

VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS

A. Juozapaitis, T. Grigorjeva, G. Sandovič,
I. Misiūnaitė,

INOVATYVŪS PLIENO TILTAI

Mokomoji knyga



Vilnius LEIDYKLA
TECHNIKA 2012

UDK 624.21/.6(075.8)

Pl-64

A. Juozapaitis, T. Grigorjeva, G. Sandovič, I. Misiūnaitė. Inovatyvūs plieno tiltai: mokomoji knyga. Vilnius: Technika, 2012. 200 p.

Mokomojoje knygoje aptariami inovatyvūs plieno tiltai, pateikiami tokių tiltų klasifikavimas ir konstrukcijų sandara. Pagrindinis dėmesys sutelkiamas į šiuolaikines veiksmingas kabamąsias ir kombinuotąsias plieno tiltų konstrukcijas. Apibūdinami pagrindiniai tokių plieno tiltų elgsenos ypatumai bei taikomos konstrukcinės priemonės jų deformatyvumui mažinti. Pateikiami lanksčialynių ir standžialynių kabamųjų tiltų, o taip pat paspyrinių bei kombinuotųjų plieno tiltų skaičiavimo metodai. Aptariami tokių tiltų laikančiųjų konstrukcijų įrąžų reguliavimas bei racionalių parametrų parinkimas.

Mokomoji knyga skirta Statybos inžinerijos studijų krypties antrosios pakopos studentams. Ji taip pat galėtų būti pagalbine priemone plieno tiltų konstruktoriams.

Leidinį rekomendavo VGTU Statybos fakulteto studijų komitetas

Recenzavo: Antanas Šapalas, prof. dr., VGTU Metalinių ir medinių konstrukcijų katedra
doc. dr. Egedijus Dulinskas, VGTU Tiltų ir specialiųjų statinių katedra.

Leidinyi parengtas ir išleistas už Europos struktūrinių fondų lėšas, jomis finansuojant VGTU Statybos fakulteto projektą „Transporto ir civilinės inžinerijos sektorių mokslo, verslo ir studijų integralumo didinimas (TRINCI V)“, VP1-2.2-ŠMM -09-V-01-008

VGTU leidyklos TECHNIKA 1413-S mokomosios
metodinės literatūros knyga
<http://leidykla.vgtu.lt>

ISBN 978-609-457-356-9
doi: 10.3846/1413-S

© Algirdas Juozapaitis, Tatjana Grigorjeva, 2012
© Giedrė Sandovič, Ieva Misiūnaitė, 2012
© Vilniaus Gedimino technikos universitetas, 2012

TURINYS

PRATARMĖ	5
ĮVADAS	6
Plieno tiltai	6
Sijiniai tiltai	6
Santvariniai tiltai.....	7
Arkiniai tiltai.....	8
Kabamieji ir vantiniai tiltai	13
Kombinuotieji tiltai	33
1. KABAMIEJI PLIENO TILTAI.....	38
1.1. Kabamųjų tiltų klasifikacija ir konstrukcinė sandara.....	38
1.2.Kabamųjų tiltų elgsenos ypatumai ir deformatyvumas	44
1.3. Kabamojo lyno kinematiniai poslinkiai ir jų stabilizavimas	46
1.4. Kabamieji baigtinio lenkiamojo standumo lynai ir jų skaičiavimas	49
1.5. Kabamojo lanksčialynio tilto skaičiavimas	54
1.6. Kabamojo standžialynio tilo su inžinerinė skaičiavimo metodika.....	55
1.7. Kabamųjų standžialynių tiltų su projektavimo eiga	70
1.8. Neskėtrieji kabamieji tiltai, jų elgsenos ypatumai	75
2. VIENAJUOSČIAI KABAMIEJI PĖSČIŲJŲ TILTAI	78
2.1. Vienajuosčio kabamojo tilto konstrukcija	80
2.2. Vienajuosčių kabamųjų tiltų elgsenos ypatumai ir deformatyvumas	83
2.3. Lanksčių vienajuosčių kabamųjų tiltų skaičiavimas	90
2.4. Vienajuosčių standžialynių kabamųjų tiltų inžinerinis skaičiavimas.	92
2.5. Vienajuosčių kabamųjų tiltų pradinės formos stabilizavimas ir racionalūs parametrai	97
2.6. Daugiaatramiai vienajuosčiai kabamieji tiltai, jų konstravimas ir skaičiavimas.....	98
2.7. Erdviniai vienajuosčiai kabamieji tiltai, jų konstravimas ir skaičiavimas.....	118

3. PASPYRINIAI PLIENINO TILTAI	121
3.1. Paspyrinių tiltų klasifikavimas, konstrukcinė sandara ir komponavimas	121
3.2. Nekarpytųjų paspyrinių plieno tiltų elgsena ir skaičiavimas.....	137
3.3. Karpytųjų paspyrinių plieno tiltų elgsena ir skaičiavimas	150
3.4. Paspyrinių plieno tiltų projektavimo ypatumai ir netiesinės elgsenos vertinimai	156
4. PLIENO TILTŲ RACIONALŪS PARAMETRAI IR ĮRĄŽŲ REGULIAVIMAS	159
4.1. Kabamųjų standžialynių plieno tiltų racionalūs komponuojamieji parametrai	159
4.2. Paspyrinių plieno tiltų įrąžų reguliavimas	164
4.3. Paspyrinių plieno tiltų momentų reguliavimas atsižvelgiant į netiesinę elgseną	167
5. KOMBINUOTIEJI KABAMIEJI PLIENO TILTAI.....	176
5.1. Kombinuotųjų plieno tiltų konstrukcinė sandara ir komponavimas	176
5.2. Kombinuoti vienajuosčiai kabamieji tiltai, jų konstravimas ir skaičiavimas	178
PRIEDAI	185
1 PRIEDAS. Kabamieji plieno tiltai	185
2 PRIEDAS. Kabamieji pėsčiųjų plieno tiltai.....	188
3 PRIEDAS. Vienajuosčiai plieno tiltai.....	191
4 PRIEDAS. Kombinuotieji plieno tiltai.....	194
LITERATŪRA.....	198

PRATARMĖ

Šiuolaikinė tiltų statyba pasižymi naujų medžiagų ir naujų statybos būdų panaudojimu, išraiškingomis architektūrinėmis formomis ir unikaliais konstrukciniais sprendimais. Pastaraisiais dešimtmečiais pastatyti tiltai stebina rekordiniais tarpatramiais, kurie leidžia sujungti atskiras salas ar net žemynus.

Šiandien pasaulyje plačiai taikomos įvairios konstrukcinės sistemos: sijiniai ir rėminiai, santvariniai, arkiniai, kabamieji, vantiniai bei kombinuotieji tiltai. Paprastai konstrukcinė sistema parenkama priklausomai nuo perdengiamo tarpatramio ilgio, tačiau nemažai įtakos turi ir estetiški reikalavimai bei vietovės kontekstas.

Sparčiai besivystančios informacinės technologijos bei specializuotų skaičiavimo programų atsiradimas leidžia atlikti unikalių ir itin sudėtingų konstrukcijų išsamią elgsenos analizę. Šiuolaikinė programinė įranga suteikia galimybę įvertinti tiltų montavimo stadijų ypatumus, konstrukcijos geometriškai netiesinę elgseną, medžiagų savybių fizinių netiesiškumą, atlikti tilto konstrukcijos analizę esant dinaminiams ir aerodinaminiams poveikiams. Visame pasaulyje sparčiai plinta inovatyvus požiūris į tiltų projektavimą – tai jų informacinis modeliavimas *BrIM* (*Bridge Information Modeling*), kuris leidžia valdyti visą tilto gyvavimo ciklą: projektavimą, statybą, eksploatavimą.

Tiltas yra ne tik sudėtingas inžinerinis statinys, bet ir puikiausias tektoniškos architektūros pavyzdys, kuriame visas jos grožis atsiskleidžia per konstrukcijas. Architektūrinių formų įvairovė reikalauja inovatyvių konstrukcinių sprendimų.

Knygoje aptarti inovatyvus, per kelis pastaruosius dešimtmečius pastatyti įvairių konstrukcinių sprendinių plieno tiltai, pateikti jų pavyzdžiai. Ypatingas dėmesis skirtas kabamųjų ir viena juosčių tiltų inovatyviems sprendiniams, jų projektavimo metodikoms, racionaliesiems komponuojamiesiems parametrams.

ĮVADAS

PLIENO TILTAI

Sijiniai tiltai

Sijinių tiltų konstrukcinės sistemos taikomos mažų ir vidutinių tarpatramių tiltams. Pagrindiniai sijinių tiltų laikantieji elementai projektuojami iš ištisinių valcuotųjų arba sudėtinių virintųjų elementų skerspjūvių. Plačiausiai naudojami kintamo skerspjūvio aukščio dvitėjis arba dėžinis skerspjūviai. Vienas iš unikaliausių sijinių plieninių tiltų yra 1974 m pastatytas aštuonių eismo juostų 13290 m ilgio *Rio-Niteroi* tiltas tarp Rio de Žaneiro ir Nitere per Guanoba įlanką (pav. 1.1). *Puumalansalmi* tilto, pastatyto 1995 m Suomijoje, konstrukcijoje panaudotos kintamo skerspjūvio aukščio sijos (pav. 1.2). Šio tilto didžiausio tarpatramio ilgis yra 140 m.



1.1 pav. *Rio-Niteroi* tiltas Brazilijoje
(<http://bestbridge.net/SAm/rio-niteroi.phtml>)



1.2 pav. *Puumalansalmi* tiltas Suomijoje

(<http://www.flickr.com/photos/mattimattila/3822773113/in/photostream/>)

Santvariniai tiltai

Santvariniai plieniniai tiltai pradėti statyti daugiau nei prieš du šimtus metų. Šiuolaikiniai santvariniai tiltai taip pat pasižymi formos paprastumu, nesudėtinga viršutinių ir apatinių juostų apybrėža. Ilgiausias pasaulyje ir įdomiausias savo konstrukcine forma ir architektūrine išraiška santvarinis tiltas pastatytas dar 1919 m, o 1995 m rekonstruotas *Pont de Quebec* tiltas, Kanadoje. Šio tilto pagrindinio tarpatramio ilgis yra 549 m, o bendras tilto ilgis 987 m (pav. 1.3). Vienas iš naujausių plieninių santvarinių tiltų pastatytas 2010 m Japonijoje. *Tokyo Bay* tilto ilgiausio tarpatramio ilgis yra 440 m (pav. 1.4). Šis originalios architektūrinės ir konstrukcinės formos tiltas pastatytas panaudojant pačias naujausias medžiagas ir statybos technologijas.



1.3 pav. *Pont de Quebec* tiltas Kanadoje

(http://fr.wikipedia.org/wiki/Fichier:Pont_de_Qu%C3%A9bec_vu_du_Parc_aquarium_du_Qu%C3%A9bec.JPG)

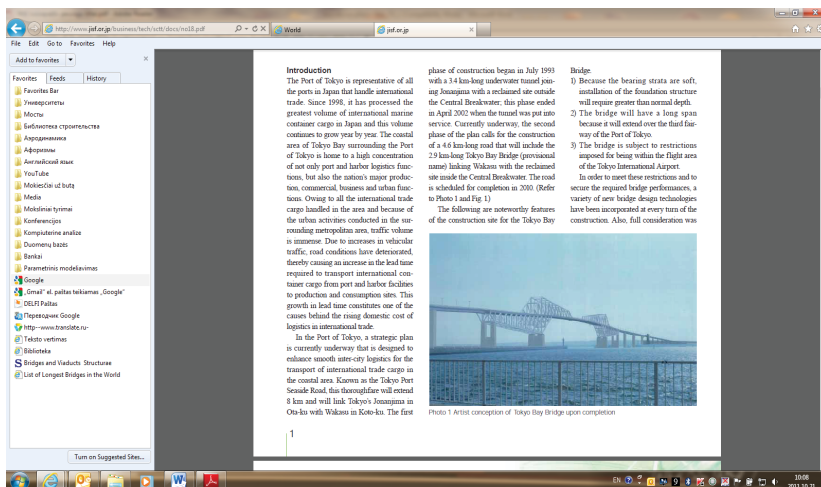
Magdeburg Water tiltas-akveadukas pastatytas 2003 m Vokietijoje per Elbės upę (1.5 pav.). Pažymėtina, kad tai ilgiausias akveadukas skirtas laivų navigacijai pasaulyje. Bendras šio tilto ilgis yra 918 m, ilgiausias tarpatramis 106 m, o plotis 34 m. Tiltu laikančiąsias konstrukcijas sudaro plieninės santvaros atremtos ant masyvių gelžbetoninių atramų. Laivybai skirtu gelžbetoninio kanalo, įrengto ant skersinių sijų gylis yra 4,25 m.

Arkiniai tiltai

Viena iš architektūrinių požiūriu patraukliausių konstrukcinių sistemų yra arkinė. Ši sistema buvo itin populiari antikos ir viduramžių laikais. Tais laikais arkiniai tiltai paprastai buvo mūrijami iš tašytų akmenų blokų ar plytų. Dauguma šiuolaikinių arkinių tiltų yra



1.4 pav. Tokyo Bay tiltas Japonijoje
(<http://www.jisf.or.jp/business/tech/sctt/docs/no18.pdf>)



1.5 pav. Magdeburg Water tiltas Vokietijoje
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Trogbr%C3%BCke_Magdeburg.jpg)
(<http://wackymania.com/top-20-most-beautiful-bridges-in-the-world/2/>)

plieniniai. Tokie tiltai pasižymi konstrukcinės sistemos veiksmingumi bei statybos racionalumu. Vienas iš najanusių ir ilgiausių arkinių tiltų pasaulyje yra 2003 m per upę Huangpu Kinijoje pastatytas šešių eismo juostų *Lupu* tiltas (pav. 1.5). Bendras tilto ilgis 3900 m, pagrindinio tarpatramio ilgis 550 m, plotis 28,7 m, ištisinio skerspjuvio plieninės arkos pakyla 100 m. Kurį laiką jis buvo pats ilgiausias, kol 2009 m Kinijoje per upę Yangtze buvo pastatytas *Chaotianmen* tiltas (pav. 1.6). Šiuo metu ilgiausio ir vieno iš gražiausių arkinių tiltų pasaulyje bendras ilgis yra 1741 m, o pagrindinį tarpatramį sudaro 552 m, kas tik 2 m daugiau negu *Lupu* tilto. Šešių eismo ir dviejų pėsčiųjų juostų *Chaotianmen* tilto plotis 36,5 m. Spraginio skerspjuvio arkos pakyla 142 m.

Ypatingai grakštus pėsčiųjų ir dviratininkų plieninis arkinis tiltas *Weil am Rhein* per Reino upę Vokietijoje pastatytas 2007 m. Tiltas bendras ilgis yra 248 m, pagrindinis tarpatramis 230 m, o plieninės dėžinio skerspjuvio arkos pakyla 26 m (1.7 pav.). Šis išraiškingas tiltas laimėjo kelias tarptautines premijas architektūros srityje.



1.5 pav. *Lupu* tiltas Kinijoje

(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Lupu_Bridge_Shanghai_at_World_Expo_2010_-_Seen_from_Pudong.jpg)

Ispūdingos architektūrinės formos plieninis arkinis tiltas 2011 m Kinijoje pastatytas *Mingzhou* tiltas (1.8 pav.). Tilto konstrukciją sudaro dėžinio skerspjuvio masyvi arka ir sąlyginai liauna sija. Bendras tilto ilgis yra 650 m, pagrindinio tarpatramio ilgis 450 m, o arkos pakyla.



1.6 pav. *Chaotianmen* tiltas Kinijoje
(http://news.cultural-china.com/20090430100912_2.html)



1.7 pav. *Weil am Rhein* tiltas Vokietijoje
(<http://en.wikipedia.org/wiki/File:Fussgaegerbruecke-weil-am-rhein.jpg>)



1.8 pav. *Mingzhou* tiltas Kinijoje
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Mingzhou_Bridge.jpg)



1.9 pav. *Sheikh Rashid bin Saeed* tiltas Arabų Emyratuose
(<http://www.fxowle.com/projects/transportation/sheikh-rashid-bin-saeed-crossing.php>)

Ilgiausias ir aukščiausias arkinis tiltas statomas Dubajuje, Arabų Emyratuose (1.9 pav.). Tiltas *Sheikh Rashid bin Saeed* statybą planuojama užbaigti 2012 m. Bendras tilto ilgis bus 1600 m, didžiausias tarptraimis 667 m, o arkos pakyla 190 m. 64 m pločio tiltas bus dvylikos juostų, kas užtikrins eismo pralaidumą iki 2 tūkst. automobilių per valandą, o per tilto centrą bus nutiesta metro linija.

Kabamieji ir vantiniai tiltai

Ypatingų architektūrinių išraiškingumu pasižymi kabamieji tiltai. Tokie tiltai buvo statomi dar senovės Egipte, Indijoje, Kinijoje ir, be jokios abejonės, išlieka populiarūs ir šiandien, ypatingai kai reikia perdengti didelius tarpatramius.

Vienas iš pirmųjų šiuolaikinių kabamųjų tiltų 1937 m. pastatytas ir iki šios sėkmingai eksploatuojamas *Golden Gate* tiltas Niujorke, JAV (1.10 pav.). Tai klasikinis trijų tarpatramių kabamasis tiltas, kurio bendras ilgis 2737 m, o didžiausias tarpatramis 1280 m. Tilto standumui padidinti pritaikytas žinomas būdas, kai laikantysis lynas tilto tarpatramio viduryje sujungtas su spraginio skerspjuvio standumo sija. Plieninių pilonų aukštis 227 m. Tiltas yra šešių transporto eismo juostų, taip pat yra dvi juostos skirtos pėstiesiems ir dviratininkams. Bendras tilto plotis yra 27 m.



1.10 pav. *Golden Gate* tiltas JAV

(<http://en.wikipedia.org/wiki/File:GoldenGateBridge-001.jpg>)

Žymiausias ir šiai dienai pats ilgiausias kabamas tiltas yra 1998 m Japonijoje tarp salų Honshu ir Shikoku pastatytas *Akashi Kaikyō* tiltas. Bendras tilto ilgis yra 3911 m, didžiausias tarpatramis 1991 m, p ilonų aukštis 283 m (1.11 pav.).

Per pastarąjį dešimtmetį Japonijoje pastatyti dar keli didelių tarpatramių kabamieji tiltai. Tai 1999 m pastatyti trys *First Kurushima-Kaikyo*, *Second Kurushima-Kaikyo* ir *Third Kurushima-Kaikyo* (pagrindinio tarpatramio ilgis atitinkamai 600 m, 1020 m ir 1030 m), tiltai. 2000 m pastatytas 2461 m bendro ilgio *Akinada* tilto pagrindinis tarpatramis yra 750 m.

Neabejotinas lyderis didelių tarpatramių kabamųjų tiltų statyboje yra Kinija. Pastaruoju metų pastatyta daugiau nei 2000 m *Egongyan* tilto didžiausias tarpatramis yra 600 m. 2001 m pastatytas tiltas Yichang, jo didžiausio tarpatramio ilgis sudaro 960 m. *Runyang* tilto pastatyto 2005 m pilonų aukštis yra 215 m, o didžiausias tarpatramis 1490 m. 2007 m pastatytas *Yangluo* tiltas kurio ilgis yra 2725 m, didžiausias tarpatramis 1280 m. Šio tilto pilonai yra skirtingo aukščio 163 m ir 170 m,



1.11 pav. *Akashi Kaikyō* tiltas Japonijoje
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Akashi_Bridge.JPG)

tilto plotis 39 m (1.12 pav.). 2009 m pastatytas *Balinghe* tiltas 2237 m ilgio. Didžiausias tilto tarpatramis yra 1088 m. Tiltos aukštis virš upės sudaro 375 m (1.13 pav.).



1.12 pav. *Yangluo* tiltas Kinijoje

(http://ru.m.wikipedia.org/wiki/%D0%A4%D0%B0%D0%B9%D0%BB:Yangluo_Bridge_-_a_suspension_bridge_over_the_Yangtze_River.jpg)



1.13 pav. *Balinghe* tiltas Kinijoje

(<http://en.wikipedia.org/wiki/File:Balinghe.jpg>)

2009 m pastatyto *Beipanjiang* tilto pagrindinio tarpatramio ilgis yra 636 m, aukštis virš upės sudaro 318 m. (1.14 pav.). Siduhe tilto, kuris taip pat buvo pastatytas 2009 m bendras ilgis yra 1222 m, o didžiausias tarpatramis 900m, aukštis virš upės sudaro 496 m. (1.15 pav.). Šie abu tiltai priklauso aukščiausių pasaulyje tiltų dešimtukui.



1.14 pav. *Beipanjiang* tiltas Kinijoje

(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Beipanjiang_Highway_Suspension_Bridge-1.jpg)



1.15 pav. *Siduhe* tiltas Kinijoje

(<http://lookbridges.com/siduhe-river-bridge-in-hubei-china>)

Xihoumen tilto, pastatyto 2009 m Kinijoje, pagrindinio tarptračio ilgis yra 1650 m. Jo standumas padidintas, sujungiant pagrindinį lyną su standumo sija (pav. 1.16).

2012 m pradžioje užbaigta *Aizhai* tilto statyba. Tilto didžiausias tarptračiamis yra 1146 m, aukštis virš slėnio 350 m (1.17 pav.).



1.16 pav. *Xihoumen* tiltas Kinijoje
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Xihoumen_Bridge_in_Zhoushan.jpg)



1.17 pav. *Aizhai* tiltas Kinijoje
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Aizhai_Bridge-1.jpg)

Honkonge 1997 m. pastatytas dviejų lygių kabamasis tiltas *Tsing Ma* tiltas. Viršutiniame 41 m pločio standumo sijos lygyje įrengtos šešios automobilių eismo juostos, o apatiniame dvi geležinkelio juostos. Didžiausias tilto tarpatramis yra 1377 m, o bendras ilgis 2200 m. Tilto aukštis virš upės 62 m (1.18 pav.).

