціями.

Наступний монтаж башти-труби вели краном ПК-10, при цьому на першій робочій стоянці опорні балки крана були встановлені на відмітках 60; 68 та 72 м.

Конструкції башти за допомогою крана ПК-10 монтували площинними блоками, укрупненими на землі. Вага кожного блока була доведена до 5,5—6 т. Після монтажу двох граней одного ярусу дві інші грані башти монтували розсипом, окремими елементами. Укрупнені площинні блоки з навішеними на них монтажними драбинами та колісками подавали баштовим краном БК-300 з стежків складального майданчика в зону дії самопідйомного крана ПК-10, за допомогою якого блоки піднімали і встановлювали у проектне положення.

Площинні блоки тимчасово закріплювали за допомогою монтажних підкосів. На наступну робочу стоянку кран ПК-10 піднімали тільки після повного закріплення стиків і розкосів кожного ярусу каркаса, розташованого нижче кріплення чергової нової стоянки.

Монтаж каркаса башти-труби до відмітки 120 м виконали з п'яти робочих стоянок крана на відмітках 73,2; 81,2; 89,2; 97,2 та 109,2 м. Після повного закріплення та вивірки всього каркаса башти-труби і монтажу конструкцій власне труби самопідйомний кран демонтували.

Комбінований метод монтажу башти-труби за допомогою баштового крана БК-300 і самопідйомного крана ПК-10 не є типовим для монтажу таких споруд, оскільки спеціально встановлювати баштовий кран для монтажу нижньої частини башти-труби неекономічно. У даному випадку використання баштового крана викликане тим, що у безпосередній близькості від місця монтажу башти-труби знаходився діючий баштовий кран і для його застосу-

вання треба було спорудити тільки додаткові підкранові колії, по яких і перегнали кран.

Однак застосування баштового крана дозволило вести монтаж значної частини башти великими блоками вагою до 23 т і використовувати його на укрупнювальному складанні конструкцій, що значно скоротило строки зведення і введення в експлуатацію всієї споруди.

Монтаж вентиляційної башти-труби заввишки 120 м на Черкаському заводі штучного волокна. У 1961—1964 рр. на ряді заводів штучного волокна було змонтовано вентиляційні башти-труби заввишки по 120 м.

Каркас башти Черкаського заводу штучного волокна сталевий, чотиригранної форми, призматичний у верхній частині, а в середній і нижній — у вигляді двох зрізаних пірамід, поставлених одна на одну.

Таким чином, вся башта мала два переломи на відмітках 40 і 80 м. Квадратна в плані, башта в призматичній частині мала розміри $7,5 \times 7,5$ м, а в середній — біля другого зверху перелому — $14,0 \times 14,0$ і біля основи — 27×27 м.

Верхня призматична і середня пірамідальна частини башти розчленовані на 10-метрові панелі, а постамент, тобто нижня пірамідальна частина її, — на панелі по 5,3 та 3,4 м. Пояси і ґрати виконані з прокатних профілів. Всі заводські з'єднання виконані зварними, а монтажні — болтовими на болтах нормальної точності М-20 та М-24. Оскільки генеральні розміри башти негабаритні, Запорізький завод металоконструкцій, на якому виготовили конструкції башти, поставив їх на монтажний майданчик розсилом.

Для обслуговування труби на башті передбачили площадки на відмітках 40, 50, 60, 75, 90, 105 і 120 м, їх зв'язали сходами. Площадки ці, розташовані по периметру перерізу ствола, одночасно служать діафрагмами башти. Крім площадок, у нижній частині башти (постамент) передбачили улаштування спеціальних діафрагм на відмітках 26; 35 та 15,8 м.

Через кожні 10 м по висоті башти встановили кільця із кутової сталі $160 \times 100 \times 10$, звареної між собою у швелерний переріз. Кільця ці служать опорою для труби.

Власне трубу виготовили з соснових дощок 150×40 мм, сполучуваних по вертикалі в півдерева для забезпечення надійної щільності. Дощки попередньо висушили так, щоб вологість їх не перевищувала 15%, потім просочили вогнезахисним складом, а після того, як оболонку змонтували, внутрішню поверхню покрили кислототривким лаком. Жорсткість дерев'яної оболонки труби, діаметр якої 7 м, і передачу навантажень з неї на башту забезпечили постановкою кільцевих брусів, до яких дошки оболонки прибивали цвяхами, виготовленими з нержавіючої сталі.

Кільцеві бруси встановлювали через 1660 мм по всій висоті труби і кріпили стальними коротишами з кутової сталі $160 \times 100 \times 10$ і двома болтами. Коротиші, розташовані по колу через 1180 мм по вертикалі, зв'язали кутовою сталлю 63×6 , закріпленою до кільця башти через кожні 10 м по висоті труби. Кільцеві бруси разом з вертикальними підвісками і діагональними тяжами з круглої сталі діаметром 12 мм утворили просторовий жорсткий каркас, у якому закріплена дерев'яна оболонка труби. Внизу трубу закріпили у фундаменті стаканного типу на відмітці $+5,0$ м, а вгорі підняли над верхнім обрізом башти на 3 м, так що верхня її відмітка дорівнювала 123 м.