Ilgiausias pasaulyje trijų tarpatramių neskėtrusis *Yeongjong Grand* kabamasis tiltas pastatytas Pietų Korėjoje 2000 m. Bendras tilto ilgis yra 4420 m, o didžiausias tarpatramis 300 m. 2002 pastatytas *Gwangsan* kabamasis tiltas. Bendras tilto ilgis yra 7420 m ir jis yra antrasis pagal ilgį tiltas Korėjoje po žymaus vantinio *Incheon* tilto. Didžiausias *Gwangsan* kabamojo tilto tarpatramis yra 500 m.

Vietname ilgiausias kabamasis tiltas yra *Thuan Phuoc*, pastatytas 2008 m. Trijų tarpatramio tilto bendras ilgis yra 1850 m, o didžiausias tarpatramis yra 405 m (1.20 pav.).

JAV 1950 m, praėjus dešimtmečiui po savo pirmtako griūties, atstatytas *Tacoma Narrows* tiltas. Tuomet buvo pastatytas *Westbound*



1.18 pav. *Tsing Ma* tiltas Honkonge
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Tsing_Ma_Bridge_2008.jpg)

Tacoma Narrows tiltas, kurio pagrindinio tarpatramio ilgis 853 m, o 2007 m šalia, siekiant padidinti eismo pralaidumą nutiestas Eastbound *Tacoma Narrows* tiltas (pav. 1.20).

1992 m Norvegijoje pastatyto, vieno iš ilgiausio Norvegijoje *Askoy* tilto bendras ilgis 1 057 m, ilgiausias tarpatramis yra 850 m. Lynai atremti ant dviejų gelžbetoninių 152 m aukščio pilonų (1.21 pav.).



1.19 pav. *Thuan Phuoc* tiltas Vietname
(<http://en.wikipedia.org/wiki/File:Thu%E1%BA%ADnPh%C6%B0%E1%BB%9Bc.jpg>)



1.20 pav. *Westbound Tacoma Narrows* ir
Eastbound Tacoma Narrows tiltai JAV
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Tacoma_Narrows_Bridge_2009.jpg)



1.21 pav. Askøy tiltas Norvegijoje
(<http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=76614>)

Danijoje 1998 m pastatytas *Great Belt* tiltas. Šio tilto bendras ilgis 6 790 m, didžiausias tarpatramis 1 624 m, plotis 31 m, gelžbetoninių pilonų aukštis 254 m. Kraštiniai tiltas tarpatramiai turi 21 atramą vandenyje (1.22 pav.).



1.22 pav. *Great Belt* tiltas Danijoje
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Denmark_Great_Belt_Bridge_East.jpg)

Vienas iš įdomiausių ir didžiausių ažiotažą sukėlusių kabamųjų tiltų yra 2000 m. Londone pastatytas kabamasis Millennium tiltas.

Šio daugiaatramio pėsčiųjų tilto bendrasis ilgis lygus 333 m, o didžiausias jo tarpatramis siekia 144 m (1.23 pav.). Ant tarpinių atramų pakabintų laikančiųjų kabamųjų lynų pradinis įsvyris yra santykiškai mažas (2,3 m). Su standumo sija šie lynai kas 8 m sujungti per skersines sijas.

Šiuo metu vyksta tilto per Mesinos sąsiaurį projektavimo darbai. Planuojama, kad *Strait of Mesina* tiltas bus rekordinio 3300 m tarpatramio. Laikantys lynai atremti ant 382 m aukščio pilonų. Tiltas yra 60 m pločio ir šešių eismo juostų. Planuojamas tilto pralaidumas 6 tūkst. transporto priemonių per valandą.

Vieni iš įdomiausių yra vienajuosčiai kabamieji tiltai. Tokio tipo tiltai buvo statomi dar senovės Egipte, Kinijoje, Indijoje. Pagrindinių laikančiuoju elementu buvo taikomos organinės kilmės medžiagos, pvz. lianos ir kt. Šiuolaikiniuose vienajuosčiuose tiltuose pagrindiniu laikančiuoju elementu taikomi didelio stiprumo plieniniai lynai arba plieniniai lakštai ant kurių įrengiamas paklotas. Paklotas įrengiamas



1.23 pav. *Millenium* tiltas Didžiojoje

(<http://en.wikipedia.org/wiki/File:Mill.bridge.from.tate.modern arp.jpg>)

tiesiogiai ant laikančiųjų lynų, todėl tokių tiltų įsvyris nėra didelis. Bendras tokių tiltų skerspjuvio aukštis yra pats mažiausias iš visų žinomų tiltų konstrukcijų.

Dažniausiai vienajuosčiai kabamieji tiltai primenantys senovinius statomi kalnų rajonuose. Vienas iš tokių įdomių kabamųjų tiltų pastatytas 1999 m Šveicarijoje. *Pùnt de Suransus* vienajuostis kabamasis tiltas yra 40 m ilgio ir 1,1 m pločio. Pagrindiniai du laikantieji šio tilto elementai kabamieji lynai pagaminti iš 60 mm pločio ir 15 mm storio plieninių lakštų. Ant jų sumontuotos 60 mm storio ir 250 mm pločio granitinės plokštės. Prie plokščių pritirtinami 1 m aukščio turėklai (1.24 pav.).

Kitas įdomus tiltas yra taip pat Šveicarijos kalnuose. Šis 170 m tarpatramio *Trift* tiltas nutiestas 100 m aukštyje yra pats ilgiausias ir aukščiausias vienajuostis kabamas tiltas Alpėse. Šio tilto standumas padidintas įrengiant papildomų pasvyrusių atotampų sistemą (1.25 pav.).



1.24 pav. *Pùnt de Suransus* tiltas Šveicarijoje
(<http://www.miestai.net/forumas/showthread.php?p=625788>)



1.25 pav. *Trift* tiltas Šveicarijoje
(http://highestbridges.com/wiki/index.php?title=Trift_Bridge)

1992 m pastatytas grakštus 50 m tarpatramio *Pforzheim III* pėsčiųjų tiltas (1.26 pav.). Pagrindiniai laikantieji elementai sukonstruoti iš dviejų 480 mm pločio ir 40 mm storio plieninių juostų. Ant šių juostų sumontuotos 10 cm storio lengvojo betono plokštės.



1.26 pav. *Pforzheim III* tiltas Vokietijoje
http://www.sbp.de/en/build/sheet/56Enzaupark_Pforzheim_Steg_III.pdf)

Vienajuosčiais kabamaisiais tiltais galima perdengti santykiškai didelius tarpatramius. Tačiau dėl būtino nedidelio nuolydžio ($i \leq 6\%$) įrengiamos tarpinės atramos. 1.27 pav. parodytas *Nordbrücke* vienajuostis daugiaatramis pėsčiųjų tiltas, pastatytas 2003 m. Rostoke (Vokietija). Šis 92 m ilgio tiltas sudarytas iš trijų tarpatramių: 27 m + 38 m + 27 m, tilto plotis yra 4 m. Tilto laikantieji kabamieji lynai suprojektuoti iš 600 mm pločio ir 30 mm storio plieninių lakštų. Ant šių lakštų sumontuotos 3,7 m ilgio ir 120 mm storio betoninės paklo-to plokštės. Plokštės kartu su turėklais pritvirtinamos varžtais prie šių plieninių lakštų. Būtina pažymėti, kad virš tarpinių atramų plieninėse juostose atsiranda dideli vietiniai lenkiamieji momentai. Jiems sumažinti sukonstruotos lingių formos plieninių atramų galvenos.

Vantiniai tiltai pradėti projektuoti ir statyti beveik tuo pačiu laiku kaip kabamieji tiltai, jų konstrukcijos yra tokios pat veiksmingos kaip ir kabamųjų. Vienas iš pirmųjų vantinių tiltų su atotampomis iš plieninių lynų buvo pastatytas 1817 m. Anglijoje. Šio tilto tarpatramio ilgis buvo tiems laikams nemažas – 33,5 m.



1.27 pav. *Nordbrücke* tiltas Vokietijoje

(http://www.sbp.de/en/build/sheet/56Enzauenpark_Pforzheim_Steg_III.pdf)

Šiuolaikiniai vantiniai stebina įspūdingais tarpatramių ilgiais. Gausybė didelių tarpatramių vantinių tiltų pastatyta Kinijoje. 2008 m Kinijoje pastatytas didžiausio tarpatramio *Sutong* vantinis tiltas. Bendras šio tilto ilgis yra 8 026 m, didžiausias tarpatramis 1088 m, pilonų aukštis 306 m (1.28 pav.).

Taip pat Kinijoje 2010 m pastatytas grakštus vantinis *E'dong* tiltas. Šio tilto ilgiausias tarpatramis yra 926 m, pilonų aukštis 243 m (1.29 pav.). Įspūdingas yra 2009 m pastatytas *Jintang* tiltas. Bendras šio tilto ilgis yra 26 540 m, o didžiausias tarpatratmis 620 m (1.30 pav.). Didžiausias vandenyną kertantis vantinis tiltas yra 2008 m pastatytas *Hangzhou Bay* tiltas. Jo bendras ilgis yra 35 673 m, didžiausias tarpatramis 448 m (1.31 pav.).

Žinomiausias ir ilgiausias Pietų Korėjoje vantinis tiltas yra 2009 m pastatytas *Incheon* tiltas. Bendras tilto ilgis yra 21 380 m, ilgiausias tarpatramis 800 m, pilonų aukštis 230 m, o tilto plotis 33 m (1.32 pav.).

Japonijoje ilgiausias vantinis tiltas yra 1999 m pastatytas *Tatara* tiltas. Bendras tilto ilgis yra 1 480 m, didžiausio tarpatramio ilgis 890 m, tilto plotis 34 m (1.33 pav.)



1.28 pav. *Sutong* tiltas Kinijoje

(http://ftp2.bentley.com/dist/collateral/docs/bentley_structural/Bentley-Structural_the_sutong_bridge-analysis-hi-res.pdf)



1.29 pav. E'dong tiltas Kinijoje
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Edong_Bridge.jpg)



1.30 pav. Jintang tiltas Kinijoje
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Jintang_Bridge.jpg)



1.31 pav. *Hangzhou Bay* tiltas Kinijoje
(<http://topofday.ru/2008/top-10-samyh-udivitelnyh-mostov/>)



1.32 pav. *Incheon* tiltas Pietų Korėjoje
([http://en.wikipedia.org/wiki/File:Incheon_bridge_\(12\).jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/File:Incheon_bridge_(12).jpg))



1.33 pav. *Tatara* tiltas Japonijoje
(<http://en.wikipedia.org/wiki/File:TataraOhashi.jpg>)

Meksikos kalnų rajone 2012 m pastatytas *Baluarte* vantinis tiltas. Šio tilto bendras ilgis yra 1 124 m, o didžiausias tarpatramis yra 520 m. Tiltas įrengtas 430 m aukštyje virš slėnio ir yra antrasis pagal aukštį tiltas pasaulyje (1.34 pav.).



1.34 pav. *Baluarte* tiltas Meksikoje
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Puerto_Baluarte_03.jpg)

Greenville vantinis tiltas per Misisipę upę pastatytas JAV 2010 m. Bendras tilto ilgis yra 4 133 m, didžiausias tarpatramis 420 m. Tiltas yra 37 m aukštyje virš upės (1.35 pav.). Dar vienas *John James Audubon* tiltas per Misisipę pastatytas 2011 m. Bendras tilto ilgis yra 3 927 m, didžiausias tarpatramis 482 m. Tiltas yra 40 m aukštyje virš upės, jo plotis 23 m (1.36 pav.).



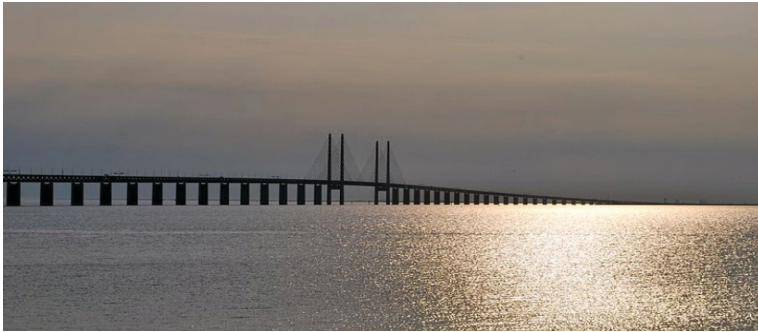
1.35 pav. *Greenville* tiltas JAV
(<http://en.wikipedia.org/wiki/File:Greenvillebridges.jpg>)



1.36 pav. *Johen James Audubon* tiltas JAV
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Audubon_Bridge.jpg)

Tarp Danijos ir Švedijos Europoje 1999 m pastatytas Øresund tiltas. Tiltas bendras ilgis yra 7 845 m, didžiausias tarpatramis yra 490 m, plotis 23,5 m (1.37 pav.)

Nyderlanduose 1996 m pastatytas unikalaus grožio *Erasmus* tiltas. Ypatingą žavesį jau suteikia originalios formos 82 m aukščio pilonas. Tiltas tarpatramis yra 900 m (1.38 pav.).



1.37 pav. Øresund tiltas tarp Danijos ir Švedijos
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:C3%98resund_Bridge_-_C3%98resund.jpg)



1.38 pav. Erasmus tiltas Nyderlanduose
(<http://topofday.ru/2008/top-10-samyh-udivitelnyh-mostov/>)

Ilgiaus Norvegijoje *Skarnsund* vantinis tiltas pastatytas 1991 m. Tilto bendras ilgis 1 010 m, o didžiausias tarpatramis 530 m (1.39 pav.).

Portugalijoje 1998 m pastatytas šešių automobilių eismo juostų *Vasco da Gama* tiltas. Tilto bendras ilgis 17 200 m, didžiausio tarpatramio ilgis 420 m, plotis 30 m. Pilonų aukštis 155 m (1.40 pav.).

Ilgiausias vantinis tiltas Graikijoje pastatytas 2004 m. *Rio–Antirrio* šešių automobilių ir dviejų pėsčiųjų ir dviratininkų eismo juostų



1.39 pav. *Skarnsund* tiltas Norvegijoje
(<http://en.wikipedia.org/wiki/File:Skarnsund.jpg>)



1.40 pav. *Vasco Da Gama* tiltas Portugalijoje
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Ponte_Vasco_da_Gama.jpg)

tilto bendras ilgis 2 880 m, didžiausias tarpatramis 560 m, plotis 27 m (1.41 pav.).

Įspūdingas 2001 m Prancūzijoje pastatytas *Millau* viadukas. Viaduko bendras ilgis 2 460 m, jį sudaro du kraštiniai tarpatramiai po 204 m ir šeši tarpatramiai po 342 m. Pilonų aukštis yra 343 m, viaduko plotis 32 m. Viaduko aukštis virš slėnio 270 m (1.42 ir 1.43 pav.).



1.41 pav. *Rio-Antirrio* tiltas Graikijoje
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Rio-Antirio_bridge_EDIT.jpg)



1.42 pav. *Millau* viadukas Prancūzijoje
(<http://www.funonthenet.in/content/view/190/31/>)



1.43 pav. *Millau* viaduko bendras vaizdas
(<http://topofday.ru/2008/top-10-samyh-udivitelnyh-mostov/>)

Kombinuotieji tiltai

Plieninių tiltų laikančiosiomis konstrukcijomis gali būti ne tik tradicinės, bet ir įvairios kombinuotosios konstrukcijos, kuriose į bendrą visumą yra sujungiamos skirtingos elgsenos konstrukcijos ar jų elementai: sijos, santvaros, arkos, kabamieji lynai, atotampos. Šių elementų apjungimas suteikia kombinuotosioms konstrukcijoms kokybiškai naujų savybių. Tokios konstrukcijos yra veiksmingos, pasižymi didele geometrinių formų įvairove bei patrauklia architektūrine išvaizda. Dažniausias kombinuotosios tiltų konstrukcijos sudaromos iš dviejų arba daugiau skirtingos elgsenos konstrukcinių elementų. Pagrindiniai laikantys elementai iš kurių komponuojami kombinuotieji tiltai tai sijos, arkos, kabamieji lynai, vantai. Šie elementai tilto konstrukcijosžje skirstomi į pirminius ir antrinius. Populiariausi skirtingų elementų deriniai yra arka (pirminis elementas) ir sija (antrinis elementas), sija ir lynas, vanta ir sija, lynas ir sija. Tiltai suformuoti iš vantų ir sijų vadinami vantiniais tiltais, o iš lynų i sijų–kabamaisiais. Tokių tiltų konstrukcijos buvo išsamiai apžvelgtos anksčiau. Kombinuotosiose konstrukcijose būtini pagalbiniai strypai (statramsčiai, pakabos ir

pan.), jungiantys pirminius ir antrinius elementus. Kombinuotosios konstrukcijos gali būti sudarytos ne tik iš dviejų, bet ir trijų ir daugiau skirtingos elgsenos elementų. Šios konstrukcijos gali būti ne tik plokščiosios, bet ir erdvinės.

Tiltų projektavimo praktikoje yra seniai žinomas ir lig šiol sėkmingai naudojamas sijos ir lyno derinys. Tokios tiltų konstrukcijos vadinamos paspyrinėmis. Vienas gražiausių šiuolaikinių paspyrinių tiltų pastatytas 2007 m Airijoje Limerick universiteto studentų miestelyje per Shannon upę. Šis 350 m tiltas yra pats ilgiausias Airijoje (1.44 pav.).

Unikalus savo konstrukcine forma yra lynas ir arka arba arka ir lynas deriniai, tačiau jų geometrinė forma nėra taip gerai pritaikyta funkcinėi tilto paskirčiai.

Išpūdinga architektūrine išvaizda pasižymi tiltai, kurių konstrukciją sudaro arkos ir vantai. Vienas iš tokių šiuolaikinių tiltų tai 2001 m pastatytas *Gateshead Millennium* tiltas Didžiojoje Britanijoje. Tiltu tarpatramio ilgis yra 105 m, arkos aukštis 45 m. Tiltu konstrukciją sudaro dvi arkos, viena iš jų pasvyrusi, kita horizontali. Horizontaliąją arka vyksta pėsčiųjų ir dviratininkų judėjimas. Kai iškyla poreikis po horizontalia arka praplaukti nedideliu laivui, abi arkos pasisuka 40° kampu, dėl to šis tiltas kartais vadinamas „mirkčiojančia akimi“.



1.44 pav. *Living* tiltas Airijoje
(<http://www.arup.ie/index.jsp?p=116&n=283>)



1.45 pav. *Gateshead Millenium tiltas* Didžiojoje Britanijoje
(<http://www.lusas.com/case/bridge/gateshead.html>)



1.45a pav. *Lianxiang tiltas* Kinijoje
(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Lianxiang_bridge.jpg)

Unikalus kombinuotasis vantinis arkinis tiltas pastatytas 2007 m Kinijoje. Tiltu ilgiausio tarpatramio ilgis yra 400 m, du kraštiniai tarpatramiai po 120 m, tilto plotis 27 m. Pagrindinis šio tilto konstrukcinis elementas yra spraginio skerspjuvio plieninė arka, kuri atotampomis pritvirtinta prie dviejų gelžbetoninių pilonų, o standumo sija pakabomis tvirtinama prie arkos.

Rusijoje 2007 m pastatytas *Zhivopisny* tiltas. Šio vantinio tilto pagrindinis ypatumas arkos formos pilonas į kurį per pasvirusias vantas remiasi standumo sija. Tiltu bendras ilgis yra 1 460 m, didžiausio tarpatramio ilgis 410 m. Upę tiltas kerta kampu (1.46 pav.).

Kabamųjų tiltų konstrukcijos yra labai jautrios nesimetriškoms apkrovoms, todėl poslinkiams stabilizuoti taikomos papildomos pasvirusios vantos. Vienas iš pirmųjų kombinuotų kabamųjų–vantinių tiltų yra žymusis *Brooklyn* tiltas pastatytas 1883 m



1.46 pav. *Zhivopisny* tiltas Rusijoje

(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Zhivopisny_Bridge_from_Krylatsky_Hills_2.JPG)



1.47 pav. *Nagisa* tiltas Japonijoje
(<http://www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/g/pdf/19/8-1n.suzuki.pdf>)

ir sėkmingai eksploatuojamas iki šių dienų. Vienas iš naujausių tokių kombinuoto tilto pavyzdžių yra Nagisa tiltas, kurio pagrindinis tarpatramis yra 110 m. Tiltas pastatytas 1992 m Japonijoje (1.47 pav.)

1. KABAMIEJI PLIENO TILTAI

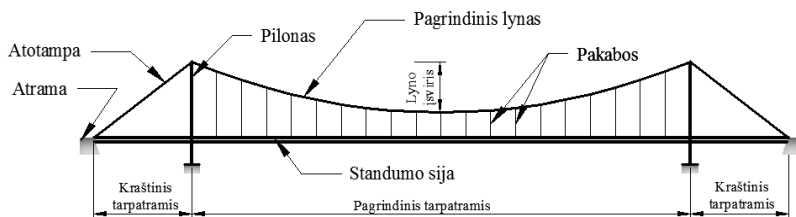
1.1. Kabamųjų tiltų klasifikacija ir konstrukcinė sandara

Kabamieji tiltai užima ypatingą vietą tiltų statybos istorijoje. Pirmosios kabamųjų tiltų konstrukcijos turėjo labai primityvias formas: lengvas paklotas, kuriuo vyko žmonių judėjimas, buvo įrengiamas tiesiogiai ant pagrindinių virvinių lynų. Tokio tipo kabamieji tiltai buvo paplitę Kinijoje, Japonijoje, Indijoje, Tibete, Pietų Amerikoje. Pirmuosius kabamus tiltus su metalinėmis grandinėmis statė jau I a. Kinijoje ir Indijoje. Tai buvo tiltai be standumo sijų, važiuojamoji dalis juose per pakabas buvo tvirtinama tiesiog prie metalinių grandinių. Tokios kabamųjų tiltų sistemos buvo labai deformatyvios ir dažnai suirdavo nuo vėjo poveikio. Suteikiant kabamajam tiltui didesnę standumą buvo pradėta taikyti standumo sijos. Nuo XIX a. antrojo ketvirčio vietoje grandinių kabamųjų tiltų pagrindiniams laikantiems elementams buvo pradėta taikyti lynus iš plieninių vielų, kurių stipris buvo apie 1000–1200 MPa.