Конструкції башти, які надходили на монтажний майданчик розсіпом, можна було монтувати окремими елементами, що не відповідає сучасним вимогам будівництва. Монтажники вирішили скоротити строки будівництва за рахунок максимально можливого укрупнення конструктивних елементів у монтажні блоки на землі перед підйомом.

Роботи по монтажу відповідно до проекту проведення робіт вели у такій послідовності. Спочатку виконали підготовчі роботи, встановили монтажну щоглу і паралельно укрупнювали конструкції опорної частини башти. Потім змонтували башту до відмітки 50 м, після чого демонтували монтажну щоглу. По закінченні цих робіт на відмітці 50 м змонтували двостріловий підвісний кран, за допомогою якого встановлювали у проектне положення металевий каркас башти до відмітки 120 м. Після того, як конструкції башти змонтували, двостріловий кран демонтували і приступили до монтажу труби-оболонки.

Монтажна щогла заввишки 57 м вантажопідйомністю 100 т застосовувалася раніше як падаюча стріла на монтажі перехідних опор ПЛ Київ—Васильків.

Поворотний шарнір монтажної щогли встановили на спеціальний фундамент, який, щоб уникнути зсуву від горизонтальної складової, що виникає на початку підйому щогли, зв'язали двома канатами з постійними фундаментами башти-труби. До оголовка щогли закріпили чотири розчалки з каната діаметром 26 мм. Розчалки натягали ручними лебідками через чотириниткові поліспасти. Для підйому монтажної щогли використали пневмоколісний кран К-102 і бокову розчалку, оснащену поліспастом. Щоглу спочатку повернули навколо шарніра на кут до 40° , а потім довели до вертикального положення за допомогою поліспаста розчалки.

Монтаж башти почали з установки у проектне положення сталих опорних башмаків. Кожний башмак вагою в 2,5 т краном К-102 ставився на фундамент башти. По верху фундаменту задалегідь уклали сталі підкладки і клини, за допомогою яких рихтувалося положення башмака. Рихтували підклинюванням і контролювали нівеліром та спеціальним шаблоном, за допомогою якого перевірявся двогранний кут нахилу башмака.

Паралельно велось укрупнювальне складання нижньої опорної частини башти. Опорну частину башти до відмітки +40 м підняли чотирма просторовими блоками за допомогою щогли. Для забезпечення точності установки елементів у проектне положення на опорних башмаках і в нижній частині кожного укрупненого блока опорної частини башти встановили фіксатори, виконані із листової сталі.

В процесі укрупнювального складання на кожний блок нависли монтажні коліски і драбини так, щоб після встановлення блоків у проектне положення монтажники мали доступ до всіх монтажних вузлів.

Монтаж опорної частини башти виконали за допомогою монтажної щогли. В першу чергу встановили укрупнені просторові блоки до відмітки 40 м, а потім укрупнені панелі заввишки по 10 м. Таким чином перші 50 м башти змонтували за допомогою щогли. Вага монтажного блока разом з встановленими на ньому драбинами і колісками досягала 25 т. Перед підйомом кожний блок стропили тривітковим стропом, два вітки якого завдовжки по 19,24 м, на початку підйому (коли вантаж нижньою частиною знаходиться ще на землі) працювали на повне навантаження, а третя завдовжки 18,25 м включалася у роботу при наведенні блока на башмак, фіксуючи його проектне положення.

Перед монтажем щоглу нахилили за допомогою розчалок в бік блока, який застропили тривітковим стропом. Після цього включили лебідку вантажного восьминиткового поліспада. Нижній кінець блока підтримували горизонтальною відтяжкою, закріпленою до трактора, за допомогою якого блок наводили на опорний башмак.

Встановлений у похиле положення просторовий блок довели до положення, близького до проектного, потім його розчалили трьома розчалками і в опорний вузол поставили частину болтів, (25% їх розрахункової кількості). Після цього з монтажної коліски і драбини, які були встановлені у вузлах строповки до монтажу, розстропили блок, що монтується. Коли всі чотири блоки зайняли своє проектне положення і геодезисти перевірили осі стиків, монтажники за допомогою розчалок усунули відхилення від проектних параметрів, що мали місце, і стикували блоки між собою на фланцях.

Діафрагми на відмітці 25 і розпорки на відмітці 40 м встановили за допомогою тієї ж щогли після того, як опорна частина башти була змонтована. Демонтаж монтажної щогли і виведення її з-під опорної частини башти виконали після закінчення монтажу башти до відмітки 50 м за допомогою двох поліспастів вантажопідйомністю 10 т та двох розчалок.