Šiuolaikinių plieninių lynų stipris siekia 1800 MPa. Tokie ypatingai didelio stiprio lynai gali būti naudojami kabamuosiuose tiltuose iki 3000 m ilgio. Pastaruoju metu kabamųjų tiltų lynams plačiai taikomos įvairios polimerinės medžiagos, anglies, aramido ar stiklo pluoštas.

Klasikinį vieno tarpatramio kabamąjį tiltą sudaro (1.1 pav.):

- pagrindiniai didelio stiprio plieniniai lynai;
- standumo sijos, kurios per pakabas tvirtinamos per visą tilto ilgį prie kabamųjų lynų;



1.1 pav. Pagrindiniai klasikinio kabamojo tilto elementai

- pakabos;
- atotampos;
- pilonai, ant kurių remiamas kabamasis lynas;
- lynų inkaravimo įrenginiai.

Klasikinį kabamąjį tiltą charakterizuoja pagrindinio tarparamio ilgis, bei pagrindinio lyno pradinis įsviris, kuris paprastai būna nuo $1/8$ iki $1/12$ tarptrimio ilgio.

Pirmasis iš tokių tiltų, kurio konstrukcinė sandara artima šiuolaikiniams tiltams, buvo pastatytas 1741 m per Tiso upę Anglijoje. Nuo to laiko pasaulyje pradėta statyti labai daug klasikinių kabamųjų tiltų, kurių konstrukcijos ir joms naudojamos medžiagos tobulėjo, o tarpatamiai didėjo. 1998 m Japonijoje pastatytas šiuo metų pats ilgiausias pasaulyje *Akashi-Kaikyo* tiltas, kurio pagrindinis didžiausias tarpatramis yra 1991 m.

Šiuolaikinių vieno tarpatramio kabamųjų tiltų konstrukcinė sandara mažai kuo skiriasi nuo klasikinių. Vienas iš gražiausių šiuolaikinių kabamųjų tiltų, išsaugojusio klasikinę sandarą yra 1991 m Kinijoje pastatytas 1 385 m tarpatramio *Jiangyin Yangtze* tiltas (1.2 pav.).



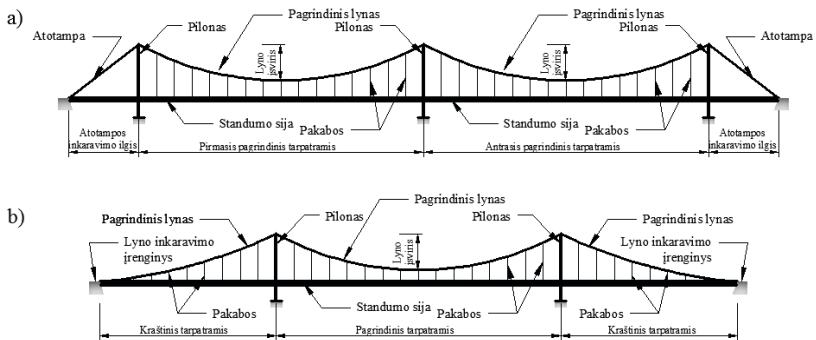
1.2 pav. *Jiangyin Yangtze* tiltas Kinijoje

(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Jiangyin_Yangtze_River_bridge-2.jpeg)

Būtinybė perdengti kuo didesnius tarpatramius, skatina statyti daugiaatramius kabamuosius tiltus (1.3 pav.).

Vienas iš žinomiausių trijų tarpatramių kabamųjų tiltų pastatytas 1937 m JAV. Tai žinomas *Golden Gate* tiltas. Tarp išpūdingiausių trijų tarpatramių tiltų yra ir 1964 m pastatytas *Verrazano-Narrows* tiltas, kurio 1 298 m pagrindinio tarpatramio ilgis iki 1981 m buvo rekordinis.

Vieni iš žymiausių ir gražiausių šiuolaikinių daugiaatramių kabamųjų tiltų yra trys 1999 m Japonijoje pastatyti trijų tarpatramių *Kurushima-Kaikyō* tiltai. Ilgiausio iš jų, trečiojo *Kurushima-Kaikyō* tilto pagrindinio tarpatramio ilgis yra 1 030 m, kraštiniai tarpatramiai 260 m ir 280 m, o bendras tilto ilgis siekia 1 570 m (1.4 pav.).

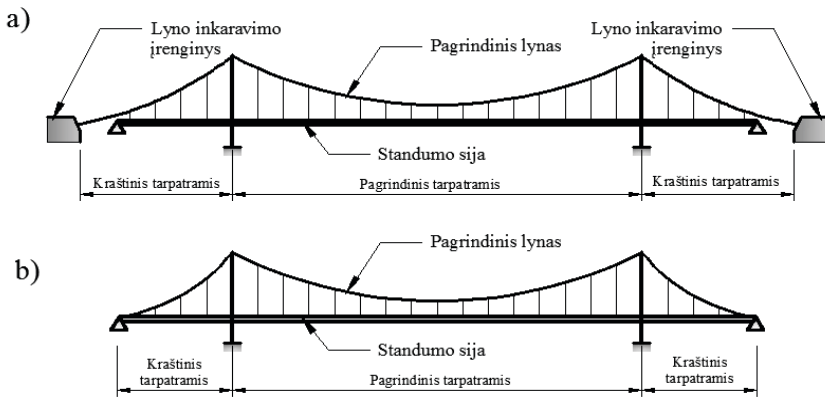


1.3 pav. Daugiaatramiai kabamieji tiltai: a – dviejų tarpatramių kabamasis tiltas su atotampomis; b – trijų tarpatramių kabamasis tiltas



1.4 pav. Trečiasis *Kurushima-Kaikyō* tiltas (<http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=76136>)

Šiuolaikiniai kabamieji tiltai taip pat klasifikuojami pagal pagrindinių lynų inkaravimo tipą, kuris gali būti vidinis arba išorinis. Dauguma kabamųjų tiltų turi išorinį inkaravimą, kuomet lynai inkaruojami į išorinius masyvius pamatus, kuriems ir perduodamos didžiulės skėtimo jėgos (1.5 a pav.). Tokie tiltai vadinami skėtriaisiais kabamaisiais tiltais. Vienas šiuolaikinių skėtriųjų tiltų yra 1997 m Švedijoje pastatytas *Höga Kusten* tiltas (1.6 pav.) Taip pat yra ir taip vadinamieji



1.5 pav. Skėtrieji (a) ir neskėtrieji (b) kabamieji tiltai



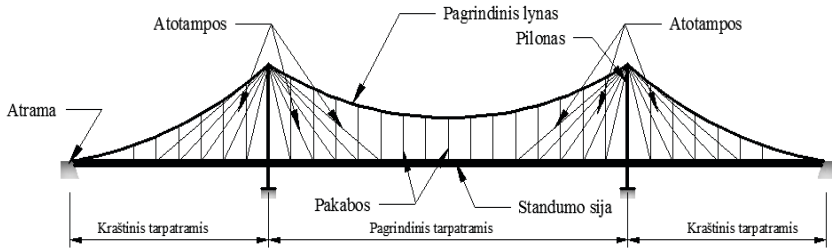
1.6 pav. Höga Kusten tiltas su masyviais lynų inkaravimo pamatais (http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Hoga_kustenbron_Sweden.jpg)

neskėtrieji kabamieji tiltai, kai lynai inkaruojami į standumo siją (1.5 b pav.). Tokie tiltai nereikalauja masyvių pamatų lynų inkaravimui. Standumo sijos tokiose tiltuose yra gniuždomose. Skėtrieji kabamieji tiltai paprastai būna vidutinio (iki 300 m) tarpatramio. Vienas iš įdomių skėtriųjų tiltų yra 1987 m Japonijoje pastatytas *Konohana* tiltas. Tai trijų tarpatramių tiltas su 300 m pagrindiniu ir dviem kraštiniais tarpatramiais po 120 m (1.7 pav.).

Pasaulyje plačiai taikomos tarpinės tarp kabamųjų ir vantinių tiltų konstrukcinė schema, taip vadinamos kombinuotosios (1.8 pav.). Vantiniai tiltai pasižymi didesniu standumų negu kabamieji, todėl sėkmingai derinant tilto konstrukcijoje kabamųjų ir vantinių tiltų pagrindinius elementus, t.y. pagrindinį lyną, standumo siją, pakabas ir pasvirusias atotampas, padidėja bendrasis kombinuoto tilto standumas. Žymiausias ir seniausias kombinuotasis tiltas yra 1886 m Niujorke pastatytas *Brooklyn* tiltas (1.9 pav.).



1.7 pav. *Konohana* skėtrusis tiltas
(<http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=57764>)



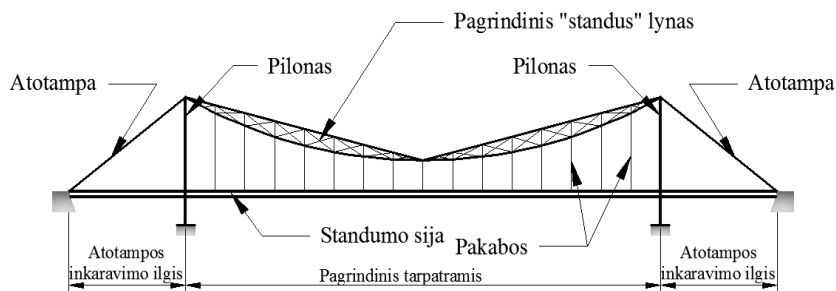
1.8 pav. Kombinuotojo tilto konstrukcinė schema



1.9 pav. Brooklyn kombinuotasis tiltas

(http://en.wikipedia.org/wiki/File:Brooklyn_Bridge_Postdlf.jpg)

Viena iš įdomų kabamojo tilto konstrukcinių schemų, kai vertikalios apkrovos lenkimu perima vienas elementas – „standus“ lynas. Vienas iš tokių tiltų pastatytas 1877 m Pitsburge (JAV), kurio tarpatramis yra 244 m. Šio tilto pagrindinis lynas suformuotas iš santvaros, kuri perima visas apkrovas, o standumo sijos aukštis labai mažas (1.10 pav.). Dar vienas iš tokio tipo kabamųjų tiltų, kurių konstrukcijoje naudojami suformuoti iš kreivų santvarų „standūs“ lynai yra žinomas Tower tiltas Londone (1.11 pav.). Taip pat žinomi sprendimai, kai vietoje lanksčiųjų lynų naudojami plieno lakštai.



1.10 pav. Kabamojo tilto konstrukcinė schema su “standžiu” lynu



1.11 pav. Tower tiltas

(http://lt.wikipedia.org/wiki/Vaizdas:Tower_Bridge_in_London.JPG)

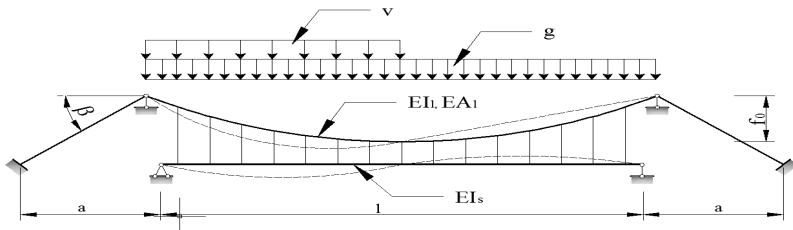
Pagrindiniams lynams ir standumo sijoms naudojant didelio stiprumo naujus plienus, kabamųjų tiltų tarpatramiai gali siekti 3500–4000 m, o naujų medžiagų, tokių kaip kompozitinio fibroanglies plastiko, turinčio mažą tankį ir labai didelį stiprumą, panaudojimas leis perdengti ir 8000–9000 m tarpatramius.

1.2. Kabamųjų tiltų elgsenos ypatumai ir deformatyvumas

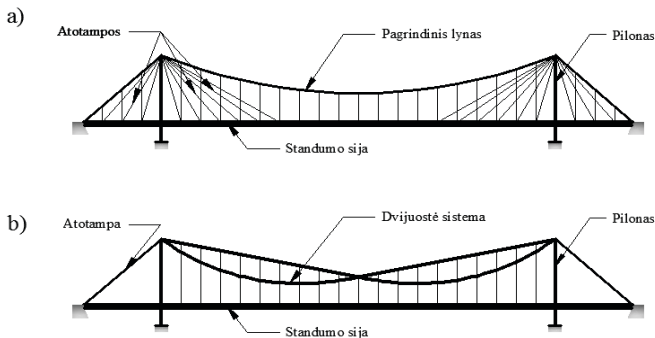
Kabamieji tiltai pasižymi techniniais ir ekonominiais privalumais bei ypatingu architektūriniu išraiškingumu. Nepaisant visų privalumų, kabamiesiems tiltams būdingos ir kai kurios neigiamos savybės.

Pagrindinis kabamųjų tiltų trūkumas – jų per didelis deformuojamumas, kuris lemia lanksčiųjų laikančiųjų lynų kinematinės kilmės poslinkiai. Veikiant nesimetrinei apkrovai dėl pagrindinio lankstaus lyno kinematinio poslinkio poveikio kabamojo tilto standumo sija išlinksta ir gali įgauti S–formos išlinkį (pav. 1.12). Toks išlinkis laikomas vienu iš pagrindinių trūkumų, todėl visada siekiama suteikti kabamajam tiltui bendrą standumą.

Dažniausiai kabamojo tilto standumas užtikrinamas didinant standumo sijos aukštį. Šis būdas pakankamai efektyvus, tačiau ekonominiu požiūriu neracionalus, kadangi žymiai padidėja bendra kabamojo tilto masė. Galima sumažinti pradinį kabamojo lyno įsvyrį, tačiau tuomet padidėja lyno skėtimo jėga. Taip pat taikomi stabilizavimo konstrukcinėmis priemonėmis būdai. Tai įvairių atotampų, išanksto įtemptų kombinuotų sistemų panaudojimas (pav. 1.13 a). Vienas iš



1.12 pav. Kabamojo tilto deformuota schema



1.13 pav. Kabamųjų tiltų standumo padidinimo būdai:

a – kombinuotų sistemų taikymas; b – dvijuosčių sistemų taikymas

konstrukcinių būdų padidinti bendrąjį kabamojo tilto standumą tai papildomų pasvirusių vantų įrengimas didžiausių poslinkių vietose. Dėka šių papildomų atramų bendras tilto konstrukcijos standumas šiek tiek padidėja, tačiau šis metodas nėra labai paplitęs dėl visos konstrukcijos sudėtingumo. Padidinti konstrukcijos standumą galima naudojant dvijuostas sistemas (pav. 1.13 b). Tačiau tokios sistemos labai sudėtingos ir retai taikomos. Padidinti kabamojo tilto standumą galima ir įrengiant papildomą lyną apačioje. Ši sistema ypatinga tuo, kad taikant įrašų reguliavimo metodą, galima padidinti bendrąjį kabamojo tilto standumą. Kadangi tokios konstrukcinės schemos tilto standumas priklauso nuo apatinio lyno įtempimo galima atsisakyti standumo sijos. Bendrąjį kabamojo tilto standumą galima padidinti sujungiant pagrindinį lyną su standumo sija tarpatramio viduryje. Taip pat padidinti kabamojo tilto standumą galima panaudojant kabamus baigtinio lenkiamojo standumo lynus.

Norint gauti racionalią kabamojo tilto konstrukciją, kuri atitiktų stiprumo, standumo, ekonominius ir architektūrinius reikalavimus, reikia siekti maksimaliai stabilizuoti konstrukciją. Tai pasiekama atitinkamai parinkus tilto konstrukcinę sistemą ir jos komponuojamuosius parametrus.

1.3. Kabamojo lyno kinematiniai poslinkiai ir jų stabilizavimas

Lankstūs kabamieji lynai plačiai naudojami inžinerinėje praktikoje perdengiant didelius ir ypatingai didelius tarpatramius. Šiuolaikiniai, įvairiais būdais pinami iš atskirų didelio stiprumo plieninių vielų, lynai pasižymi didele laikomąja galia ir santykinai nedideliu svoriu. Pagrindinis lanksčiųjų lynų elgsenos ypatumas yra jų savybė atlaikyti tik tempimo jėgas ir visiškai nesipriešinti gniuždymo ar lenkimo jėgų poveikiui.

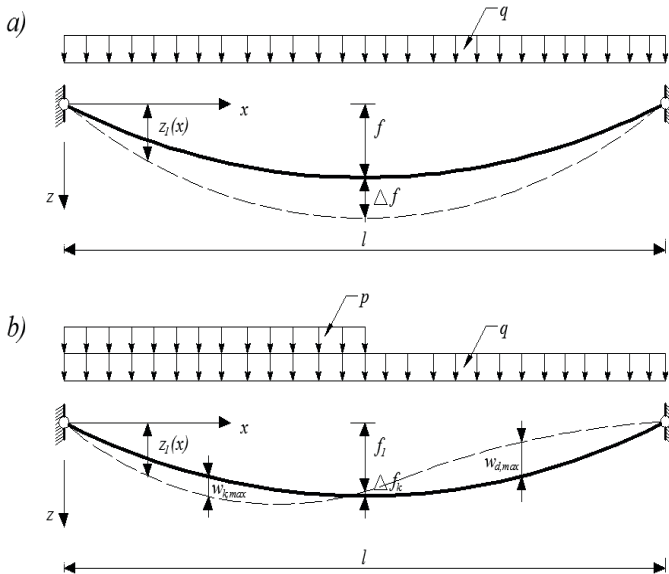
Veikiant simetrinei nuolatinei apkrovai g , bei tolygiai paskirstytai per visą lyno tarpatramį laikinajai apkrovai q , atsiranda tamprūsiai

pailgėjimas. Po deformacijos lynas įgaus galutinį įsivirį $f_1 = f_0 + \Delta f$ (1.14 a pav.). Apytikslis tamprusis įsvyrio prieaugis lygus:

$$\Delta f \cong \frac{3}{128} \frac{ql^4}{EA_l f_0^2} \frac{1}{1 + \frac{3}{128} \frac{gl^4}{EA_l f_0^3}}, \quad (1.1)$$

čia l – lyno tarpatramis; f_0 – lyno pradinis įsiviris; EA_l lyno ašinis standumas.

Lynas, veikiamas nepusiausvyrosios jo pradinei formai apkrovos, keičia savo pradinę apybrėžą. Tuomet jo forma priklauso nuo apkrovos pobūdžio, pridėjimo vietos ir veikimo krypties, atsiranda kinematiniai poslinkiai (1.14 b pav.). Kinematiniai poslinkiai keičia lyno skaičiuojamąją schemą ir apsunkina skaičiavimą.



1.14 pav. Lyno deformuotosios schemas, veikiant apkrovoms:
a – simetrinėms; b – nesimetrinėms

Kai kairioji lyno tarpatramio pusė apkrauta laikinąja apkrova q , jo kairiosios ir dešinėsios pusės apybrėža aprašoma lygtimis:

$$\left. \begin{aligned} z_k(x) &= \frac{M_{k1}(x)}{H_{k1}} = \frac{f_1}{\left(1 + \frac{\gamma}{2}\right)} \times \\ &\left[\left(\frac{4x}{l} - \frac{4x^2}{l^2} \right) + \gamma \left(\frac{3x}{l} - \frac{4x^2}{l^2} \right) \right], x \leq l/2. \end{aligned} \right\}, \quad (1.2)$$

ir

$$\left. \begin{aligned} z_d(x) &= \frac{M_{d1}(x)}{H_{d1}} = \\ &= f_1 \left[\left(\frac{4x}{l} - \frac{4x^2}{l^2} \right) + \gamma \left(\frac{x}{l} - 1 \right) \right] / \left(1 + \frac{\gamma}{2} \right), \\ l/2 \leq x \leq l. \end{aligned} \right\}, \quad (1.3)$$

čia $M_{k1}(x)$ ir H_{k1} – atitinkamai lenkimo momentas ir skėtimo jėga kairioje, apkrautoje savojo svorio ir nuolatine apkrovomis, kabamojo lyno pusėje; $M_{d1}(x)$ ir H_{d1} – lenkimo momentas ir skėtimo jėga dešinėje, apkrautoje tik savojo svorio apkrova, lyno pusėje; – laikinosios ir nuolatinės apkrovų santykis; $f_1 = f + \Delta f_k$ – nesimetriškai apkrauto lyno tarpatramio vidurio poslinkis dėl kinematinio Δf_k poveikio.

Nesimetriškai apkrauto lyno tarpatramio vidurio kinematinis poslinkis:

$$\Delta f_k = -f_0 \left(1 - \frac{1 + \frac{\gamma}{2}}{\varsigma} \right), \quad (1.4)$$

čia koeficientas $\varsigma = \sqrt{1 + \gamma + 5\gamma^2/16}$.

Kairiosios ir dešinėsios lyno pusės kinematiniai poslinkiai apskaičiuojamas taip:

$$\omega_k(x) = \frac{3}{4} f_0 \left[\frac{1 + \gamma \frac{2}{3}}{\varsigma} - 1 \right]. \quad (1.5)$$

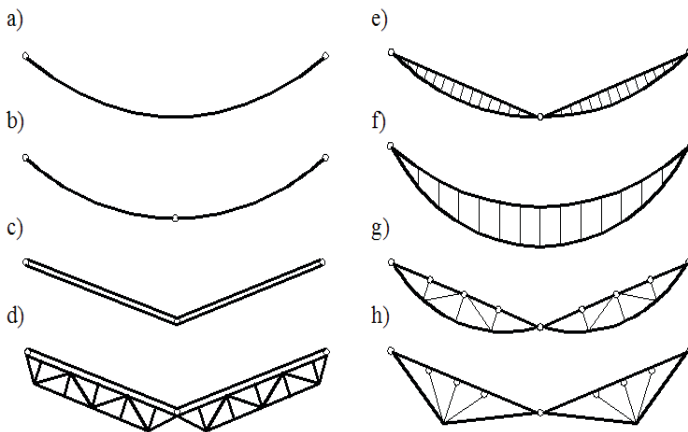
$$\omega_d(x) = \frac{3}{4} f_0 \left[\left(\frac{1}{\varsigma} - 1 \right) + \frac{\gamma}{3\varsigma} \right]. \quad (1.6)$$

Taigi, lanksčių kabamųjų lynų deformatyvumą iš esmės lemia ne tiek tampriosios deformacijos, atsirandančios nuo simetrinės apkrovos poveikio, kiek asimetrinių apkrovų sukelti kinematinės kilmės poslinkiai. Vienas iš efektyviausių būdų lyno kinematiniams poslinkiams sumažinti bei pradinei formai stabilizuoti yra baigtinio lenkiamojo standumo arba „standžiųjų“ lynų panaudojimas.

1.4. Kabamieji baigtinio lenkiamojo standumo lynai ir jų skaičiavimas

Baigtinio lenkiamojo standumo lynais vadinami parabolinės apybrėžos arba suformuoti iš tiesių strypų elementai, atremti galuose ir perimantys atsirandančius nuo apkrovų poveikio lenkimo momentus ir ašines jėgas. Kartais jie vadinami atvirkštinėmis arkomis, tačiau juose nuo apkrovos poveikio atsiranda tempimo įtempiai bei lenkimo momentai. Baigtinio lenkiamojo standumo lynų skerspjūviai projektuojami valcuoti ar virintiniai dvitėjiniai ar dėžiniai, taip pat lynai gali būti formuojami iš kreivų santvarų. Tarp baigtinio lenkiamojo standumo lynų privalumų paminėtina nesudėtinga konstrukcinė schema, paprastų konstrukcinių plienų taikymo galimybė, išankstinio įtempimo nereikalingumas, galimybė suteikti konstrukcijai pakankamą standumą esant nedidelei nuolatinei ir didelei laikinajai apkrovai.

Tokių lynų ypatumas pasireiškia tuo, kad jų standumas lenkimui sudaro sąlygas atsirasti lenkimo momentams, ypatingai nuo nesimetrinės ar sutelktinės apkrovos. Siekiant sumažinti lenkiamuosius momentus, baigtinio lenkiamojo standumo elementui suteikiama tam tikra konstrukcinė forma. Ši forma turi būti pusiausvyra veikiančiai išorinei apkrovai ir atitikti šios apkrovos sukeltų lenkimo momentų diagramos formai. Dažniausiai konstrukcinė forma pasirenkama atsižvelgiant į savojo svorio apkrovą ir atitinka kvadratinę parabolę (1.15 pav. a ir b). Efektyvi yra trilankstė kabamoji konstrukcija. Tokios konstrukcinės schemos taikymas iš esmės pakeičia standaus lyno lenkimo momentų ir įlinkių kitimo pobūdį. Analogiškose sąlygose trilanksčio baigtinio lenkiamojo standumo lyno lenkimo momentai yra mažesni nei dvilanksčio, taip pat trilankstė konstrukcija mažiau jautri atramų poslinkiams. Taip pat žinomi sprendimai, kuomet baigtinio lenkiamojo standumo lynai formuojami iš lankstu sujungtų tiesių strypų



1.15 pav. Žinomos kabamųjų baigtinio lenkiamojo standumo konstrukcijų formos: a–dvių lankstų parabolinės apybrėžos; b–trijų lankstų parabolinės apybrėžos; c–trijų lankstų iš tiesių strypų; d–trijų lankstų iš santvarų; e–f–dviujuostės konstrukcijos; g–h–santvarinės ir paspyrinės konstrukcijos

ar santvarų (1.15 pav. c ir d). Veiksmingos yra baigtinio lenkiamojo standumo konstrukcijos sudarytos iš skirtingos apybrėžos dvijuosčių sistemų (1.15 pav. e ir f), taip pat ir santvarinės ir paspyrinės sistemos su karpytąja ir nekarpytąja viršutine juosta.

Baigtinio lenkiamojo standumo lynų skaičiavimas iš esmės remiasi lanksčiųjų lynų skaičiavimo principais, tačiau poslinkiai ir įrašos nustatomi atsižvelgiant į jų lenkiamąjį standumą. Taip pat skaičiavimuose įvertinama geometriškai netiesinė standžiųjų lynų elgsena. Lynų geometrinė apybrėža pasirenkama artima savojo svorio apkrovos sukeliamų lenkimo momentų diagramos formai. Tariaama, kad ši apkrova pasiskirsto tolygiai per visą lyno tarpatramį. Tuomet gamybos metu baigtinio lenkiamojo standumo lynui bus suteikta tokios pat, kaip ir lenkimo momento, kvadratinės parabolės apybraiža, su pradinėmis ordinatėmis:

$$z_0(x) = \frac{4f(l-x)x}{l^2}, \quad (1.7)$$

čia f – pradinis lyno įsviris tarpatramio viduryje; l – lyno tarpatramis; x – lyno koordinatė išilgine kryptimi.

Baigtinio lenkiamojo standumo lyno pusiausvyros lygtis užrašoma taip:

$$EIw''(x) - H[z_0(x) + w(x)] + M(x) = 0, \quad (1.8)$$

čia $w(x)$ – lyno poslinkis vertikalia kryptimi; $M(x)$ – išorinės apkrovos sukeltas lenkimo momentas.

Taikant standaus lyno fiktyvaus poslinkio $w_{fic}(x) = z_{fic}(z) - z_0(x)$ ir fiktyvios ordinatės $z_{fic}(x) = M(x)/H$ sąvokas, o taip pat įvertinant, kad $k^2 = H/EJ$ yra liaunumo parametras, lygtį (8) galima perrašyti taip:

$$w''(x) - k^2 w(x) + k^2 w_{fic}(x) = 0. \quad (1.9)$$

Sprendžiant lygtį (1.9), esant tolygiai paskirstytai per visą tilto tarpatramį nuolatinei apkrovai g , gaunamas tarpatramio vidurio poslinkis:

$$\Delta f \cong \frac{3}{128} \frac{\left[1 - \frac{8}{k^2 l^2} \left(1 - \frac{1}{\operatorname{ch} \frac{kl}{2}} \right) \right] \left(1 + \frac{\Delta l}{\Delta S} \right) g l^4}{\left[1 - \frac{12}{k^2 l^2} \left(1 - \frac{2}{kl} \operatorname{th} \frac{kl}{2} \right) \right] (f + \Delta f_{fic}) f EA}, \quad (1.10)$$

čia EA – lyno ašinis standis; Δf_{fic} – lyno fiktyvus įlinkis; Δl – atramų poslinkis; ΔS – lyno pailgėjimas.

Fiktyvus įlinkis apytiksliai nustatomas pagal formulę:

$$\Delta f_{fic} \cong \frac{3(\Delta S + \Delta l)l}{16 \left[1 - \frac{12}{k^2 l^2} \left(1 - \frac{2}{kl} \operatorname{th} \frac{kl}{2} \right) \right]}. \quad (1.11)$$

Standaus lyno lenkimo momentas:

$$m = -w'' EI = \Delta f_{fic} \frac{8EI}{l^2} \left(1 - \frac{\operatorname{ch} kl}{\operatorname{ch} \frac{kl}{2}} \right). \quad (1.12)$$

Standaus lyno skėtimo jėga:

$$H = \frac{(g + q)l^2}{8(f + \Delta f)} - \frac{48\Delta f EI}{5l^2(f + \Delta f)}. \quad (1.13)$$

Esant nesimetriniam apkrovimui, kai nuolatinė apkrova g paskirstyta per visą lyno tarpatramį, o laikinoji apkrova q tik lyno dešiniojoje pusėje, kinematiniai poslinkiai dešinėje standaus kabamojo

lyno pusėje apskaičiuojami pagal 1.14 formulę, o kinematiniai poslinkiai kairėje standaus kabamojo lyno pusėje pagal 1.15 formulę.

Esant simetriniam apkrovimui, baigtinio lenkiamojo standumo įtaka kabamojo lyno deformuojamumo mažinimui, priklauso nuo lyno tampraus pailgėjimo ir atramų paslankumo. Esant nesimetriniam apkrovimui, kabamojo lyno deformuojamumui turi įtakos nesimetrinę apkrovą apkrautos dalies ilgis – jam mažėjant, baigtinio lenkiamojo standumo įtaka didėja. Taip pat įtakos turi įtakos nesimetrinės ir simetrinės apkrovų santykis. Jam mažėjant, liaunumo parametras k taip pat mažėja, o baigtinio lenkiamojo standumo įtaka didėja.

$$\begin{aligned}
 w_d = & \frac{\gamma f \alpha_d}{1+0,5\gamma} \left\{ -\frac{2x^2}{l^2} + \frac{(f + \Delta f_{fic})}{\alpha_d f} \frac{x}{l} - \frac{4}{k^2 l^2} + \right. \\
 & + \frac{2 \left[(\alpha_d + \alpha_k) + (\alpha_d - \alpha_k) \operatorname{ch} \frac{kl}{2} \right] \operatorname{ch} kx}{\alpha_d k^2 l^2 \operatorname{ch} \frac{kl}{2}} + \\
 & \left. + \frac{2(\alpha_d - \alpha_k) \left(1 - \operatorname{ch} \frac{kl}{2} \right) \operatorname{sh} kx}{\alpha_d k^2 l^2 \operatorname{sh} \frac{kl}{2}} \right\} + \Delta f_{fic},
 \end{aligned} \tag{1.14}$$

$$\begin{aligned}
 w_k = & \frac{\gamma f \alpha_k}{1+0,5\gamma} \left\{ -\frac{2x^2}{l^2} + \frac{(f + \Delta f_{fic})}{\alpha_k f} \frac{x}{l} + \frac{4}{k^2 l^2} + \right. \\
 & + \frac{2 \left[(\alpha_d + \alpha_k) + (\alpha_d - \alpha_k) \right]}{\alpha_k k^2 l^2 \operatorname{ch} \frac{kl}{2}} + \\
 & \left. + \frac{2(\alpha_d - \alpha_k) \left(1 - \operatorname{ch} \frac{kl}{2} \right) \operatorname{sh} kx}{\alpha_k k^2 l^2 \operatorname{sh} \frac{kl}{2}} \right\} + \Delta f_{fic},
 \end{aligned} \tag{1.15}$$

$$\text{čia } \gamma = \frac{q}{g}; \alpha_d = 1 + \frac{(1+\gamma)\Delta f_{fic}}{0,5\gamma f}; \alpha_k = -1 + \frac{\Delta f_{fic}}{0,5\gamma f}.$$

1.5. Kabamojo lanksčialynio tilto skaičiavimas

Ilgą laiką kabamieji tiltai buvo skaičiuojami tiesiškai. Tačiau jau XIX a. pabaigoje pasirodė darbai, kuriose buvo siūloma įvertinti lyno formos pasikeitimą veikiant apkrovai. Šiuo metu yra daug analizinių skaičiavimo metodų, kurie paremti netiesiniu skaičiavimu pagal deformuotą schemą.

Skaičiuojant kabamąjį tiltą daroma prielaida, kad jo pagrindinis lynas yra absoliučiai lankstus, t.y. neturi lenkiamojo standumo $E_l I_l = 0$.

Kabamojo tilto, veikiamo tik savojo svorio apkrovos g , lyno pradinė forma aprašoma lygtimi:

$$H_0 \cdot z_0(x) = M_g(x) \quad (1.16)$$

čia H_0 – lyno skėtimo jėga nuo savojo svorio apkrovos g poveikio; M_g – ekvivalentinės sijos lenkimo momentas nuo apkrovos g poveikio.

Po tilto apkrovimo laikinąją apkrovą q , lyno pusiausvyros lygtis užrašoma taip:

$$H[z_0(x) + w(x)] + M_{l,g+q}(x) = 0 \quad (1.17)$$

čia H – lyno skėtimo jėga nuo apkrovų $g + q$ poveikio; $M_{l,g+q}(x)$ – ekvivalentinės sijos lenkimo momentas nuo apkrovų $g + q_l$ poveikio.

Tilto standumo sijos diferencialinė pusiausvyros lygtis:

$$-E_s I_s \cdot w''(x) + M_{s,q} = 0 \quad (1.18)$$

čia $E_s I_s$ – sijos lenkiamasis standumas; $M_{s,q}(x)$ – lenkimo momentas nuo apkrovos q_s poveikio.

Kabamojo tilto su lanksčiuoju lynu diferencialinė lygtis užrašoma:

$$E_s I_s \cdot w''(x) - H[z_0(x) + w(x)] + M_{g+q}(x) = 0, \quad (1.19)$$

arba

$$w''(x) - k^2 w(x) = k^2 [z_0(x) - M_{g+q}(x) / H], \quad (1.20)$$

čia $k^2 = H / E_s I_s$ – liaunumo parametras.

Įvertinant, kad lankstaus lyno apkrauto $g + q$ apkrovomis fiktyvi kreivė $z_{fic}(x) = M_{g+q}(x) / H$, lygtis (1.20) perrašoma taip:

$$w''(x) - k^2 w(x) = -k^2 w_{fic}(x), \quad (1.21)$$

čia $w_{fic}(x) = z_{fic}(x) - z_0(x)$ – lankstaus lyno fiktyvus poslinkis.

Lygtis (1.21) išsprendžiama, tariant, kad savojo svorio ir laikinoji apkrovos tolygiai paskirstytos ir $g, q = const$, taip pat įvertinant lyno kraštinės sąlygas:

$$w(x) = \Delta f_{fic} \left[\frac{4x}{l} - \frac{4x^2}{l^2} + \frac{8X}{k^2 l^2} \right], \quad (1.22)$$

čia $X = chkl - \frac{1 - chkl}{shkl} \cdot shkl - 1$.

Nežinomas fiktyvus tarpatramio vidurio įlinkis Δf_{fic} ir skėtimo jėga H nustatomi laipsniško priartėjimo keliu. Žinant Δf_{fic} ir H , galima nustatyti tikrąjį poslinkį $w(x)$ ir standumo sijos lenkimo momentą $M_b(x) = -E_s I_s w''(x)$.

1.6. Kabamojo standžialynio tilo su inžinerinė skaičiavimo metodika

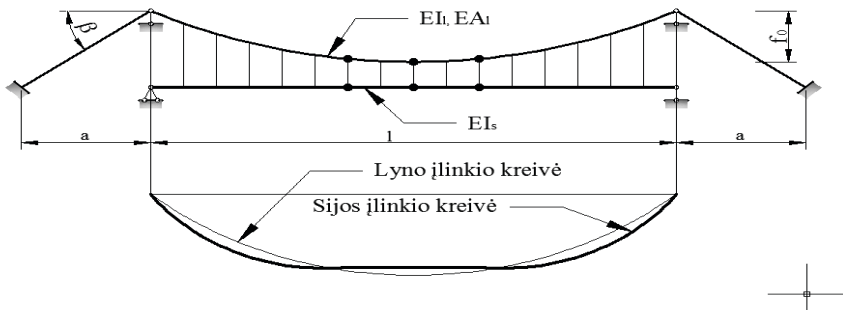
Inžinerinė kabamųjų tiltų skaičiavimo metodika pagal deformuotą schemą remiasi standaus lyno ir standumo sijos deformacijų darna,

veikiant nuolatinei ir laikinajai apkrovoms. Ši metodika leidžia išvengti sudėtingų hiperbolinių funkcijų skaičiavimo, o jos rezultatų tikslumas pakankamas preliminariam kabamųjų tiltų projektavimui. Metodika leidžia nesudėtingai apskaičiuoti baigtinio lenkiamojo standžio lyno ir standumo sijos vertikaliuosius poslinkius, įrąžas ir įtempius nuo simetrinės ir nesimetrinės vienodai paskirstytos apkrovos, aplinkos temperatūros pokyčių, lyno atramų (pilonų viršūnių) galimų horizontaliųjų poslinkių, kai baigtinio standumo lynas yra dviejų ar trijų lankstų, lyno atramos yra skirtinguose lygiuose (pavyzdžiui, daugiaatramių tiltų kraštinuose tarpatramiuose), įvairios pradinės apybrėžos ar išvyrio standūs lynai.

Metodikos esmė yra plotų, apribotų lyno (kvadratinė parabolė) ir sijos (ketvirtos eilės parabolė) įlinkių kreivėmis lygybė. Pjūviuose 2(2'') ir 3(3') bus tenkinamos deformacijų darnos sąlygos, o kituose pjūviuose paklaidos nebus didelės (1.16 pav.).

Inžinerinė skaičiavimo metodika remiasi tokiomis prielaidomis:

- tilto konstrukciją veikia tik statinės apkrovos;
- statinė apkrova tolygiai paskirstyta ant standumo sijos per visą tilto tarpatramį arba per jo pusę;
- standumo sijoje įtempiai atsiranda tik nuo laikinosios apkrovos;
- statinė apkrova per pakabas tolygiai perduodama standžiam lynui;



1.16 pav. Lyno ir standumo sijos charakteringi pjūviai

- konstrukcijos elgsena tampri;
- pakabos nepailgėja.

Inžinerinė metodika leidžia įvertinti kabamojo tilto su standžiais lynais geometriškai netiesinę elgseną.

Simetriškai apkrauto kabamojo tilto konstrukcijos skaičiuojamoji schema parodyta 1.17 pav.

Tiltą veikiančią nuolatinę g ir dalį laikinosios apkrovos q perima baigtinio lenkiamojo standumo lynas. Dalis šios apkrovos q_l tenka lynui, kita dalis q_s – standumo sijai.

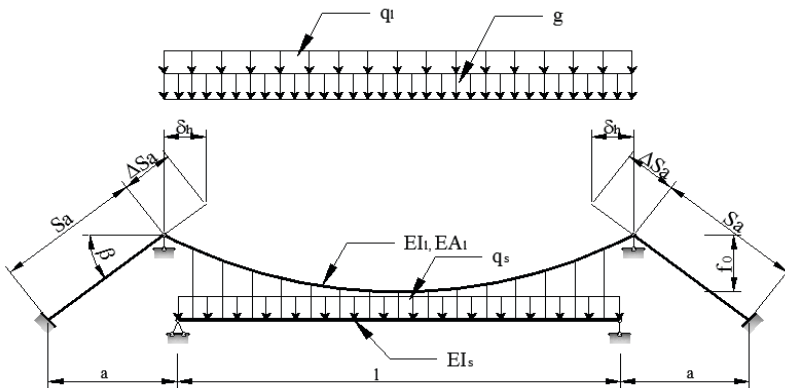
Visa, tilto konstrukciją veikianti apkrova, bus lygi:

$$g + q = g + q_l + q_s. \quad (1.23)$$

Veikiant nuolatinei apkrovai g , lyno skėtimo jėga po deformacijos, įvertinant lyno lenkiamąjį standumą apskaičiuojama taip:

$$H_g = \frac{gl^2}{8(f_0 + \Delta f_g)} - \frac{48\Delta f_g EI}{5l^2(f_0 + \Delta f_g)\left(1 + \frac{1}{\xi}\right)}, \quad (1.24)$$

čia Δf_g – lyno ašinis lyno pradinio įsvirio prieaugis nuo nuolatinės



1.17 pav. Simetriškai apkrauto kabamojo tilto konstrukcijos skaičiuojamoji schema

standumo sija) standumas, $\xi = \frac{EI_l}{EI_s}$ – lyno ir sijos standumų santykis.

Išraiškoje (3.24) antrasis narys įvertina skėtimo jėgos sumažėjimą dėl standaus lyno įtakos. Veikiant skėtimo jėgai, lynas pailgėja. Skėtimo jėgos sukeltą pailgėjimą įvertina išraiška:

$$\Delta S = \frac{H_g l}{EA_l}. \quad (1.25)$$

Kabamojo lyno deformacijų darnos lygtis:

$$S_l = S_0 + \Delta S + \Delta S_t. \quad (1.26)$$

čia $S_0 = l + \frac{8f_0^2}{3l}$ – lyno pradinis ilgis; $S_l = l + \frac{8(f_0 + \Delta f_g)^2}{3l}$ – lyno

ilgis po deformacijos; $\Delta S_t = S_0 \alpha \Delta t$ – lyno pailgėjimas dėl temperatūros poveikio.

Po atitinkamų matematinių veiksmų ir supaprastinimo lyno deformacijų darnos lygtis užrašoma taip:

$$\frac{16f_0 \Delta f_g}{3l} = \frac{H_g l}{EA_l} + S_0 \alpha \Delta t. \quad (1.27)$$

Sprendžiant kabamojo lyno deformacijų darnos lygtį, gauname lyno pradinio įsvirio prieaugį nuo nuolatinės apkrovos:

$$\Delta f_g = \frac{0,375gl^4 + 3S_0\alpha\Delta tEA_l f_0}{EA_l \left(16f_0^2 - 3S_0\alpha\Delta t l \right) + \left(28,8 \cdot \frac{EI}{1 + \frac{1}{\xi}} \right)}. \quad (1.28)$$

Skėtimo jėgą nuo nuolatinės apkrovos q_l poveikio:

$$H_q = \frac{q_l l^2}{8(f_0 + \Delta f_q)} - \frac{48\Delta f_q EI}{5l^2(f_0 + \Delta f_q)\left(1 + \frac{1}{\xi}\right)}. \quad (1.29)$$

Laikinosios apkrovos dalis, tenkanti lynui:

$$q_l = q - \frac{80EI\Delta f_q}{(1 + \xi)l^4}. \quad (1.30)$$

Lyno pradinio įsvirio prieaugį nuo laikinosios apkrovos:

$$\Delta f_q = \frac{0,375ql^4 + 3S_0\alpha\Delta tEA_l f_0}{EA_l(16f_0^2 - 3S_0\alpha\Delta t l) + 28,8EI}. \quad (1.31)$$

Suminis kabamojo tilto tarpatramio vidurio įlinkis:

$$\Delta f = \Delta f_g + \Delta f_q \leq \Delta f_u, \quad (1.32)$$

čia Δf_u – ribinis tilto standumo sijos įlinkis.