Для монтажу конструкцій башти вище відмітки 50 м застосували підвісний двостріловий кран (рис. 45) з вантажопідйомністю стріл по 2,5 т. Кран запроектовано Одеським відділом тресту Укрмонтажоргбуд.

Ствол крана заввишки 25 м виготовили з труби діаметром 529 мм, а стріли (завдовжки по 11 м) — з двох спарених швелерів. На нижній частині ствола встановили фаркопи чотирьох підтримуючих підвісок і блоки двох поліспастів, які служать для підйому крана при переміщенні його на чергову стоянку. До двох направ-

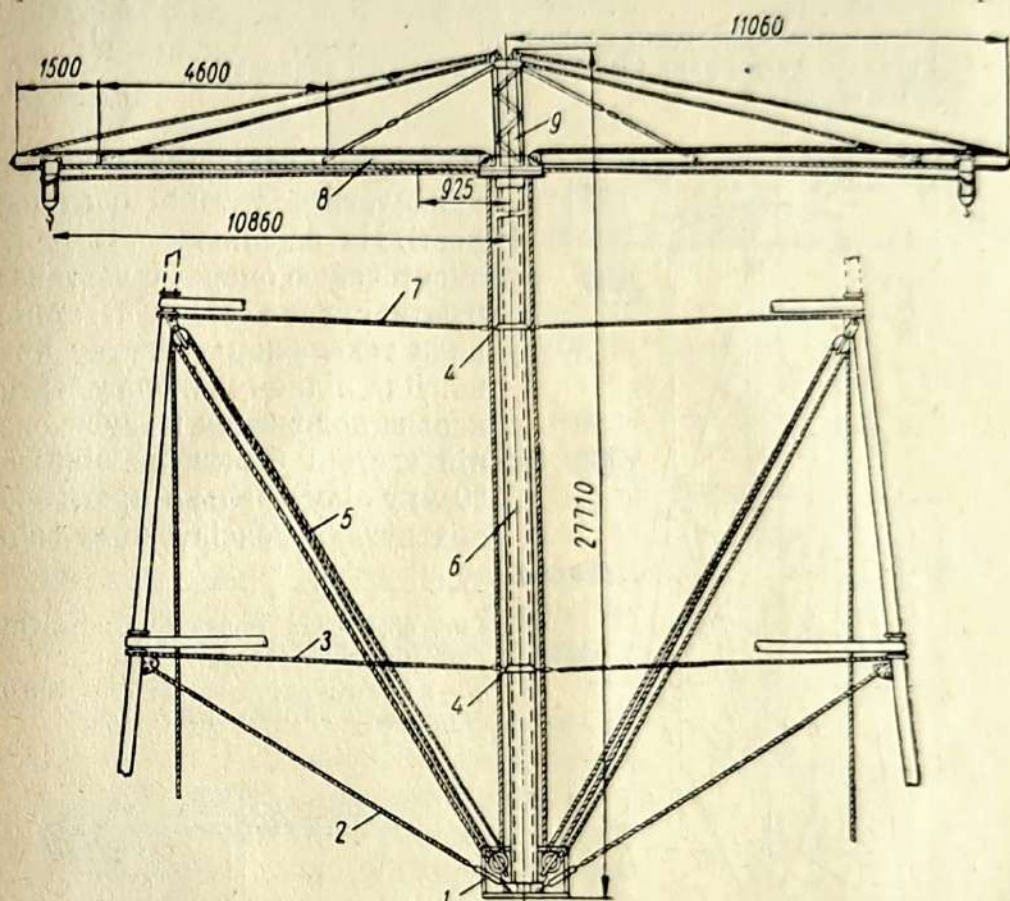


Рис. 45. Двостріловий підвісний кран:

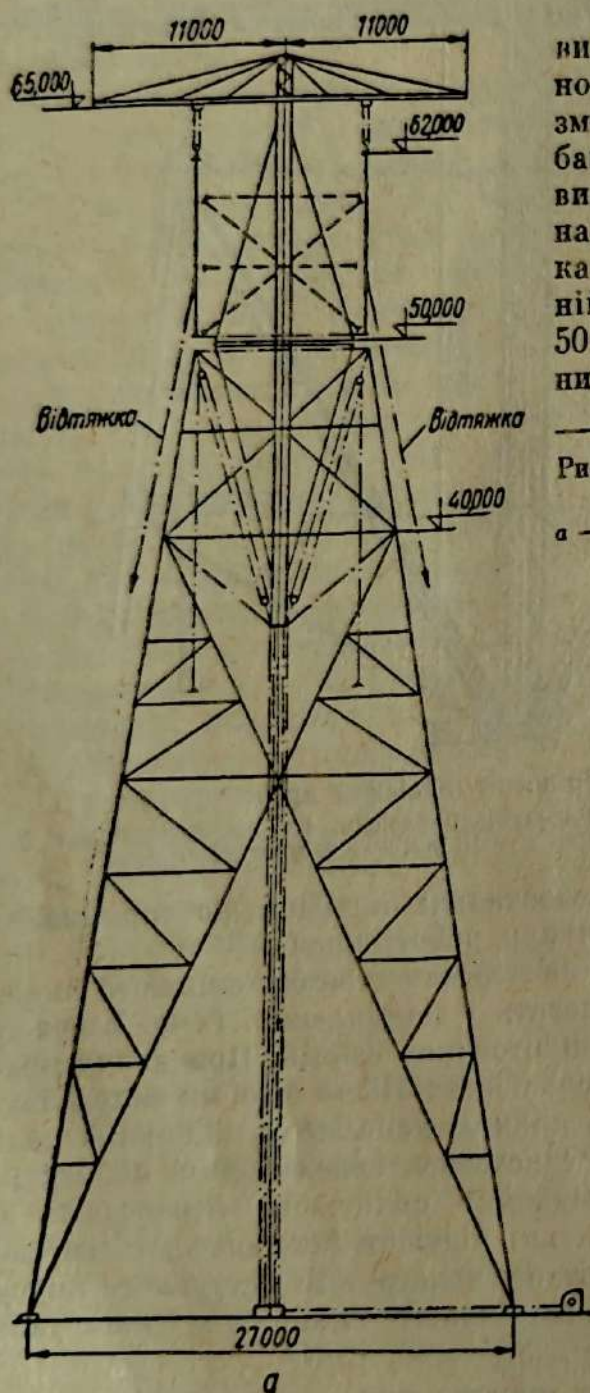
1 — башмак; 2 — підвіски; 3, 7 — горизонтальні підвіски; 4 — напрямні кільця; 5 — поліспаст; 6 — трубчастий ствол; 8 — стріла; 9 — ґратчастий оголовок.

ляючих кілець кріпили горизонтальні підвіски, що сприймають горизонтальні навантаження при роботі крана.

Для переміщення крана на чергову стоянку знімають нижні підтримуючі підвіски, переносять і закріплюють їх до фасонки, приварених до поясів вищезмонтованих секцій. При цьому кран повисає на двох підйомних поліспастах. Після того, як направляюче кільце пересунуто вгору, кран за допомогою підйомних поліспастів висувається вгору і фіксується перенесеними підвісками у робочому положенні. Підйомні поліспасты переносять на наступну стоянку, горизонтальні підвіски встановлюють на свої місця, і кран готовий до монтажу конструкції наступного ярусу. Технічна характеристика двострілового підвісного крана така:

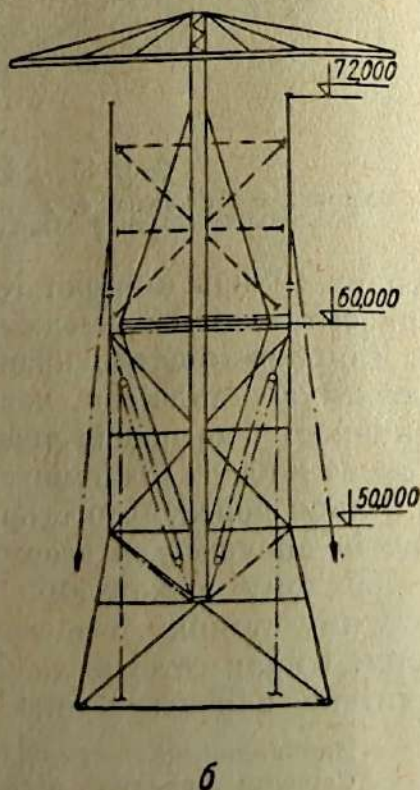
Вантажопідйомність однієї стріли, т	2,5
Середня швидкість підйому вантажу, м/хв	15

Впіліт стріли, м	11
Електролебідки вантажопідйомністю 3 т для підйому вантажу, шт.	2
Ручні лебідки вантажопідйомністю 1 т для переміщення вузлів крана, шт.	2
Електролебідки вантажопідйомністю 3 т для підйому крана, шт.	2
Вага металоконструкцій крана, т	8,0
Загальна вага крана (без устаткування, що знаходиться на землі), т	10,2



Монтаж двострілового крана виконується у такій послідовності. На шпальних клітках під змонтованою опорною частиною башти склали ствол і встановили такелажну оснастку крана. Для підйому ствола у вертикальне положення на змонтованій частині башти (на відмітці 50 м) у діаметрально протилежних вузлах поясів башти ув'я-

Рис. 46. Схема монтажу башти-труби двостріловим краном:
а — монтаж першого ярусу; б — монтаж другого ярусу.



зали два поліспасти вантажопідйомністю 10 т. На відмітці 40 м ув'язали поліспасти підйому, після чого двома поліспастами, ув'язаними на відмітці 50 м, підняли ствол крана у вертикальне положення, після остаточної запасовки і доводки вантажних поліспастів кран установили на першу робочу стоянку за допомогою поліспастів підйому крана.