Lyno suminė skėtimo jėga nuo nuolatinės ir laikinosios apkrovos:

$$H = H_g + H_q = \frac{(g + q_l)l^2}{8(f_0 + \Delta f)} - \frac{48\Delta f EI}{5l^2(f_0 + \Delta f)\left(1 + \frac{1}{\xi}\right)}. \quad (1.33)$$

Kai žinomas baigtinio lenkiamojo standumo lyno tarpatramio vidurio įsvirio prieaugis Δf , apskaičiuojama dalis laikinosios apkrovos q_l , kuri tenka standžiam lynui ir apkrovos dals q_s , kuri tenka standumo sijai. Žinant q_l ir q_s , apskaičiuojamos baigtinio lenkiamojo standumo lyno ir standumo sijos įrašos ir įtempiai.

Baigtinio lenkiamojo standumo lyno maksimalus lenkimo momentas:

$$M_l = \frac{48\Delta f EI}{5l^2 \left(1 + \frac{1}{\xi}\right)}. \quad (1.34)$$

Baigtinio lenkiamojo standumo lyno maksimalūs įtempiai nuo ašinės jėgos poveikio:

$$\sigma_l = \frac{q_l l^2}{8(f_0 + \Delta f)A_l} - \frac{48EI}{5l^2 \left(1 + \frac{1}{\xi}\right)} \cdot \left(\frac{W_l - \Delta f A_l}{A_l W_l} \right). \quad (1.35)$$

Ši inžinerinė metodika leidžia įvertinti lyno atramų paslankumą. t. y. pilono viršaus horizontalųjį poslinkį δ_h (1.17 pav.). Galimi du skaičiavimo atvejai:

- kabamojo tilto pilono viršaus horizontalusis poslinkis δ_h yra išanksto žinomas, pvz. $\delta_h = \delta_{h,u}$, čia $\delta_{h,u}$ – leistinas pilono viršaus horizontalus poslinkis;
- sprendžiant tikrinamąjį uždavinį, pilono viršaus poslinkis nėra išanksto užduotas, o yra nustatomas skaičiavimo eigoje.

Kaip minėta aukščiau, pirmuoju tilto konstrukcinės sistemos formavimo atveju visą nuolatinę ir dalį laikinosios apkrovos perima baigtinio lenkiamojo standumo lynas. Veikiant laikinosios apkrovos daliai q_l , lyno skėtimo jėga po deformacijos, atsižvelgiant į jo lenkiamąjį standį, apskaičiuojama pagal (1.29) išraišką. Įvertinant, kad atotampos ilgis $\frac{a}{\cos \beta}$, atotampos pailgėjimas bus:

$$\Delta S_a = \frac{Ha}{EA_l \cos^2 \beta}. \quad (1.36)$$

Atitinkamai, lyno atraminis mazgas pajudės, t. y. pilono viršus įgaus horizontalų poslinkį, kuris yra lygus:

$$\delta_h = \frac{\Delta a}{\cos \beta} = \frac{Ha}{EA_l \cos^3 \beta}. \quad (1.37)$$

Lyno tarpatramis sumažėjo didžiu $2\delta_h$, kuris yra lygus:

$$2\delta_h = \frac{2Ha}{EA_l \cos^3 \beta}. \quad (1.38)$$

Veikiant skėtimo jėgai, baigtinio lenkiamojo standumo lynas pailgėja. Jo pailgėjimą įvertina išraiška (1.25), o lyno ilgis po deformacijos, atsižvelgiant į atramų paslankumą bus:

$$S_1 = l - 2\delta_h + \frac{8(f_0 + \Delta f_0)^2}{3l}. \quad (1.39)$$

Sprendžiant deformacijų darnos lygtį (1.26) ir įvertinant apkrovos dalį q_l , kuri atitenka baigtinio lenkiamojo standumo lynui [žr. formulę (1.30)] gauname lygtį, kuri leidžia apskaičiuoti jo tarpatramio vidurio įsvirio prieaugį Δf :

$$\Delta f = \frac{0,375(g+q)l^4 + EA_l f_0 l (6\delta_{h,u} + 3S_0 \alpha \Delta t)}{EA_l (16f_0^2 - 6\delta_{h,u} l - 3S_0 \alpha \Delta t l) + 28,8EI} \leq \Delta f_u. \quad (1.40)$$

Jeigu pilono viršaus horizontalusis poslinkis išanksto nežinomas, lygtį (1.39) galima perrašyti taip:

$$\Delta f = \frac{(g+q)l^4 (0,375k_1 - 0,75a) + 3S_0 \alpha \Delta t EA_l f_0 k_1}{EA_l k_1 (16f_0^2 - 3S_0 \alpha \Delta t l) + 28,8EI (k_1 - 2a)} \leq \Delta f_u. \quad (1.41)$$

čia $k_1 = l \cos^3 \beta$.

Nežinomas pilono viršaus horizontalusis poslinkis apskaičiuojamas pagal (1.36) išraišką.

Veikiant nesimetrinei apkrovai kabamojo tilto su standžiais lynais skaičiavimas vykdomi dviem etapais. Pirmame (I) etape standumo sija per visą tilto tarpatramį apkraunama apkrova v_I , kuri lygi visai nuolatininei g ir pusei laikinosios apkrovos $q/2$ (1.18 pav.):

$$v_I = g + q/2. \quad (1.42)$$

Kaip simetrinio apkrovimo atveju, apskaičiuojamas lyno tarpatramio vidurio pradinio išvirio prieaugis $\Delta f_I = \Delta f_g + \Delta f_{q/2}$ nuo apkrovos v_I . Standžiam lynui tenka apkrovos dalis $v_{l,I}$:

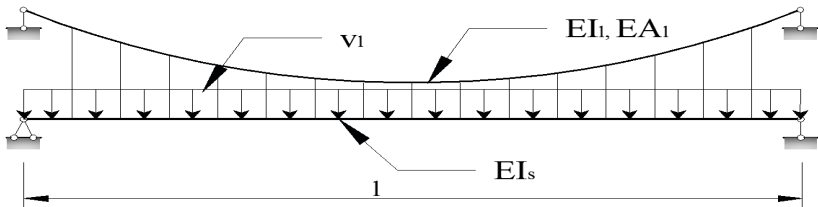
$$v_{l,I} = v_I - \frac{80EI\Delta f_I}{(1+\xi)l^4}. \quad (1.43)$$

Standumo sijai atitenka apkrovos dalis $v_{s,I}$:

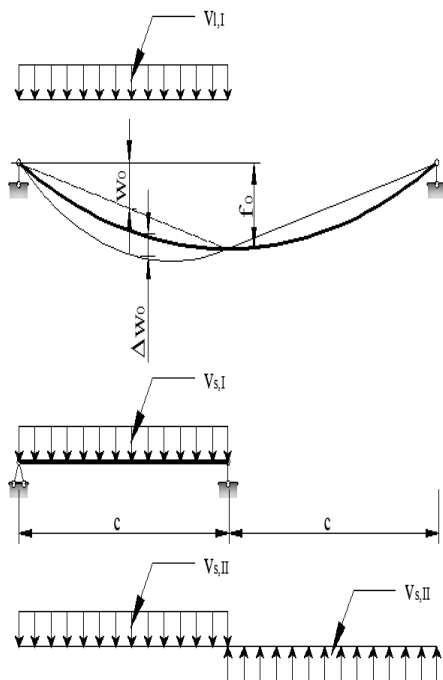
$$v_{s,I} = \frac{80EI\Delta f_I}{(1+\xi)l^4}. \quad (1.44)$$

Standaus lyno skėtimo jėga H_I apskaičiuojama įvertinant jo lenkiamąją standį vietoje apkrovos $(g + q_I)$, taikant apkrovos $v_{l,I}$ reikšmę.

Antrame (II) etape pusė tarpatramio apkraunama priešingos krypties laikinąja apkrova $v_I = q/2$ (1.19 pav.). Kairėje tarpatramio



1.18 pav. Nesimetriškai apkrauto kabamojo tilto skaičiuojamoji schema pirmajam skaičiavimo etapui



1.19 pav. Skaičiuojamoji schema esant nesimetriniam apkrovimui antrajam skaičiavimo etapui

dalyje apkrovos v_I veikimo kryptis žemyn, o dešinėje – į viršų. Nagrinėjant kairiąją pusę įvedami tokie pažymėjimai: $c = l/2$ ir $w_0 = f_0/4$. Laikoma, kad tarpatramio vidurio pradinio išvirio prieaugio Δf_I bei skėtimo jėgos H_I reikšmės nesikeičia. Tai leidžia nustatyti poslinkių prieaugius tarpatramio ketvirčiuose Δw ir laikinosios apkrovos v_I pasiskirstymą tarp standumo sijos ir standaus lyno.

Standžiam lynui tenka dalis apkrovos $v_{l,I}$, o standumo sijai $v_{s,I}$, kuri lygi:

$$v_{s,I} = v_I - v_{l,I} . \quad (1.45)$$

Lyno tarpatramio ketvirčio įsvirio prieaugis:

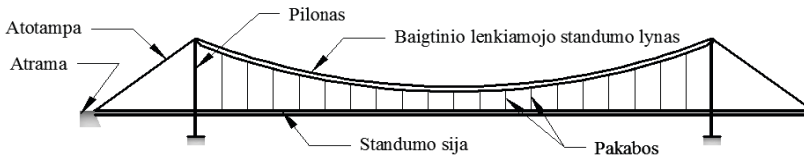
$$\Delta w = w_1 - w_0 = \frac{(v_{l,I} + v_{l,II})c^2}{8H_I} - w_0 = \frac{(1+\xi)(v_{II} - v_{l,II})c^4}{80EI}. \quad (1.46)$$

Apkrovos dalis tenkanti lynui $v_{l,I}$:

$$v_{l,II} = \frac{\frac{(1+\xi)v_{II}c^4}{80EI} + \frac{f_0 + \Delta f_I}{4} - \frac{v_{l,I}c^2}{8H_I}}{\frac{(1+\xi)c^4}{80EI} + \frac{c^2}{8H_I}}. \quad (1.47)$$

Žinant apkrovų dalis $v_{s,I}$, $v_{s,II}$, $v_{l,I}$, $v_{l,II}$ apskaičiuojamos įrąžos bei įtempiai lynė ir standumo sijoje.

Įprastų kabamųjų tiltų su lanksčiaisiais lynais montavimas yra pakankamai sudėtingas procesas: įrengiami pilonai, panaudojant atitinkamus mechanizmus iš vielų supinamas pagrindinis lynas, sumontuojamos pakabos, standumo sija ir kiti konstrukciniai elementai. Kabamieji tiltai su baigtinio lenkiamojo standumo lynais gali būti statomi dviem būdais. Pirmas iš jų, kai įrengus pilonus, baigtinio lenkiamojo standumo lynas sumontuojamas iš pavienių elementų, kurių sujungimo vietose suformuojami standūs mazgai. Sumontavus standų lyną, įrengiamos pakabos ir standumo sija (1.20 pav.). Tokiu būdu suformuotas baigtinio lenkiamojo standumo lynas yra veikiamas savojo

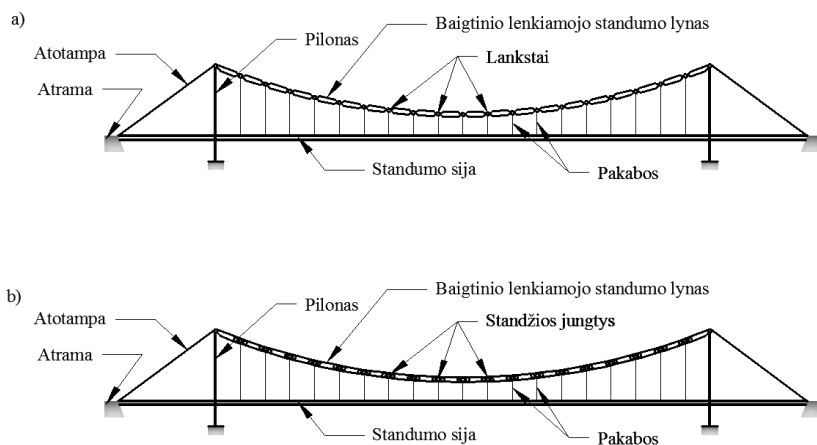


1.20 pav. Pirmasis kabamųjų tiltų su standžiais lynais statybos ir montavimo būdas

svorio ir montavimo apkrovų, kurios dažniausiai būna simetrinės ir po to eksploatacinių, dažniausiai nesimetrinių laikinųjų apkrovų.

Esant antrajam kabamojo tilto su baigtinio lenkiamojo standumo lynais statybos ir montavimo būdai, įrengus pilonus, standus lynas sumontuojamas iš atskirų lanksčiai sujungtų elementų (1.21 a pav.). Sumontavus lyną, įrengiamos pakabos ir standumo sija. Šioje stadijoje jo elgsena atitinka absoliučiai lankstaus lyno elgseną. Lynas, kuris traktuojamas kaip lankstus, yra veikiamas simetrinių savojo svorio ir montavimo apkrovų. Prieš apkraunant tiltą eksploatacinėmis apkrovomis, lyno atskirų elementų tarpusavio sujungimo mazgai „sustandinami“, tokiu būdu jam suteikiamas standumas lenkimui (1.21 b pav.).

Pagal montavimo būdus galima apibrėžti du tilto konstrukcinės sistemos formavimo atvejus. Pirmuoju atveju, baigtinio lenkiamojo standumo lynas yra veikiamas simetrinių montavimo ir nesimetrinių eksploatacinių apkrovų. Antruoju formavimo atveju baigtinio lenkiamojo standumo lynas, kurio elgsena atitinka lankstaus lyno elgseną, yra veikiamas simetrinių montavimo apkrovų. Suteikus lynui



1.21 pav. Antras statybos ir montavimo būdas:
a – lanksčiai sujungti elementai, b – standūs mazgai

standumą lenkimui, jis apkraunamas nesimetrinėmis eksploatacinėmis apkrovomis.

Įvertinant lyno įtempių ir deformacijų būvio atitinkamus pokyčius antruoju konstrukcinės sistemos formavimo atveju, atitinkamai keičiasi ir inžinerinės skaičiavimo metodikos išraiškos. Kaip jau buvo minėta, antruoju tilto konstrukcinės sistemos formavimo atveju visa nuolatinė apkrova g atitenka lynui, kuriuo elgsena šioje stadijoje atitinka lankstaus lyno elgseną. Lankstaus lyno skėtimo jėga nuo nuolatinės apkrovos poveikio:

$$H_g = \frac{gl^2}{8f_0}. \quad (1.48)$$

Lyno pailgėjimas antruoju tilto konstrukcinės sistemos formavimo atveju bus:

$$\Delta S = \frac{(H - H_g)l}{EA_l}. \quad (1.49)$$

Išsprendus lyno deformacijų darnos lygtį, gaunama lyno tarptrafmio pradinio įsvirio prieaugio išraiška:

$$\Delta f = \frac{0,375(g+q)l^4 - 3f_0l(H_g l + S_0 \alpha \Delta t EA_l)}{16f_0^2 EA_l + 28,8EI + 3l^2 H_g - 3S_0 \alpha \Delta t EA_l} \leq \Delta f_u \quad (1.50)$$

arba, įvertinant lyno atramų paslankumą:

$$\Delta f = \frac{0,375(g+q)l^4 + EA_l f_0 l (6\delta_{h,u} + 3S_0 \alpha \Delta t) - 3l^2 H_g f_0}{EA_l (16f_0^2 - 6\delta_{h,u} l - 3S_0 \alpha \Delta t l) + 28,8EI + 3l^2 H_g} \leq \Delta f_u, \quad (1.51)$$

Jeigu pilono viršaus horizontalusis poslinkis išanksto nežinomas, lygtį (1.51) galima perrašyti taip:

$$\Delta f = \frac{(g+q)l^4(0,375k_1-0,75a)+3S_0\alpha\Delta tEA_l f_0 k_1-k_2 f_0}{EA_l k_1(16f_0^2-3S_0\alpha\Delta t l)+28,8EI(k_1-2a)+k_2} \leq \Delta f_u. \quad (1.52)$$

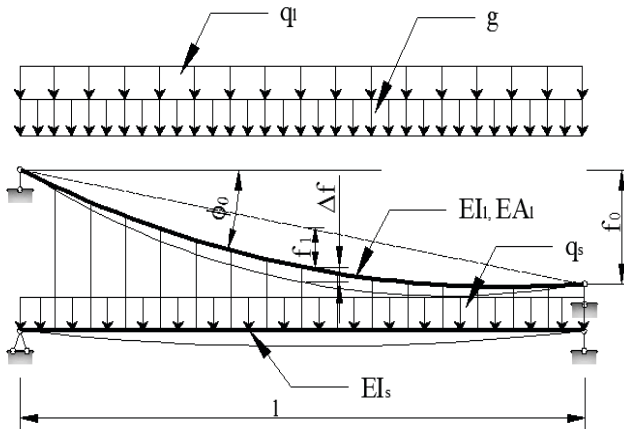
čia $k_1 = l \cos^3 \beta$, $k_2 = 3l^2 H_g$

Pilono viršaus horizontalus poslinkis:

$$\delta_h = \frac{\Delta a}{\cos \beta} = \frac{(H-H_g)a}{EA_l \cos^3 \beta}, \quad (1.53)$$

Nagrinėjant nesimetrinis kabamuosius tiltus arba kabamojo tilto kraštinį tarpatramį, t.y. atvejį, kai standaus lyno atramoms skirtinguose lygiuose (1.22 pav.), deformacijų darnos lygtis užrašoma atsižvelgiant į lyno polinkio kampą $\phi_0 = \arctg\left(\frac{f_0}{l}\right)$:

$$\frac{16f_1\Delta f_1}{3l} \cos^3 \phi_0 = \frac{Hl}{EA_l} + S_0\alpha\Delta t, \quad (1.54)$$



1.22 pav. Kabamojo tilto su atramomis skirtingame lygyje skaičiuojamoji schema

Lyno, kurio atramos skirtinguose lygiuose pradinio įsvirio prieaugio išraišką:

$$\Delta f_1 = \frac{0,375(g+q)l^4 + 3S_0\alpha\Delta tEA_l f_1}{EA_l(16f_1^2 \cos^3 \phi_0 - 3S_0\alpha\Delta t) + 28,8EI} \leq \Delta f_u. \quad (1.55)$$

Antruoju konstrukcinės sistemos formavimo atveju:

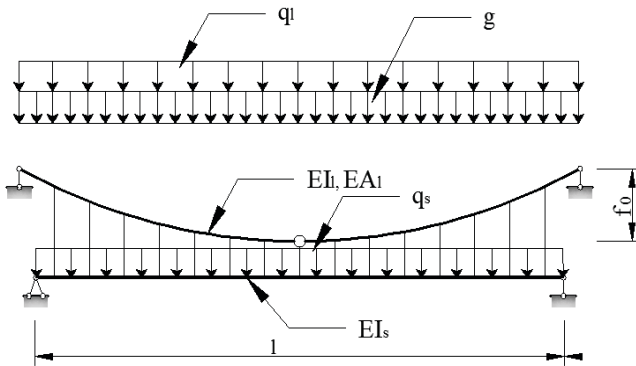
$$\Delta f_1 = \frac{0,375(g+q)l^4 + 3S_0\alpha\Delta tEA_l f_1 - 3l^2 H_g f_1}{EA_l(16f_1^2 \cos^3 \phi_0 - 3S_0\alpha\Delta t) + 28,8EI + 3l^2 H_g} \leq \Delta f_u, \quad (1.56)$$

čia H_g –lankstaus lyno skėtimo jėga nuo nuolatinės apkrovos g .

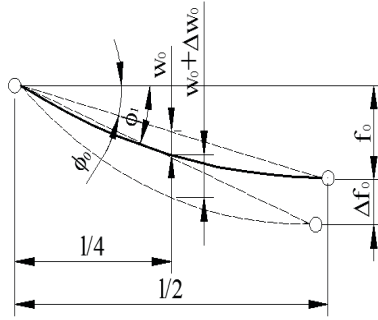
Simetriškai apkrauto kabamojo tilto su trijų lankstų baigtinio lenkiamojo standumo lynais skaičiuojamoji schema pateikta 1.23 pav.

Veikiant laikinosios apkrovos daliai q_l , standaus lyno skėtimo jėga po deformacijos, atsižvelgiant į jo lenkiamąjį standumą:

$$H = \frac{q_l l^2}{8(w_0 + \Delta w)} - \frac{48\Delta w EI}{5l^2(w_0 + \Delta w)(1 + \xi)}, \quad (1.57)$$



1.23 pav. Kabamojo tilto su trijų lankstų baigtinio lenkiamojo standumo lynais skaičiuojamoji schema



1.24 pav. Trijų lankstų baigtinio lenkiamojo standumo lyno skaičiuojamoji schema lokalinėse koordinatėse

Skaičiuojant trijų lankstų baigtinio lenkiamojo standumo lyną nagrinėjama jo pusė lokalinėse koordinatėse (1.24 pav.).

Lenkimo momentas viduriniame pjūvyje yra lygus nuliui, dėl šios priežasties neįmanoma tiksliai nustatyti centrinio lanksto vertikalų poslinkį Δf . Todėl poslinkis Δf išreiškiamas per poslinkį tarpatramio ketvirtyje Δw .

Lyno poslinkis tilto tarpatramio ketvirtyje:

$$\Delta w = \frac{0,375(g+q)l^4 + 3S_0\alpha\Delta tEA_l lw_0}{EA_l \left(\left(k_1 l + k_2 \frac{8w_0^2}{3l} \right) 16w_0^2 \cos^3 \phi_1 - 3S_0\alpha\Delta t l \right) + 28,8EI}, \quad (1.58)$$

$$\text{čia } k_1 = \frac{1}{\cos \phi_1} - \frac{1}{\cos \phi_0}; \quad k_2 = \cos^3 (\phi_1 - \phi_0).$$

Antruoju konstrukcinės sistemos formavimo atveju:

$$\Delta w = \frac{0,375(g+q)l^4 + 3S_0\alpha\Delta tEA_l lw_0 - 3l^2 H_g f_0}{EA_l \left(\left(k_1 l + k_2 \frac{8w_0^2}{3l} \right) 16w_0^2 \cos^3 \phi_1 - 3S_0\alpha\Delta t l \right) + 28,8EI + 3l^2 H_g}, \quad (1.59)$$

Visais atvejais maksimalūs tarpatramio ketvirčio poslinkis neturi viršyti ribinio, t. y. $\Delta w \leq \Delta w_u$.

Skaičiavimas vykdomas iteracijomis. Pirmam priartėjimui užduodame centrinio lanksto vertikalų poslinkį Δf . Toliau pagal (1.51) arba (1.52) formulę apskaičiuojamas poslinkis tarpatramio ketvirtyje Δw . Tikrinama lyno pusiausvyros sąlyga (1.26). Jeigu ši sąlyga netenkinama, keičiamas centrinio lanksto vertikalų poslinkį Δf ir skaičiavimas kartojamas. Nesimetrinio apkrovimo atveju skaičiavimas vykdomas analogiškai tilto su dviejų lankstų standžiais lynais skaičiavimui.

1.7. Kabamųjų standžialynių tiltų su projektavimo eiga

Analizinio metodo pagrindu parengtas kabamųjų tiltų su baigtinio lenkiamojo standžio lynais skaičiavimo algoritmas, esant simetrinei apkrovai, kuris pateiktas 1.26 paveiksle. Taip sprendžiamas tikrinimo uždavinys, kai žinomas tilto tarpatramis, pradinė lyno forma ir įsvyris, atstumas nuo pilono iki atotampos tvirtinimo, atotampos posvyrio kampas, lyno ir sijos standumų santykis, nuolatinės ir laikinosios apkrovos.

Kabamojo tilto stiprumo ir standžio tikrinimo uždavinio eiga tokia:

1. Nustatomas kabamojo tilto pagrindinis tarpatramis l , kraštinis tarpatramis a , atotampų posvyrio kampas β , lyno pradinis įsvyris f_0 , lyno ir sijos standžių santykis ξ , nuolatinės ir laikinosios apkrovos g ir q .
2. Pagal formulę (1.32) apskaičiuojamas poslinkis Δf .
3. Pagal (1.30) formulę skaičiuojama apkrovos dalis atitenkanti lynui q_l , o pagal (1.23) – q_s .
4. Apskaičiuojamos įrašos baigtinio lenkiamojo standžio lyne ir standumo sijoje.
5. Tikrinamas kabamojo tilto elementų stiprumas ir standumas.

Pateikta stiprumo ir standžio tikrinimo uždavinio eiga yra bendra tiek pirmuoju, tiek antruoju konstrukcinės sistemos formavimo atvejais. Antruoju konstrukcinės sistemos formavimo atveju, prieš

skaičiuojant Δf reikia apskaičiuoti lyno skėtimo jėgą H_g nuo nuolatinės apkrovos pagal (1.24) formulę. Taip pat ši stiprumo bei standumo tikrinimo uždavinio eiga tinka ir skaičiavimui, įvertinant lyno atramų paslankumą. Pirmuoju konstrukcinės sistemos formavimo atveju Δf skaičiuojamas pagal (1.40) formulę, jeigu pilono viršaus horizontalusis poslinkis δ_h yra nustatytas arba apskaičiuotas pagal (1.37) formulę, jeigu pilono viršaus horizontalusis poslinkis δ_h yra iš anksto nežinomas. Antruoju konstrukcinės sistemos formavimo atveju Δf skaičiuojamas pagal (1.41) formulę, jeigu pilono viršaus horizontalusis poslinkis δ_h yra nustatytas arba apskaičiuotas pagal (1.37) formulę.

Sprendžiant projektavimo uždavinį, kai nežinomos lyno arba standumo sijos skerspjūvių geometrinės charakteristikos, skaičiavimo eiga tokia:

1. Nustatomas kabamojo tilto pagrindinis tarpatramis l , kraštinis tarpatramis a , atotampų posvyrio kampas β , lyno pradinis išvyris f , maksimalus leistinas tarpatramio vidurio poslinkis Δf_u , nuolatinės ir laikinosios apkrovos g ir v , parenkamos lyno skerspjūvio geometrinės charakteristikos ir apskaičiuojamos jo ašinis H_l ir lenkiamasis E_l standumai.

2. Iš formulės (1.32) išskaičiuojamas sijos lenkiamasis standis E_s ir komponuojamas standumo sijos skerspjūvis, o nustačius lyno ir sijos standumų santykį ξ , apskaičiuojamas lyno standumas E_l bei komponuojamas jo skerspjūvis.

3. Jeigu įvertinamas atramų paslankumas, tai iš formulės (1.40), jeigu pilono viršaus horizontalusis poslinkis δ_h nustatytas, arba iš formulės (1.41), jeigu δ_h iš anksto nežinomas pirmuoju skaičiavimo atveju arba (1.51) ir (1.52) atitinkamai, jeigu δ_h nustatytas ir jeigu iš anksto nežinomas, esant antrai montavimo stadijai, išskaičiuojamas sijos lenkiamasis standis E_s ir komponuojamas standumo sijos skerspjūvis, o nustačius lyno ir sijos standumų santykį ξ , apskaičiuojamas lyno E_l bei komponuojamas jo skerspjūvis.

4. Apskaičiuojami standaus lyno ir standumo sijos tarpatramio vidurio poslinkiai, įtempiai ir įrąžos

Kabamųjų tiltų su baigtinio lenkiamojo standžio elementais skaičiavimo algoritmas nesimetrinės apkrovos atveju, kuris pateiktas 1.27 paveiksle. Taikant šį algoritmą sprendžiamas tikrinimo uždavinys, kai žinomas pagrindinis tilto tarpatramis, pradinis kabamojo elemento įsvyris, atstumas nuo pilono iki atotampos tvirtinimo, atotampos posvyrio kampas, lyno ir sijos standumų santykis, apkrovos.

Kabamojo tilto stiprumo ir standžio tikrinimo uždavinio, esant nesimetrinei apkrovai, tiek pirmuoju, tiek antruoju skaičiavimo atveju eiga tokia:

I etapas:

1. Nustatomas kabamojo tilto pagrindinis tarpatramis l , šalutinis tarpatramis a , atotampų posvyrio kampas β , lyno pradinis įsvyris f_0 , lyno ašinis EA_1 ir lenkiamasis E_l standis, nuolatinės ir laikinosios apkrovos g ir q .

2. Visas tilto tarpatramis apkraunamas v_l apkrova.

3. Pagal formulę (1.23) apskaičiuojamas Δf .

4. Pagal formulę (1.43) apskaičiuojama apkrovos dalis, tenkanti lynui $v_{l,I}$.

5. Pagal formulę (1.44) apskaičiuojama apkrovos dalis, tenkanti standžio sijai $v_{s,I}$.

6. Pagal formulę (1.33) apskaičiuojama lyno skėtimo jėga H , vietoje apkrovos $(g + q_l)$, taikant apkrovos $v_{l,I}$ reikšmę.

II etapas:

1. Pridedama atvirkštinė simetrinė v_l apkrova.

2. Pagal formulę (1.47) apskaičiuojama apkrovos dalis, tenkanti lynui $v_{l,I}$.

3. Pagal formulę (1.45) apskaičiuojama apkrovos dalis, tenkanti standžio sijai $v_{s,I}$.

4. Pagal formulę (1.46) apskaičiuojami lyno ir standumo sijos poslinkis tarpatramio ketvirtyje Δw .

5. Apskaičiuojamos įrašos baigtinio lenkiamojo standžio lyne ir standumo sijoje.

6. Tikrinamas kabamojo tilto elementų stiprumas ir standumas.

Sprendžiant projektavimo uždavinį, kai nežinomos kabamojo elemento arba standumo sijos skerspjūvių geometrinės charakteristikos, skaičiavimo eiga tokia:

I etapas

1. Nustatomas kabamojo tilto pagrindinis tarpatramis l , kraštinis tarpatramis a , atotampų posvyrio kampas β , lyno pradinis įsvyris f_0 , maksimalus tarpatramio vidurio poslinkis Δf_u , nuolatinės ir laikinosios apkrovos g ir q .

2. Visas tilto tarpatramis apkraunamas v_l apkrova.

3. Iš formulės (1.32) išskaičiuojamas sijos lenkiamasis standis E_s ir komponuojamas standumo sijos skerspjūvis. Jeigu įvertinamas atramų paslankumas, tai iš formulės (1.40), jeigu pilono viršaus horizontalusis poslinkis δ_h nustatytas, arba iš formulės (1.41), jeigu δ_h išanksto nežinomas pirmuoju formavimo atveju arba iš (1.51) ir (1.52) formulių atitinkamai, jeigu δ_h nustatytas ir jeigu iš anksto nežinomas antruoju formavimo atveju, išskaičiuojamas sijos lenkiamasis standis E_s ir komponuojamas standumo sijos skerspjūvis. Žinant lyno ir sijos standumų santykį, apskaičiuojamas lyno lenkiamasis standis E_l ir komponuojamas jo skerspjūvis.

4. Pagal formulę (1.43) apskaičiuojama apkrovos dalis tenkanti lynui $v_{l,l}$ ir pagal formulę (1.44) skaičiuojama apkrovos dalis tenkanti standžio sijai $v_{s,l}$.

5. Pagal formulę (1.33) apskaičiuojama lyno skétimo jėga H .

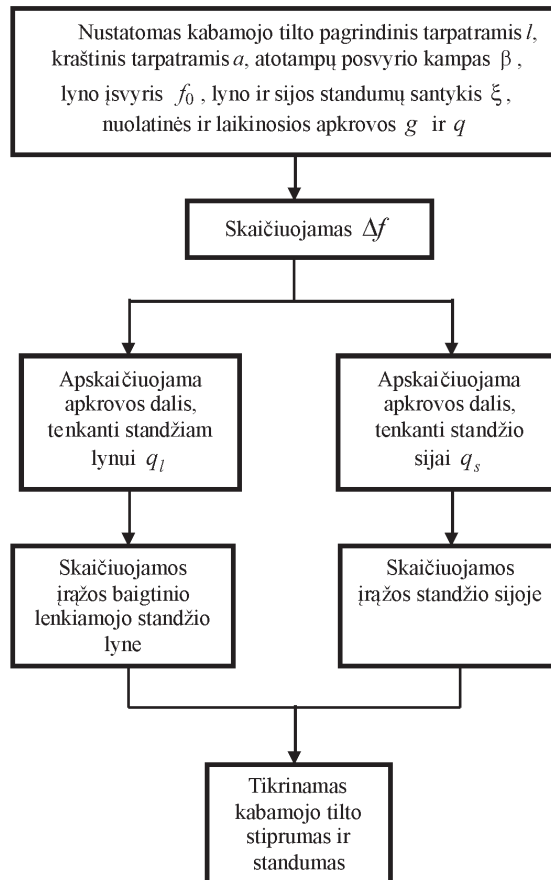
II etapas:

1. Pridedama atvirkštinė simetrinė apkrova v_l .

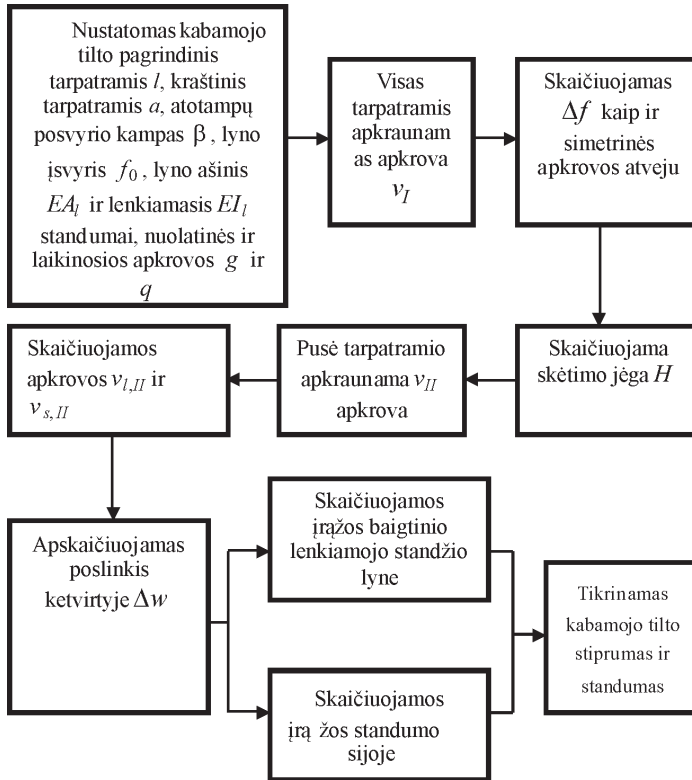
2. Pagal formulę (1.47) apskaičiuojama apkrovos dalis tenkanti lynui $v_{l,I}$.

3. Pagal formulę (1.45) apskaičiuojama apkrovos dalis tenkanti standžio sijai $v_{s,I}$.

4. Apskaičiuojami standaus lyno ir standumo sijos poslinkiai tarpatriamio ketvirčiuose, įtempiai ir įrąžos.



1.26 pav. Simetriškai apkrautų kabamųjų tiltų su standžiais lynais skaičiavimo algoritmas



1.27 pav. Nesimetriškai apkrautų kabamųjų tiltų su standžiais lynais skaičiavimo algoritmas

1.8. Neskėtrieji kabamieji tiltai, jų elgsenos ypatumai

Tarp kabamųjų tiltų tipų įvairovės ypatingą vietą užima neskėtrieji, arba savaime inkaruotieji kabamieji tiltai. Tokios konstrukcijos tiltuose atraminės reakcijos horizontalioji dedamoji perduodama į standumo siją ir užgęsta sistemos viduje. Vertikaliosioms atraminių reakcijų dedamosioms atlaikyti konstruojami atitinkami standumo sijos įtvirtinimo mazgai, o pati sistema savo elgsena tampa panaši į įprastą siją. Neskėtrieji kabamieji tiltai paprastai projektuojami vieno

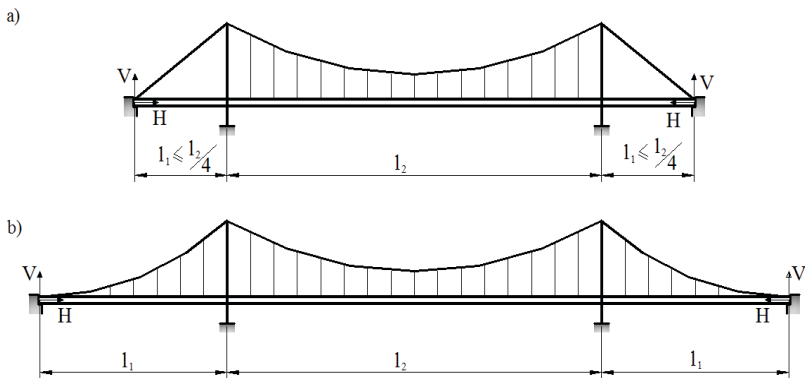
tarpatramio su atotampomis (pav. 1.28 a) ir trijų tarpatramių (pav. 1.28 b). Tačiau, pastaruoju metu vis daugiau projektuojama daugiaatramių neskėtriųjų kabamųjų tiltų.

Standumo sijos paprastai būna nekarpytos. Jei įrengiamos karpytos ar konsolinės standumo sijos, jų atraminiai mazgai turi būti sukonstruoti taip, kad perduotų sijoms skėtimo jėgas. Neskėtriųjų kabamųjų tiltų privalumai:

- nereikia įrengti masyvių pamatų laikančiųjų lynų skėtimo jėgoms perimti (esant nepalankioms geologinėms sąlygoms, ši neskėtriųjų tiltų savybė gali nulemti būtent tokios konstrukcinės sistemos tiltų pasirinkimą);
- žymiai mažesnė aplinkos temperatūros pokyčių įtaka tilto konstrukcijos elgsenai;
- gelžbetoninių standumo sijų panaudojimo veiksmingumas, nes betonas apspaudžiamas lyno skėtimo jėgomis. Tokio išankstinio įtempimo jėga galima reguliuoti keičiant lyno pradinį įsvyrį.

Tarp neskėtriųjų kabamųjų tiltų trukumų paminėtini tokie:

- standumo sijų montavimas panaudojant pastolius ar laikinąsias vantas, nes tilto montavimo eiliškumas kitoks negu klasikinių



1.28 pav. Neskėtriųjų kabamųjų tiltų konstrukcijos: a – vieno tarpatramio su atotampomis; b – trijų tarpatramių

kabamųjų tiltų. Neskėtriuosiuose tiltuose iš pradžių sumontuojamos sijos, vėliau įrengiami laikantys lynai, kurie inkaruojami į jau sumontuotas standumo sijas;

- standumo sijos turi būti gana masyvios, nes jos perima dideles skėtimo jėgas. Dažnai, dėl šios priežasties, neskėtrųjų kabamųjų tiltų konstrukcijos tampa mažiau ekonomiškos negu klasikinių kabamųjų tiltų;
- sumažėja tilto konstrukcijos vertikalusis standumas, dėl to, kad prie lyno ir standumo sijų vertikalių poslinkių nuo laikinųjų apkrovų poveikio prisidės poslinkiai nuo standumo sijų apspaudimo lyno skėtimo jėgomis.

Neskėtrieji kabamieji tiltai paprastai projektuojami mažų arba vidutinių tarpatramių.

Tokių tiltų skaičiavimo metu būtina įvertinti ne tik standumo sijoje atsirandančius lenkimo momentus bet ir gniuždymo jėgas.

2. VIENAJUOSČIAI KABAMIEJI PĖSČIŲJŲ TILTAI

Kabama vienajuostė konstrukcija yra tarp elegantiškiausių ir lengviausių tiltų konstrukcijų. Dėl jos statinių ir dinaminių charakteristikų, vienajuostės konstrukcijos yra šiuo metu daugiausia skirtos pėsčiųjų ir dviračių, o ne automobilių ar geležinkelio eismui (Strasky J. 2005). Vienajuostis yra grandininės kreivės formos tiltas sudarytas iš nedidelio statybinio aukščio betoninio pakloto plokščių laikomų lynų ar metalinių juostų. Sklandžios kreivės formos vienajuostis tiltas puikiai įsilieja į aplinką, jo konstrukcijos paprastumą pagrinde apsprendžia vidinės jėgos. Pagrindinis šios konstrukcijos privalumas yra minimalus poveikis aplinkai, nes jiems pastatyti reikalingas minimalus kiekis medžiagų ir gali būti pastatytas nenaudojant klojinių ar kitų įtvirtinimų (pvz. šlaito sutvirtinimo), kurie galėtų pakenkti (sutrikdyti) natūralią aplinką. Kadangi vienajuosčio konstrukcijoje nėra deformacinių siūlių, todėl jam reikia minimalių priežiūros priemonių [Strasky, J. 2008].

Vienas iš pagrindinių tokių kabamųjų konstrukcijų trūkumų yra didelis jų deformuojamumas veikiant asimetrinėms bei lokalinėms apkrovoms. Siekiant sumažinti tokių tiltų kinematinės kilmės poslinkius ant pagrindinių laikančiųjų lynų yra įrengiami sunkūs, dažniausiai gelžbetoniniai paklotai, arba neretai yra naudojamos iš anksto įtemptosios gelžbetoninės konstrukcijos. Pagrindinių laikančiųjų lynų įsvyriai f_0 įgauna santykinai mažas reikšmes. Būtina pažymėti, kad tai sukelia labai dideles tempimo jėgas pagrindiniuose laikančiuosiuose lynuose, ir tuo pačiu apsprendžia šių elementų skerspjuvius bei įtakoja į tokių tiltų inkarinių pamatų masę.

Yra trys pagrindiniai vienajuosčių tiltų tipai: surenkamos betoninės plokštės palaikomos metaliniais lynais (*prefabricated concrete slabs suspended on steel cables*), įtemptojo gelžbetonio sistemos (*prestressed concrete systems*) ir sistemos kuriose naudojamos plieninės juostos (*systems using steel bands*) atlaikančios tempimo jėgas. [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005]

Ilgiausias kabamas vienajuostis tiltas pastatytas 2009 metais San Diege, Kalifornijoje (2.1 pav.). Šio 301,74 m. ilgio tilto konstrukcija sudaryta iš surenkamų gelžbetoninių plokščių palaikomų metalinių lynų.

Pirmas įtemptas kabamas vienajuostis tiltas buvo pastatytas 1965 metais Šveicarijoje (2.2 pav.). Bicherweid tilto tarpatramis 48 m., pakloto storis 0,18 m., link atramų palaipsniui padidėja iki 0,36 m. Lynai įtempti 7,02 MN jėga.