Для кріплення підвісок крана до поясів каркаса башти приварювали спеціальні фасонки. Надалі крок встановлення фасонки вибирали з урахуванням наступних робочих стоянок крана, а самі фасонки приварювали до конструкцій башти на землі перед їх монтажем.

Після вивірки і зварювання конструкцій змонтованого ярусу пересували вгору направляюче кільце, піднімали на наступну стоянку кран. На рис. 46 показано схему монтажу двох ярусів між відмітками 50 і 72 м. Аналогічно вели монтаж решти ярусів до відмітки 120 м.

При демонтажі крана спочатку опустили його до положення, коли опорні шарніри стріл доходили до площадки на відмітці 120 м. Потім стріли зняли з шарнірів і вантажними тросами, ув'язаними до верхньої частини стріл, опустили на землю. Ствол крана опускали за допомогою двох підйомних поліспастів, при цьому верхня частина ствола утримувалася у вертикальному положенні тросом, перекинутим через відповідний блок. Біля землі нижній кінець ствола вивели за допомогою відтяжки в бік з-під опорної частини башти, а ствол крана, продовжуючи опускатися, ліг в горизонтальне положення.

Обшивку дерев'яної труби діаметром 700 мм улаштовувалась після демонтажу двострілового крана. Роботи по обшивці велися з пересувної кругової площадки (рис. 47) діаметром 4750 мм, що має отвір $1,5 \times 1,5$ м, призначений для подачі матеріалів.

Дошки та металеві вироби подавали електролебідкою вантажо-

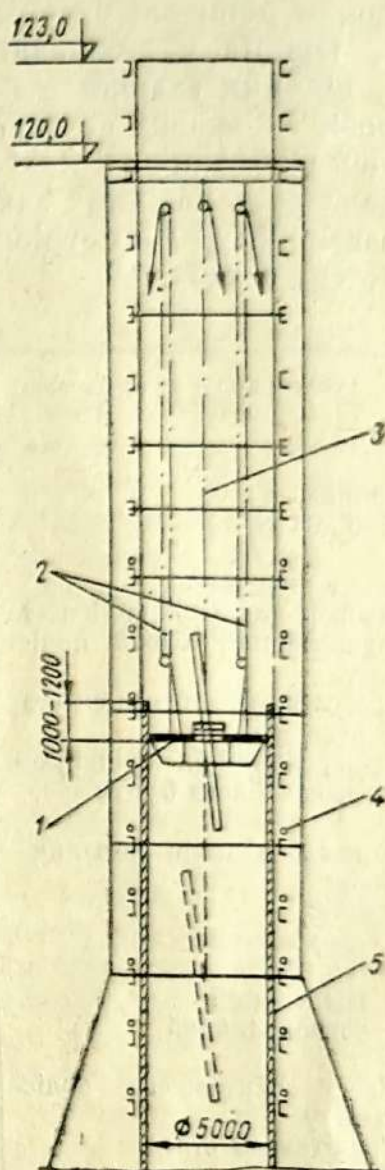


Рис. 47. Схема монтажу дерев'яної обшивки труби: 1 — пересувна кругова площадка; 2 — поліспасти підйому площадки; 3 — канат для підйому матеріалів; 4 — брус для кріплення обшивки; 5 — обшивка труби.

підйомністю 3 т через відповідний блок, укріплений на відмітці 120 м. Несучі конструкції кругової площадки виконали у вигляді балочної клітки з радіально розміщеними балками, які покрили дошками $\delta = 40$ мм.

Проріз у площадці відгородили поручнями, а периферійні її ділянки залишили без них, оскільки за проектом проведення робіт площадка не доводилась до верху раніше укріплених дощок обшивки на 1,2—1,5 м. Дощки змонтованої обшивки відігравали роль надійних захисних засобів. Для монтажу башти-труби заввишки 120 м потрібні устаткування і такелажна оснастка, наведені в табл. 19.

Таблиця 19

Устаткування та такелажна оснастка	Характеристика	Одиниця виміру	Кількість
Лебідка Т-102	Ручна, $Q = 0,5$ т	шт.	8
Лебідка ПА-5-56	Електрична вантажна, $Q = 5$ т	"	2
Монтажна щогла	$H = 57$ м	"	1
Дворольний блок поліспасти	$Q = 10$ т	"	4
Однорольний блок поліспасти	$Q = 10$ т	шт.	6
Канат вантового поліспасти	17,5-Н-170-1; ГОСТ 3071—55	м	$130 \times 4 = 520$
Вантовий канат	26-Н-170-1; ГОСТ 3071—55	"	$77 \times 4 = 308$
Однорольний блок відповідний	$Q = 5$ т	шт.	8
Розчалка блока башти	22-Н-170-1; ГОСТ 3071—55; з двох ниток	м	$98 \times 8 = 784$
Канат поліспасти розчалки блока	22-Н-170-1; ГОСТ 3071—55	"	$95 \times 8 = 760$
Блоки:			
дворольний	$Q = 15$ т	шт.	8
"	$Q = 20$ "	"	8
трирільний	$Q = 25$ "	"	6
чотирирільний	$Q = 30$ " для вантажного поліспасти	"	2
Канат вантажного поліспасти	22-Н-170-1; ГОСТ 3071—55	м	$490 \times 2 = 980$
Тривітковий строп	$Q = 23$ т; 35-Н-170-1	шт.	1
Те саме	$Q = 23$ т; 22-Н-170-1	"	1
Канат поліспасти для кавтовки блока	22-Н-170-1	м	$100 \times 2 = 200$
Розчалки при підйомі блока башти	17,5-Н-170-1 ГОСТ 3071—55	"	$3 \times 80 = 240$
Якір типовий	$Q = 30$ т	шт.	4
Те саме	$Q = 20$ "	"	3
"	$Q = 10$ "	"	1
"	$Q = 6$ "	"	4
Трактор С-80	$Q = 8,8$ "	"	3
Кран К-102	$Q = 10$ "	"	1

Бригада монтажників з 14 робітників змонтувала башту за 96 робочих днів при роботі в одну зміну.

Монтаж вихлопної башти-труби заввишки 55 м. У 1964 р. спеціалізованим управлінням № 38 тресту Центроостальконструкція на Черкаському заводі азотних добрив змонтовано вихлопну башту-трубу заввишки 55 м. Вона становить інтерес з точки зору конструктивного рішення каркаса башти.

Обрис башти прийнято звичайним призматичним вище відмітки 22 м і пірамідальним від цієї відмітки вниз до фундаментів. Однак ствол башти виконано не чотиригранним, як звичайно, а тригранним. Переріз призматичної частини—рівносторонній трикутник з стороною 3,2 м, а біля основи сторона правильного трикутника — 8,0 м. Грати хрестового перерізу. Крок панелей призматичної частини 2,8 м, пірамідальної — від нульової відмітки до відмітки 8—4,0 м; між відміткою 8,0 і переломом на відмітці 22,0—3,3 м.

Оскільки діаметр труби, що служить для викиду газів в атмосферу, дорівнює всього 0,8 м, вітрове навантаження на неї спільномірне з вітровим навантаженням, що припадає на конструкції власне башти. Ця обставина обумовила вибір гарячекатаних труб для поясів і грат каркаса башти, тому що вони обтічні і вітровий напір на них приймається з коефіцієнтом 0,4—0,6 проти коефіцієнта 1,4, що вводиться для плоских елементів (кутників, швелерів, листів та ін.).

Хоч труби дорожчі й більш дефіцитні, для конструкцій, що працюють в основному на вітрове навантаження, економічно доцільно застосовувати труби, які дозволяють знизити вагу споруди в цілому, тобто зменшити витрату сталі на них. Застосування труб для башти дозволило довести вагу каркаса до 15 т, при цьому вага 1 м власне башти склала 0,29 кг, що приблизно у два рази менше ваги 1 м такої ж башти, виконаної з прокатних профілів.

Башту виготовили на Київському монтажно-заготівельному заводі зварною з болтовими монтажними з'єднаннями. Габаритні розміри призматичної частини башти дозволили виготовити її на заводі крупними просторовими елементами довжиною по 1,2 м і вагою до 2,8 т. Пірамідальну частину башти довелося виготовити розсипом. Просторові секції стикувалися між собою на фланцях, а грати нижньої частини башти і елементи діафрагм кріпилися на монтажі за допомогою фасонів «лаптів» на болтах.

Башта стала жорсткою завдяки діафрагмам-площадкам з рифленої сталі, з'єднаним між собою сходами. У діафрагмах по центру башти передбачений отвір для пропуску труби, яка кріпилася на монтажі до площадок-діафрагм.

Конструкції башти виготовляли із сталі: труби — марки Ст.20 (ГОСТ 1850—60 *), прокатні профілі і листи — марки ВСт.3сп (ГОСТ 380—60 *).

У практиці монтажу високих опор трапляється, що неможливо застосовувати відомі і випробувані методи монтажу (відсутність необхідного для монтажу крана, незручні умови майданчика, не-

комплектна поставка конструкцій та ін.). У даному випадку можна було змонтувати башту-трубу потужним самохідним краном з вдовженою стрілою, але такого крана не було в управлінні. Неможливо було також змонтувати башту-трубу методом перекидання, попередньо склавши її на землі, оскільки цьому заважали будівлі