Įdomus metalinis vienajuostis kabamasis pėsčiųjų tiltas pastatytas 2003 metais Vokietijoje. Šis 92 m ilgio tiltas sudarytas iš trijų tarpatramių: 27 m + 38 m + 27 m. Tilto laikantieji kabamieji lynai suprojektuoti iš 600 mm pločio ir 30 mm storio plieninių lakštų. Ant šių lakštų sumontuotos 3,7 m ilgio ir 120 mm storio betoninės pakloto plokštės.



2.1 pav. Lake Hodges vienajuostis kabamas pėsčiųjų tiltas



2.2 pav. Bicherweid vienajuostis kabamas pėsčiųjų tiltas Šveicarijoje



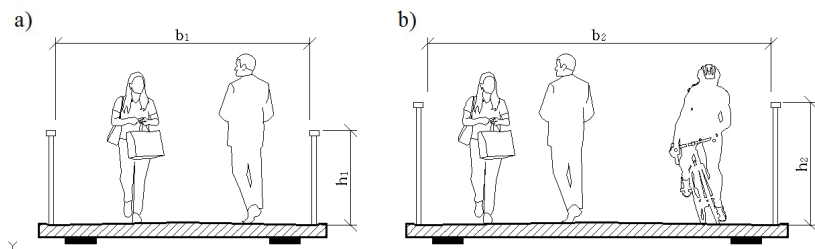
2.3 pav. Vienajuostis kabamas pėsčiųjų tiltas Rostoke, Vokietijoje

Būtina pažymėti, kad virš tarpinių atramų plieninėse juostose atsiranda dideli vietiniai lenkiamieji momentai. Jiems sumažinti sukonstruotos lingių formos plieninių atramų galvenos (2.3 pav.).

2.1. Vienajuosčio kabamojo tilto konstrukcija

Projektuojant vienajuostį pėsčiųjų tiltą, visų pirma priimamas sprendimas dėl tilto (pakloto) ploto t.y. tilto praleidžiamąjį pajėgumą (našumą, produktyvumą). Plotis priklauso nuo vietos sąlygų ir nuo laukiamo (tikimosi) pėsčiųjų tankumo. Jis taip pat gali priklausyti nuo pėsčiųjų tilto vietos, ar bus parke ar miesto aplinkoje. Kultūrinė aplinka (fonas) taip pat gali vaidinti svarbų vaidmenį, nes plotis Japonijos pėsčiųjų tiltų paprastai yra siauresni, nei Šiaurės Amerikoje ar Europoje pastatytų tiltų [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].

2.4 pav. leidžia nustatyti pėsčiųjų tilto pajėgumą (metrai žmonių per minutę), priklausomai nuo pėsčiųjų eismo tipo ir priimtino pėsčiųjų tankio. Atkreipkite dėmesį, kad jei tiltas bus naudojamas (skirtas) ir dviratininkams, plotį gali tekti padidinti. Jei pėsčiųjų tiltas bus skirtas tik pėstiesiems, remiantis praktika, minimalus plotis b_1 nuo 2,5 iki 3,0 m. Jei pėsčiųjų tiltu taip pat naudosis ir dviratininkai, tai minimalus plotis b_2 turėtų būti bent 3,5 m [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].



2.4 pav. Minimalus pėsčiųjų tilto plotis

Tilto nuolydžio reikalavimai priklauso nuo vietovės. Jei vienajuostis tiltas statomas kalnų masyve ar parke (ne miesto teritorijoje), tai nuolydis gali būti didesnis nei 20 %, o statomas tiltas miesto teritorijoje turi būti pritaikytas neįgaliesiems [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].

Reikia paminėti, kad neįgaliajam su vežimėliu įveikti didesnę nei 6 % nuolydį sudėtinga. Jei yra didesnis nuolydžio kampas ar laiptai, turėtų būti prieinamas alternatyvus maršrutas [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].

Tilto nuolydį ir ilgį reikia nagrinėti kartu, nes 5 metrų ilgio tiltą, kurio nuolydis 8 % lengviau įveikti vežimėliais nei 200 metrų ilgio tiltą, kurio nuolydis 5 % [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].

Jei tilto šlaitų nuolydis bus leidžiamas iki 6 %, tai užkirstų kelią tokių inovatyvių tiltų projektavimui, kaip vienajuostis ir arkinis (eina moji dalis pagal arką) tiltas. Vienajuosčio tilto nuolydis, kai pradinis tarpatramio įsvyris $f_0 = L/\theta$, yra didesnis nei 6 %. Turėtų būti numatyta tokioms tiltų konstrukcijoms išimtis, leidžiamas nuolydis didesnis nei 6 % [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].

Igaubta (turinti pradinį įsvyrį f_0) forma yra šios vienajuostės konstrukcijos charakteristika [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005]. Būtina pažymėti, kad šios konstrukcijos dažniausiai yra pastovaus skerspjūvio, mažo pradinio įsvyrio f_0 ir jos forma yra kvadratinės parabolės. [Strasky, J. 2006].

Turėklai, pėsčiųjų tiltų apkrovos yra žymiai mažesnės nei automobilių tiltų saugos barjerų. Todėl turėklų medžiagą ir formą galima pasirinkti laisviau. Pėsčiųjų tiltų turėklai apsaugo pėsčiuosius nuo nukritimo nuo tilto. Minimalus turėklų aukštis pagal tarptautinius kodeksus kinta nuo 1,0 iki 1,15 m aukščio. Dėl pėsčiųjų tilto vykdomo eismo ciklų, turėklų aukštis gali būti padidintas iki 1,2 m.

Atsižvelgti į vaikus ant tilto, turėklų statramsčiai turi būti suprojektuoti taip, kad užkirstų kelią vaikų nuslydimui, didžiausias atstumas tarp turėklų statramsčių nedidesnis kaip 15 cm.

2.1 lentelėje pateikiama, kelių šalių naudojamų normų projektuojant tiltus, pakloto pločio, leistino nuolydžio ir potiltės gabaritų palyginimas.

2.1 lentelė. Normų palyginimas

Normos	Šalis	Min. Pakloto plotis [m]	Potiltės gabaritai [m]	Max. nuolydis [%]
DIN 18024-1	Vokietija	1.8 (pėsčiųjų) 2.0 (mišraus eismo) 2.7 (pėsčiųjų / dviračių atskirtas)	-	6.0
Japonijos pėsčiųjų tiltų projektavimo normos (1979)	Japonija	1.5 (pėsčiųjų) 2.0 (dviračių ir neįgaliųjų)	2.5	12.0
Japonijos pėsčiųjų tiltų projektavimo rekomendacijos pėstiesiems (1998)	Japonija	3.0	-	5.0
BS 5400	Didžioji Britanija	1.8 (pėsčiųjų) 2.0 (mišraus eismo) 2.7 (pėsčiųjų / dviračių atskirtas)	-	5.0 – 8.3 (pėsčiųjų)

2.2. Vienajuosčių kabamųjų tiltų elgsenos ypatumai ir deformatyvumas

Vienajuostis tiltas gali būti laikomas kabamuoju tiltu, kuriame pakloto konstrukcija, kabamas lynas ir kiti nejudrūs elementai yra sujungti į vieną elementą (sistemą, konstrukciją) – vienajuostį. Standumo elementai dirba tik lokaliai, ne taip kaip tradiciniame kabamajame tilte. Nuo veikiančių apkrovų konstrukcijoje atsiranda skėtimmo (tempimo) jėgos, todėl gali būti naudojamos labai plonos plieninės juostos [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005]. Tempimo (skėtimmo) jėgos dydis priklauso nuo vienajuostės konstrukcijos pradinio įsvyrio ir perduodamos į atramas (pamatus). Kuo mažesnis pradinis įsvyris, tuo didesnė skėtimmo jėga perduodama į atramas (pamatus) [Stein, T.; Birkle, G. 2008]. Šios liaunos konstrukcijos pamatai turi būti suprojektuoti taip, kad atlaikytų dideles tempimo jėgas, todėl pagrindinę vienajuosčio tilto kainą apsprendžia dideli, masyvūs pamatai. Konstrukcija yra labai jautri atraminių guolių (pamatų) poslinkiams, kurie sukelia vertikalius juostos poslinkius, kaip ir įtemptų lynų sistemoje. [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005]

Metalinio vienajuosčio (*systems using steel bands*) tilto paklotui, gali būti naudojamos betoninės, ar akmeninės plokštės, kurios įprastinėmis jungėmis pritvirtinamos prie laikančių plieninių juostų. Minimalus plieninių juostų įsvyris, turi būti toks kad būtų išvengta juostos lenkimo. Šis konstrukcinis sprendimas buvo pritaikytas 1992 metais Pforzheim vietovėje Vokietijoje. Lengvojo betono plokštės buvo varžtais pritvirtintos prie įtemptų plieninių juostų. Tiltu guoliai, plieninės juostos sujungtos į vientisą sistemą per išlenktos formos balną [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].

Kaip buvo minėta, vienajuostis turi keletą aspektų kuriuos reikia išspręsti. Ypatingas dėmesys turi būti skirtas pamatams ir guoliams. Pamatai turi būti suprojektuoti, taip kad netik atlaikytų tempimo jėgas veikiančias konstrukcijoje, bet ir būtų minimalūs atramos poslinkiai.

Atramos poslinkis sukelia didelius vertikalius poslinkius plieninėje juostoje [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005]

Vienajuostei konstrukcijai yra labai svarbi guolio ir juostos jungtis (sąsaja). Siekiant išvengti didelių lenkimo momentų ties šia jungtimi, reikia nustatyti juostos liestines (tangentes). Vidurinės atramos juostos balnas turi tenkinti bent minimalius spindulio reikalavimus, kad būtų išvengta metalinės juostos ar lyno (*tendons*) lenkimo ir nuovargio problemos. Vienajuosčio tilte Rostock Vokietijoje, balno spindulio problema buvo išspręsta naudojant sluoksniuotą spyruoklę (springs) [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].

Vienajuosčių pėsčiųjų tiltų forma, aerodinaminio stabilumo požiūriu, yra nustatoma tik pagal svorį, todėl turi būti skiriamas ypatingas dėmesys konstrukcijos aerodinaminiam stabilumui veikiant sukimui–lenkimui (*flutter*). Ispanijos kode apibrėžta, kad vibracijos (*vortex-shedding or galloping*) efektai neturi jokios įtakos, kai pagrindinis tarpatramis mažesnis nei 100,0 metrų ar naudingas tarpatramis trisdešimt kartų mažesnis už konstrukcijos aukštį. [Jimenez J., Gomez D. 2010]

Ypatingas dėmesys turi būti skirtas ir dinamikai [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005]. Konstrukcija yra labai paprasta, ji labai jautriai reaguoja į dinamines apkrovas, dėl mažo lenkiamojo standumo, nedidelės masės, savųjų svyravimų ir slopinimo. Todėl būtina reikia patikrinti dinaminę elgseną, atsižvelgiant į fiziologinius vibracijos efektus ir konstrukcijos reakciją į vėją [Jimenez J., Gomez D. 2010].

Bendrai dinaminiai svyravimai projektuojant nustatomi taip [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005]:

- modeliuojamas skaitmeninis modelis ir įvertinamos realios slopinimo charakteristikos;
- pasirenkamas apkrovos modelis (vienas žmogus ar grupė, ėjimas ar bėgimas);
- analizuojami dažniai ir pagreičiai, kuriuos sukelia pasirinktas apkrovos modelis;

- lyginama su ribinėmis vertėmis, pagal pasirinktą apkrovos modelį.

Papildomi veiksniai, kurie papildo pirmiau (aukščiau) nurodytą tvarką [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005]:

- slopinimo įvertinimas yra pats problematiškiausias. Slopinimo elgsena bus žinoma tik tada, kai pėsčiųjų tiltas bus pastatytas ir net tada jis ilgainiui kils. Slopinimas priklauso nuo daugelio parametų, pavyzdžiui, pasirinktos medžiagos, konstrukcijos sudėtingumo, dangos, guolių ir turėklų ir net nuo žmonių skaičiaus ant tilto.
- yra daug apkrovos modelių ir daug būdų, kaip ją modeliuoti. Jie visi duos skirtingus rezultatus. Vienas žmogus einantis normaliai sukelia minimalų poveikį tiltui, o „vandalių“ apkrovos atvejai gali sukelti didelius svyravimus.
- ribinės vertės priklauso netik nuo taikomo apkrovos modelio, bet ir nuo tilto vietovės ir vartotojų tipo. Be to nėra prasmės apriboti tik dažnį ar tik pagreitį. Pagreičio apribojimas turėtų priklausyti nuo dažnio.

Šiuo metu projektuojamų pėsčiųjų tiltų dinamika įvertinama ke-
liais etapais [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005]:

- nustatomas konstrukcijos jautrumas, apkrovos intensyvumas ir kt.;
- su užsakovu aptariami galimi dinaminiai svyravimai, nustatomos dinaminio atsako ribos ir atkreipiamas dėmesys į galimybę naudoti slopinimo sistemas;
- preliminarus dinaminis skaičiavimas atliekamas pagal inžinerinę metodiką arba baigtinių elementų modeliavimo programa. Tai leidžia projektuotojui išnagrinėti apytiksliai gautus konstrukcijos dinaminio atsako rezultatus ir nustatyti galimus dinaminės elgsenos trūkumus. Dėl sudėtingų dinaminių skaičiavimų (žr. aukščiau) gautus rezultatus reikėtų vertinti atsargiai. Vis dėlto, tai gali atkreipti dėmesį į slopinimo sistemos reikalingu-

mą ar konstrukcinių priemonių panaudojimą, siekiant sumažinti dinامينius svyravimus.

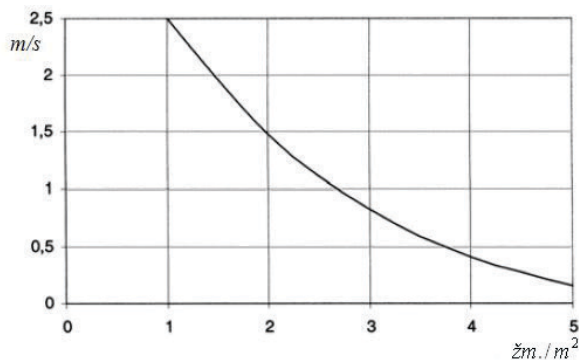
- kilus abejonėms dėl slopintuvų reikalingumo. Tai slopintuvus tilto konstrukcijoje galima įrengti vėliau neviršijant leistino įtempimo ir stabilumo reikalavimų.
- pastatytos konstrukcijos nustatoma dinaminė elgsena. Esant slopinimo sistemos būtinybei, ji nesunkiai įrengiama.

Kaip matome atliekant išsamią dinaminį poslinkių analizę reikia atsižvelgti į visą konstrukciją, o tai gali būti labai sudėtingas uždavinys.

Pėsčiųjų eismas

Nuo pėsčiųjų eismo tipo priklauso dinaminės charakteristikos. Kai yra didelis pėsčiųjų tankis, tai yra apribota žmogaus laisvė pasirinkti savo ėjimo tempą. Be to, gali pasireikšti didelio pėsčiųjų tankio grupės poveikis, nes daugelis pėsčiųjų eina tokio pat dažnio tempu, kaip ir kaimynas [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].

Pėsčiųjų tankis labai įtakoja žmogaus greitį ir todėl tai svarbus veiksnys atliekant dinaminę analizę. 2.5 pav. yra pateiktas pėsčiųjų greičio ir tankio santykis [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].



2.5 pav. Ryšys tarp pėsčiųjų greičio ir tankio

Pėsčiųjų tankis gali būti apskaičiuotas [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005]:

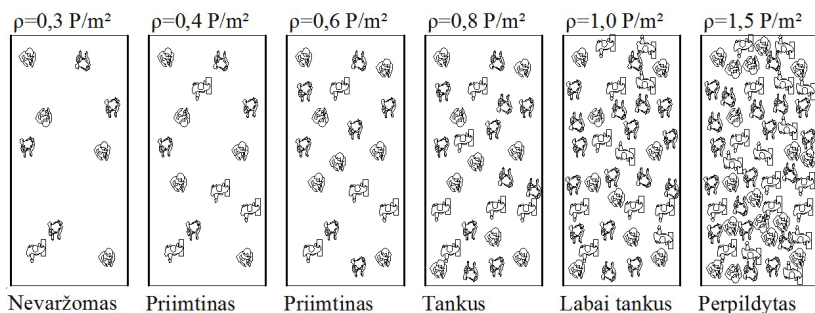
$$q = \frac{\lambda}{v_s \cdot b_{eff}} \quad (2.1)$$

$$q = \frac{N_r}{b_{eff} \cdot L} \quad (2.2)$$

čia: λ – pėsčiųjų ėjimo tempas [žm./s]; v_s – srauto greitis [m/s]; b_{eff} – naudingas plotis [m]; N_r – pėsčiųjų tilto pakloto skaičius; L – tilto ilgis [m].

Mažo tankio pėsčiųjų srauto pagrindinė savybė yra tilto užimtumas, nėra apribota judėjimo laisvė [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].

Pėsčiųjų srautas ant tilto laiko atžvilgiu yra atsitiktinis. Todėl nagrinėjant tilto svyravimus reikia atsižvelgti ir į pėsčiųjų eismo atsitiktinumą. Pagal Oeding (2.6 pav.), kai pėsčiųjų srauto tankis nuo 0,3 žm./m² iki 0,6 m./m², tai pėstieji gali judėti netrukdomi, kiekvienas savo žingsnio dažniu. Jei pėsčiųjų srauto tankis didėja, tai pėstieji nebegali eiti savo individualiu žingsnio greičiu ir dažniu. Pėsčiųjų ėjimo žingsnio dažnio sinchronizacija ir greitis gali sutapti su tilto judėjimu.



2.6 pav. Įvairūs pėsčiųjų tankio tipai

Paprastai pėsčiųjų greitis mažėja didėjant pėsčiųjų tankio intensyvumui. Pirmieji apribojimai atsiranda, kai pėsčiųjų srauto tankis $0,6 \text{ žm./m}^2$, nes eiti tampa vis sudėtingiau. Kai pėsčiųjų srauto tankis $1,0 \text{ žm./m}^2$, judėjimo laisvė žymiai slopinama. Jei tankis yra apie $1,5 \text{ žm./m}^2$, pėsčiųjų eismo greitis yra labai mažas. $2,0 \text{ žm./m}^2$ – labai perkrautas pėsčiųjų srautas, kur stumdomasi ir eismas vyksta labai mažais žingsniais [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].

Taip pat reikėtų paminėti, kad esant tankiam pėsčiųjų eismui, gali keistis konstrukcijos charakteristikos dėl masės ir slopinimo padidėjimo sukeltų vertikalų poslinkių [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].

Komforto kriterijus

Žmogaus tilto konstrukcijos virpesių suvokimas yra subjektyvus ir priklauso nuo individualių ir psichologinių savybių įtakos. Suvokimą lemia fiziniai veiksniai, virpesių dažnis, pagreitis ir poveikio laikas. Diskomfortas labai priklauso nuo aplinkos sąlygų ir požiūrio į virpesių priežastį. Įrodyta, kad pėstieji jautriau reaguoja į horizontaliuosius nei į vertikaluosius virpesius [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].

Komforto reikalavimai yra arba ribojami savųjų dažnių diapazonas arba ribiniai pagrečiai. Ribinės vertės yra pateikti įvairiuose tarptautiniuose normose. Kai kurios normos supaprastina reikalavimus, pavyzdžiui, ispanų tiltų projektavimo normos rekomenduoja ribines vertes, įlinkio ($L_{\text{tarpatramio}}/1800$) ir kintamos apkrovos dažnio (2 kN/m^2), kad būtų išvengta dinamikos problemų. Jei netenkinama leistino įlinkio sąlyga, tai turi būti atliekama dinaminė analizė [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005].

Praktiškai daugelis lengvų pėsčiųjų tiltų netenkina komforto reikalavimų ribas randamas literatūroje arba normose, bet niekada nebuvo pėsčiųjų skundų šaltinis. Daugeliu atveju pėstieji džiaugiasi šiomis konstrukcijomis, galbūt iš dalies dėl jų gyvybingumo. Komforto normų reikalavimai iš esmės skirstomos į dvi kategorija [Schlaich, M., Brownlie, K. et. al. 2005]:

- Ribinės konstrukcijos dažnių vertės: Pėsčiųjų apkrova sukelia tam tikrus dažnius (2.2 lentelė). Konstrukcijos, kurių savasis dažnis nesutampa su pėsčiųjų apkrovos dažniu – paprastai nėra tikimybės atsirasti rezonansui. Dėl šios priežasties daugelis tarptautinių normų pateikia dažnių ribas, kurioms esant nereikia atlikti dinaminių skaičiavimų.
- Ribinės pagreičių vertės: Jei savasis konstrukcijų dažnis patenka į pėsčiųjų sukeltą dažnio diapazoną, tai tarptautinės normos reikalauja atlikti dinامينius skaičiavimus. Gauti konstrukcijos pagrečiai tada tik užtikrina pėsčiųjų komforto kriterijų (2.3 lentelė).