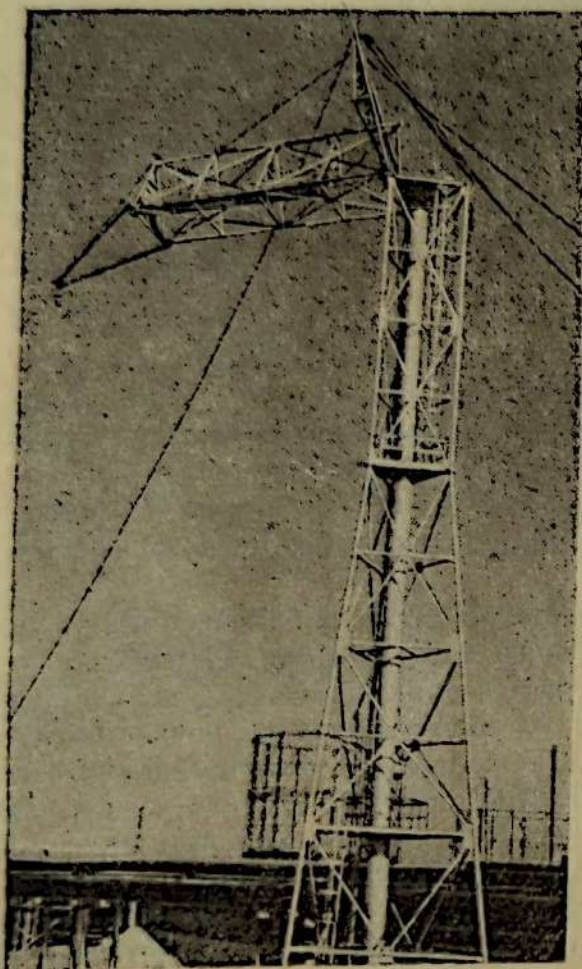


Рис. 48. Установка секції у проектне положення за допомогою шевра.

і споруди, зведені поблизу фундаментів. Крім того, призматична частина башти-труби при підйомі цілою могла деформуватися під впливом монтажних навантажень. Неекономічним був також варіант монтажу башти-труби методом нарощування за допомогою монтажноі щогли.

Проект проведення робіт розробив трест Укрмонтажоргбуд.

Монтаж башти-труби здійснювали за такою технологією. Після виконання підготовчих робіт по організації і оснащенню монтажного майданчика провели контрольне складання башти-труби. На двох фундаментних опорах улаштували шарніри між баштою і фундаментом. Ще дві пари шарнірів установили між стидами трьох верхніх призматичних секцій башти. Всі

вказані шарніри були влаштовані у площині однієї грані башти-труби. При укрупнювальному складанні власне трубу, яка у проектному положенні спирається на окремий фундамент, тимчасово кріпили до каркаса башти. Проектом проведення робіт було передбачено монтувати башту-трубу трьома блоками. Перший блок — опорна пірамідальна частина башти з однією призматичною секцією до відмітки 33 м і два наступні блоки — дві верхні призматичні секції завдовжки по 11,2 м. При укрупнювальному складанні повністю виварювався перший блок і від всієї башти відокремлювали дві верхні призматичні секції разом з закріпленими елементами труби. Для цього роз'єднали шарніри і фланцеві з'єднання. У площині, паралельній

площині верхніх шарнірів, приварили цапфи для шарнірного кріплення шевра, який установили до підйому у верхній частині блока, закріпивши його з нахилом в бік, протилежний підйому.

Перший блок до відмітки 33 м піднімали за допомогою двох гусеничних кранів (Є-1252 и ДПМ-15) методом повороту навколо опорних шарнірів башти-труби; верхні дві секції — методом на-рощування за допомогою шевра, змонтованого разом з першим блоком, і електролебідки вантажопідйомністю 3 т. При підйомі секції шевр виконував роль монтажно́ї стріли. Підняту секцію до відмітки верха змонтованого блока закріплювали у шарнірах, а потім за допомогою шевра та ручної лебідки повертали навколо шарнірів на $160-170^{\circ}$ і далі за допомогою гальмової розчалки до-водили до проектного положення. Встановлену секцію вивіряли, закріплювали болтами фланцеві з'єднання, а стикове з'єднання труби заварювали. До підйому секції на неї був установлений та-кий же шевр, що був використаний для підйому. Цей шевр був призначений для монтажу другої секції аналогічним методом. На рис. 48 показаний момент установки секції в проектне положення за допомогою шевра методом повороту.

Переваги цього методу монтажу — простота і невелика кіль-кість монтажно́ї оснастки. По суті весь монтаж, не враховуючи опорної частини, яка монтувалася самохідним краном, може ви-конуватися за допомогою двох нескладних шеврів і двох лебідок.

ЛИТЕРАТУРА

1. Барштейн М. Ф. Воздействие ветра на высокие сооружения. «Строительная механика и расчет сооружений», 1959, № 3.
2. Беляев Б. И. Резервы повышения производительности заводов металлоконструкций. Информация о передовом опыте, Минмонтажспецстрой СССР, вып. I, ЦБТИ, 1966.
3. Бернштейн С. А. Работа статически неопределимых ферм в упруго-пластической стадии. Сб. «Избранные труды по строительной механике». М., Госстройиздат, 1961.
4. Броверман Г. Б. Монтаж телевизионной мачты высотой 353 м. Сб. «Монтаж стальных и сборных железобетонных конструкций», М., ЦБТИ, 1965.
5. Брук В. В., Персион А. А., Проценко Ю. И. Монтаж мачт радиорелейных линий. «Монтажные и специальные работы в строительстве», 1965, № 7.
6. Брук В. В., Найман Я. М. Монтаж Винницкой телевизионной мачты. «Монтажные и специальные работы в строительстве», 1963, № 5.
7. Качурин В. К. Теория висячих систем. М., Госстройиздат, 1962.
8. Корноухов Н. В. Прочность и устойчивость стержневых систем. М., Госстройиздат, 1949.
9. Лессиг Е. Н. Расчет консольных цилиндрических оболочек на неосесимметричные поперечные нагрузки. Сб. «Металлические конструкции», МИСИ им. В. В. Куйбышева, вып. 43, М., Госстройиздат, 1962.
10. Лилеев А. Ф. Общее решение и расчет упругих нитей на упругих опорах. Сб. «Материалы по металлическим конструкциям», вып. 7, М., Госстройиздат, 1962.
11. Лейбфейд Ю. М., Швиденко В. И. Монтаж строительных конструкций. М., Стройиздат, 1965.
12. Лурье А. Х., Персион А. А. Монтаж цельно-сварной телевизионной башни высотой 191 м. Информация о передовом опыте, Минмонтажспецстрой СССР, вып. I, ЦБТИ, 1966.
13. Мельников Н. П. Развитие металлических конструкций. М., Стройиздат, 1965.
14. Перельмутер А. В. О расчете комбинированных вантово-стержневых систем типа мачт на оттяжках. Сб. «Проблемы устойчивости в строительной механике». М., Стройиздат, 1965.
15. Ржаницын А. Р. Устойчивость равновесия упругих систем. М., Гостехиздат, 1955.
16. Рубаник В. Г. Из опыта монтажа переходных опор линий электропередач. «Монтажные и специальные работы в строительстве», 1963, № 5.
17. Савицкий Г. А. Основы расчета радиомачт. М., Связьиздат, 1953.
18. Сахновский М. М. Руководство по учету технологичности при рабочем проектировании сварных строительных конструкций, ДИИЖНТ, 1963.
19. Соколов А. Г. Высотные сооружения типа мачт и башен

Сб. «Вопросы применения стальных конструкций в строительстве». М., Госстройиздат, 1953.

20. Соколов А. Г. Опоры линий передач. М., Госстройиздат, 1961.

21. Соловьев Ф. А., Зыбин Ю. И. Монтаж опор ЛЭП с помощью вспомогательной мачты.

22. Стрелецкий Н. С. и др. Стальные конструкции. М., Госстройиздат, 1961.

23. Чесноков А. С. Технология изготовления металлических конструкций. М., Госстройиздат, 1944.

24. Чесноков А. С. Производство стальных конструкций. М., Госстройиздат, 1951.

25. Шмольский М. Д. Работа металлических башенных конструкций на кручение. «Сборник трудов института строительной механики АН УССР», № 14, К., изд-во АН УССР, 1950.

З М І С Т

Передмова	3
Класифікація опор. Матеріали і вироби	5
Навантаження і впливи	14
Короткі відомості про розрахунок гнучких виток	21
Розрахунок башт	26
Розрахунок щогли, що стоїть окремо	30
Розрахунок щоглових систем	36
Загальні положення по монтажу високих опор	49
Виготовлення постійних відтяжок для щогл	54
Монтаж щогл радіорелейних ліній	61
Монтаж радіощогли заввишки 257 м	71
Монтаж телевізійної щогли заввишки 353 м	77
Монтаж опор повітряних ліній електропередачі	90
Монтаж радіобашти заввишки 125 м	104
Монтаж суцільнозварної телевізійної башти заввишки 191 м	109
Монтаж вентиляційних башт-труб	116

Юрій Іванович Башмаков, Еріст Ахмедович Каипов,
Арон Хаймович Лурье, Анатолій Вікторович Перельмутер,
Алексей Абрамович Персион

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И МОНТАЖ ВЫСОКИХ ОПОР (На украинском языке)

Редактор С. А. Козлова
Художній редактор Й. М. Васильченко
Технічний редактор М. Г. Мінченко, Коректор Л. М. Віленська

БФ 38941. Здано до набору 1.VIII.1967 р. Підписано до друку 19/XII.1967 р. Папір друкарський № 1 60×90 $\frac{1}{16}$ = 4,25 паперових, 8,5 фізичних і умовних друк., 9,02 обл. вид. арк.

Тираж 1000. Ціна 63. Зам 32.

Видавництво „Будівельник“, Київ, Володимирська, 24

Надруковано з матриць книжкової фабрики в Київській книжковій друкарні № 6, Київ, Виборзька, 84.