2.2 lentelė. Ribiniai dažniai

Normos/standartas	Ribinės vertės	
	Vertikalieji	Horizontalieji
Eurocode 2 (ENV 1992-2)	1.6 Hz - 2.4 Hz	0.8 Hz – 1.2 Hz
DIN-Fachbericht 102	1.6 Hz - 2.4 Hz, 3.5 Hz - 4.5 Hz	
Eurocode 5 (ENV 1995-2)	< 5 Hz	< 2.5 Hz
SIA 260 (Šveicarija)	1.6 Hz – 4.5 Hz	< 1.3 skersinis < 2.5 išilginis
BS 5400 (Didžioji Britanija)	< 5 Hz	
Austroroads (Australia)	1.5 Hz– 3 Hz	
Japonijos pėsčiųjų tiltų projektavimo normos (1979)	1.5 Hz– 2.3 Hz	

2.3 lentelė. Pagreičio apribojimas, kaip komforto kriterijus

Pagreitis, vertikalus $a_{V,\max}$ [m/s^2]		
ISO 2631	$1.9 \cdot \sqrt{f_1}$	f_1 – pagrindinis tilto savasis dažnis
AISC Guide 11	0.5	

Eurocode 1	$\text{Min} \begin{cases} 0.5\sqrt{f_n} \\ 0.70 \end{cases}$	f nuo 0.5 iki 3 Hz f nuo 3 iki 5 Hz: reikia patikrinti f nuo 5 Hz: patikrinti nebūtina
DIN-Fachbericht 102	$0.5 \cdot \sqrt{f_1}, \text{vert.}$	$f_1 \leq 5 \text{ Hz}$; f_1 – pagrindinis neapkrauto tilto savasis dažnis
VDI 2057	$0.6 \cdot \sqrt{f_1}, \text{vert.}$ $0.214, \text{hor.}$	f_1 – pagrindinis tilto savasis dažnis
BS 5400	$0.5 \cdot \sqrt{f_1}$	f_1 – pagrindinis tilto savasis dažnis
Ontario Bridge Code ONT83	$0.25 \cdot f_1^{0.78}$	f_1 – pagrindinis tilto savasis dažnis
Eurocode 5 (ENV 1995-2)	0.7	
Japonijos pėsčiųjų tiltų projektavimo normos (1979)	1.0	
Pagreitis, šoninis $a_{L,\max} [m/s^2]$		
Eurocode 1	$\text{Min} \begin{cases} 0.14\sqrt{f_n} \\ 0.15 \end{cases}$	f nuo 0.5 iki 1.5 Hz f nuo 1.5 iki 2.5 Hz: reikia patikrinti f nuo 2.5 Hz: patikrinti nebūtina
Eurocode 5 (ENV 1995-2)	0.2	$f < 2.5 \text{ Hz}$ (stovinčių žmonių)

2.3. Lanksčių vienajuosčių kabamųjų tiltų skaičiavimas

Vienajuosčiai tiltai gali būti vieno tarpatramio arba daugiaatramiai. Ši konstrukcinė tipą apibūdina lengva laisvai kabanti forma. Kadangi šios konstrukcijos dažniausiai yra pastovaus skerspjūvio ir mažo pradinio išvyrio tai jos forma yra kvadratinės parabolės. [Strasky, J. 2006]

Absoliučiai lankstus kabamasis lynas yra grynai teorinė sąvoka, nes realiose konstrukcijose šie elementai turi tam tikrą skerspjūvio aukštį, o tuo pačiu ir baigtinio dydžio (ne lygų nuliui) lenkiamąjį standumą (Moskalev N.S. 1981; Gimsing N. J. 1997; Furst A. et al. 2003). Akivaizdu, kad pagrindinės laikančiosios tokių tiltų konstrukcijos o ypač iš anksto įtemptosios gelžbetoninės veikiančias apkrovas perima ne tik tempimu, bet ir lenkimu. (Moskalev N.S. 1981; Straskys J. 2005).

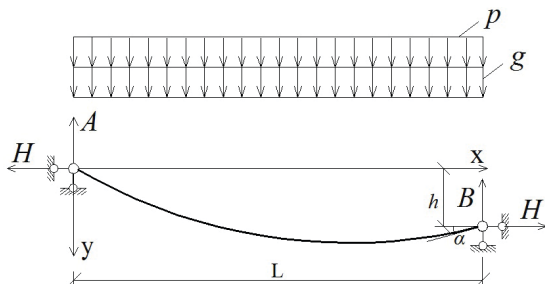
Žinome, kad bendruosius (suminius) lyno poslinkius sudaro kinematiniai ir tamprieji poslinkiai (Sandovič G.; Juozapaitis A.). Pagrindinis vienajuosčio kabamojo pėsčiųjų tilto laikantysis elementas – lankstus lynas skaičiuojamas kaip geometriškai netiesinės elgsenos konstrukcija.

Skaičiuojant vienajuosčių kabamąjį tiltą daroma prielaida, kad jo laikantysis lynas yra absoliučiai lankstus, t. y. neturi lenkiamojo standumo E . Veikiamas savojo svorio lankstus lynas įgauna formą, artimą kvadratinei parabolėi. Apkrovus lyną sutelktine apkrova, jis keičia savo pradinę formą, t. y. atsiranda kinematiniai poslinkiai. Reikia pažymėti, kad lyno kreivumo prieaugis nuo kinematinų poslinkių yra didesnis nei nuo tampriųjų deformacijų, t. y. bendram lyno deformatyvumui kinematiniai poslinkiai yra pavojingesni už lyno tamprusias deformacijas. Skaičiuojamoji schema pateikta 3.14 pav. Vienajuosčio tilto kinematiniai poslinkiai skaičiuojami kaip ir kabamojo tilto lyno, t. y. kinematinčius poslinkius galime apskaičiuoti pagal 1.3 skyriaus nuorodas.

Vienajuosčio įrašų skaičiavimas, kai atramos skirtingame lygyje. Skaičiuojamoji schema pateikta 2.7 pav.

Vertikalios atraminės reakcijos atramose A ir B, kai atramos skirtinguose lygiuose, skirsis nuo lyno, kurio atramos viename lygyje, dydžiu Hh . Atraminės vertikaliosios reakcijos apskaičiuojamos pagal:

$$A = \frac{\int_0^L (g + p) \cdot (L - x) dx + H \cdot h}{L}; \quad (2.3)$$



2.7 pav. Vieno tarpatramio kabamosios konstrukcijos skaičiuojamoji schema, kai atramos skirtingame lygyje

$$B = \frac{\int_0^L (g + p) \cdot x \cdot dx - H \cdot h}{L}. \quad (2.4)$$

čia: L – tarpatramio ilgis; g – nuolatinė apkrova; p – laikinoji apkrova; H – skėtimo jėga; h – atramų aukščio skirtumas

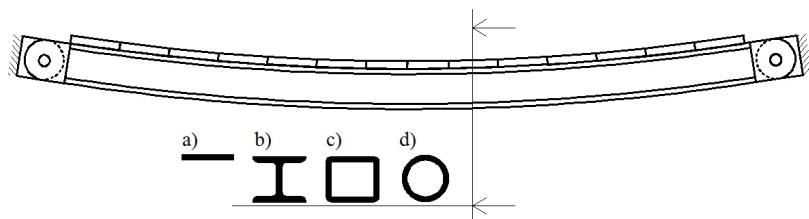
Lankstaus kabamojo lyno skėtimo jėga lygi:

$$H = \frac{(g + p) \cdot L^2}{2 \cdot (h + L \cdot g \alpha)}. \quad (2.5)$$

Kai $\alpha = 0$ skėtimo jėga – $H = (g + p) \cdot L^2 / 2h$. Kai $h = 0$ skėtimo jėga – $H = (g + p) \cdot L^2 / 2 \cdot g \alpha$ arba $H = (g + p) \cdot L^2 / 8f$.

2.4. Vienajuosčių standžialynių kabamųjų tiltų inžinerinis skaičiavimas

Baigtinio lenkiamo standumo konstrukcija – tokia konstrukcija, kuri veikiančias apkrovas perima netik tempimu, bet ir lenkimu. Tokie laikantys elementai, apjungiantys savyje tempiamo bei lenkiamo



2.8 pav. Baigtinio lenkiamojo standumo vienajuosčio konstrukcija:
a) plieninė juosta; b) dvitėjo profilis; c) stačiakampio formos profilis;
d) apvalus profilis.

elementų savybes, efektyviai stabilizuoja pradinę geometrinę formą. Baigtinio lenkiamojo standumo lynai paprastai yra padaryti iš valcuotų ar virintų profilių (2.8 pav.). Baigtinio lenkiamojo standumo lynai yra plačiai taikomi kabamųjų stogų konstrukcijose.

Lenkiamąjį konstrukcijos standumą įvertina liaunumo parametras kL , kuo liaunumo parametras kL didesnis tuo konstrukcija lankstesnė ir atvirkščiai kuo liaunumo parametras kL mažesnis tuo konstrukcija standesnė, t.y. kai $kL \approx 1$, tai konstrukcija standi, o jei $kL \approx 10$ – konstrukcija lanksti.

Vienas iš veiksmingiausių būdų sumažinti kabamojo lyno kinematinės kilmės poslinkius – suteikti jam lenkiamąjį standumą kL , kuris yra lygus:

$$kL = L \cdot \sqrt{\frac{H}{EI}}. \quad (2.6)$$

Vienajuosčio kabamojo tilto su baigtinio lenkiamojo standumo lynais, kai veikia simetrinė apkrova, vertikalų poslinkį, lenkimo momentą galima apskaičiuoti, kaip ir kabamajame tilte su standumo sija.

Vienajuosčio kabamojo tilto supaprastintas inžinerinis skaičiavimo metodas, kai veikia simetrinis apkrovimas, pateiktas žemiau.

Skėtimo jėga standžiam kabamajame elemente apskaičiuojama taip:

$$H = \frac{(g+p) \cdot L^2}{8} - \frac{48 \cdot E \cdot I \cdot \Delta f}{5 \cdot L^2} \cdot (f_0 + \Delta f). \quad (2.7)$$

čia: EI – lenkiamasis lyno standumas; f_0 – pradinis tarpatramio įsvyris; L – tarpatramio ilgis; E – tamprumo modulis; A – skerspjūvio plotas.

Lenkimo momentas, veikiantis laikančiajame elemente, lygus:

$$M \cong \frac{48}{5} \cdot \frac{\Delta f \cdot E \cdot I}{L^2}. \quad (2.8)$$

Laikančiojo elemento ilgis prieš deformaciją:

$$S = L + \frac{8}{3} \cdot \frac{f_0^2}{L}. \quad (2.9)$$

Laikančiojo elemento pailgėjimas:

$$\Delta S_d = \frac{H \cdot L}{E \cdot A}. \quad (2.10)$$

Laikančiojo elemento ilgis po deformacijos:

$$S_1 = L + \frac{8}{3} \cdot \frac{(f_0 + \Delta f)^2}{L}. \quad (2.11)$$

$$\Delta S_g = S_1 - S. \quad (2.12)$$

Vertikalusis poslinkis, lygus:

$$\Delta f \cong \frac{3}{128} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot A \cdot f_0^2}. \quad (2.13)$$

Kabamas vienajuostis tiltas skaičiuojamas priartėjimo būdu. Perskaičiuotas vertikalus poslinkis, lygus:

$$\Delta f^* \cong \frac{3}{128} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot A \cdot (f_0 + \Delta f) f_0} . \quad (2.14)$$

Vertikalaus poslinkio nustatymas kabamojo vienajuosčio tilto ketvirtyje. Skaičiuojamoji schema pateikta 2.9 pav..

Fiktyvus pradinis lyno įsvyris ketvirtyje ($1/4 L$) lygus:

$$f_0^* \cong 0.75 \cdot f_0 ; \quad (2.15)$$

Fiktyvus lyno poslinkis ketvirtyje ($1/4 L$) apskaičiuojamas:

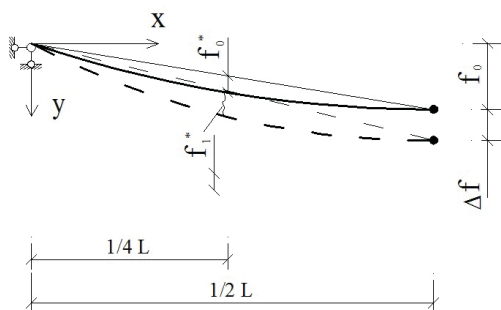
$$f_1^* \cong 0.75 \cdot (f_0 + \Delta f) ; \quad (2.16)$$

Vertikalus lyno poslinkis ketvirtyje ($1/4 L$) yra apskaičiuojamas:

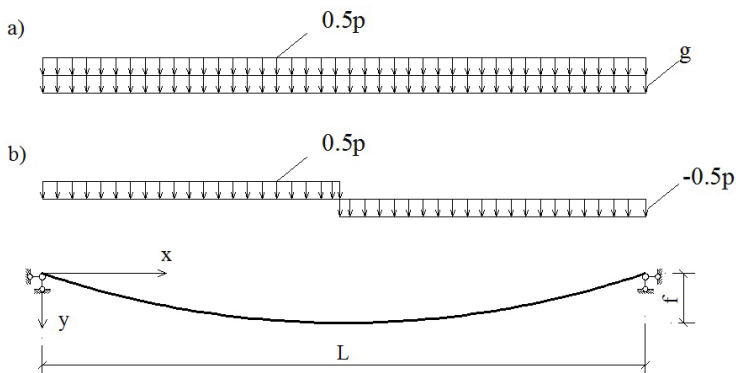
$$\delta \cong f_1^* - f_0^* . \quad (2.17)$$

Vienajuosčio kabamojo tilto su baigtinio lenkiamojo standumo lynais supaprastintas inžinerinis skaičiavimo metodas, kai veikia asimetrinis apkrovimas, pateiktas žemiau. Skaičiuojamoji schema, kai veikia asimetrinis apkrovimas pateiktas 2.10 pav. b).

Skaičiavimas vyksta dviem etapams. Pirmą tariant, kad apkrova $0,5p$ apkrautas visas tarpatramis 2.10 pav. a). Antra pirmą tarpatramio pusę apkraunama $0.5p$, o antra $-0.5p$ 2.10 pav. b).



2.9 pav. Skaičiuojamoji schema



2.10 pav. Vieno tarpatramio kabamosios konstrukcijos skaičiuojamoji schema

Vienajuostis kabamas tiltas pirmame etape yra skaičiuojamas kaip simetriškai apkrautas lynas, t. y. pagal (2.7) – (2.17) formules, tik veikianti simetrinė apkrova yra ne $(p + g)$, o $(0.5p + g)$.

Antras skaičiavimo etapas.

Fiktyvus pradinis lyno įsvyris ketvirtyje $(1/4 L)$ apskaičiuojamas:

$$f_{0.5} = \frac{f_0 + \Delta f}{4}; \quad (2.18)$$

Lyno polinkio kampas apskaičiuojamas:

$$\varphi = \arctg\left(\frac{f_0 + \Delta f}{0.5 \cdot L}\right); \quad (2.19)$$

Vertikalus lyno poslinkis ketvirtyje $(1/4 L)$ lygus:

$$\Delta f_{ket} = \frac{0.375 \cdot (0.5 \cdot p) \cdot (0.5 \cdot L)^4}{16 \cdot f_{0.5}^2 \cdot A \cdot E \cdot \cos^3 \varphi + 28.8 \cdot E \cdot I}; \quad (2.20)$$

Asimetriškai apkrauto lyno vertikalūs poslinkiai ketvirčiuose $(1/4 L$ ir $3/4 L)$ apskaičiuojami pritaikius superpozicijos principą:

$$\Delta f_k \cong \delta + \Delta f_{ket}; \quad (2.21)$$

$$\Delta f_d \cong \delta - \Delta f_{ket}; \quad (2.22)$$

čia: δ – vertikalus lyno poslinkis ketvirtyje, kai veikia $(0.5p + g)$ apkrova, t. y. gautas pirmajame skaičiavimo etape.

2.5. Vienajuosčių kabamųjų tiltų pradinės formos stabilizavimas ir racionalūs parametrai

Kaip buvo minėta, kabamojo vienajuosčio elemento elgsena yra netiesinė, todėl sunku numatyti jo deformavimąsi, kuriam didelę įtaką turi pradinis lyno įsvyris (f_0), lyno skerspjūvio plotas (A) ir lyno lenkiamasis standumas (EI).

Dažnai renkant laikančiojo elemento skerspjūvį taikomas paieškos būdas – priimant skerspjūvį ir patikrinant ar jis tenkina stiprumo bei standumo reikalavimus. Tačiau toks projektavimas nėra pakankamai efektyvus, negarantuoja kad priimtas skerspjūvis bus racionaliausias. Taigi, skaičiuojant ir analizuojant pagrindinį vienajuostės konstrukcijos laikantįjį elementą svarbu parinkti galimai racionaliausią skerspjūvį. Racionaliausias – tai mažiausio skerspjūvio ploto elementas tenkiantis visus stiprumo bei standumo reikalavimus.

Racionalų skerspjūvio plotą ir aukštį galima apskaičiuoti taip:

$$A \geq \frac{H}{f_{y,d}} \left(1 + \frac{e}{2 \cdot \alpha^2 \cdot h_c} \right); \quad (2.23)$$

$$h_c = \sqrt{\left(\frac{e}{4 \cdot \alpha^2} \right)^2 + \frac{f_{y,d}}{k^2 \cdot E \cdot \alpha^2}} - \left(\frac{e}{4 \cdot \alpha^2} \right)^2; \quad (2.24)$$

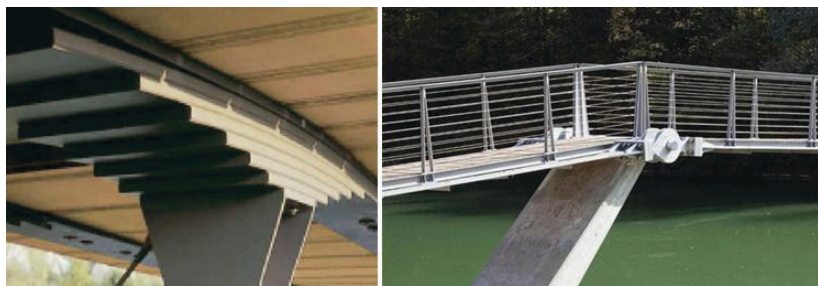
čia: A – racionalus skerspjūvio plotas; h_c – racionalus skerspjūvio aukštis; α – skerspjūvio formos koeficientas; f_y – plieno stipris pagal

takumo ribą; E – tamprumo modulis; $e = m_{\max}/H$ – ekscentricitetas; $m_{\max}$ – lenkimo momentas elemente; k – elemento liaunumo koeficientas.

2.6. Daugiaatramiai vienajuosčiai kabamieji tiltai, jų konstravimas ir skaičiavimas

Pastaruoju metu yra taikomi ir daugiaatramiai vienajuosčių tiltai (2.12 pav.). Tokių tiltų konstrukcijų elgsena tampa sudėtingesnė. Daugiaatramiai vienajuosčiai yra nekarpyti ir karpyti (2.11 pav.).

Didelis dėmesys turi būti skirtas juostos geometrinei formai, jos įtvirtinimui į pamatus (atraminiui mazgui) ir vidurinei atramai. Tempiami elementai gali būti baigtinio lenkiamojo standumo, dėl didelio lenkimo momento nuo dinaminės apkrovos ciklo ir didelės tempimo jėgos kombinacijos metalas silpnėja dėl nuovargio. Šitose zonose tempiami elementai turi būti sustiprinami iki minimalių lenkimo įtempimų. Vienajuosčio su plieninėmis juostomis, lenkimo įtempimai gali



2.11 pav. Daugiaatramių vienajuosčių tarpinė atrama



2.12 pav. Daugiaatramiai vienajuosčiai

būti sumažinti įrengiant apvalų balną, kuris visada kontroliuos juostos šioje zonoje išvyrį (įlinkį). Visada yra ieškomas optimalus juostos įlinkis, forma atsižvelgiant į apkrovos kitimą (derinius). Balno spindulys parenkamas užtikrinant, kad įtempimai juostoje, dėl nuovargio, būtų mažesni už ribinius (įtempimus) ir kad įtempimai išliktų mažesni nei laikomoji galia. [Schlaich M., Baus U. 2007]

Virš balno, veikia tempimo įtempimai σ_S (yra randami tarpatramio viduryje) ir lenkimo įtempimai σ_M . Suminiai įtempimai σ vienajuosčio balne, kurio plotis b ir aukštis h yra lygūs:

$$\sigma = \sigma_S + \sigma_M, \quad (2.26)$$

kur:

$$\sigma_H = \frac{S}{A} = \frac{H}{b \cdot h} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f \cdot b \cdot h}, \quad (2.27)$$

Lenkimo momento įtempimai lygūs:

$$\sigma_M = \frac{M}{W} = \frac{M \cdot \frac{h}{2}}{I} = \frac{E \cdot h}{2 \cdot R}, \quad (2.28)$$

Lenkimo įtempimai σ_M yra (atsiranda) lenkimo momentas, kaip rezultatas dėl juostos kreivio ties balnu. Kreivis yra netiesiogiai proporcingas balno spinduliui.

Juostos kreivis lygus:

$$\kappa = \frac{M}{E \cdot I} = \frac{1}{R}, \quad (2.29)$$

čia: A – skerspjūvio plotas; E – medžiagos tamprumo modelis; I – skerspjūvio inercijos momentas; W – skerspjūvio inercijos momentas; R – balno spindulys.

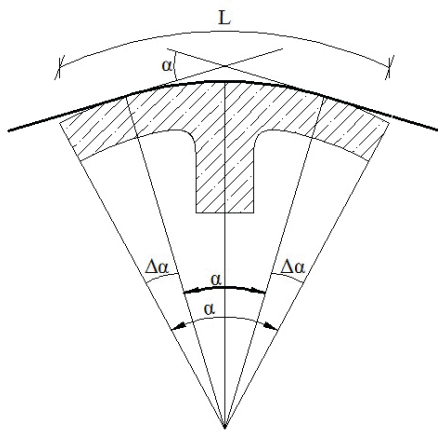
Kaip matyti iš aukščiau pateiktų formulų, kad lenkimo momento įtempimai yra netiesiogiai proporcingi balno spinduliui ir tiesiogiai

proporcingi juostos aukščiui (storiui). Siekiant sumažinti lenkimo įtempimus, tai balno spindulys turėtų būti kiek įmanoma didesnis atsižvelgiant į juostos storį ir įmanomą (leistiną) įlinkį. Reikalingą balno spindulį sąlygoja medžiagos stipris $f_{y,d}$, priklausomai nuo įlinkio, juostos storio ir pločio, apkrovos ir tarpatramio:

$$R = 4 \cdot E \cdot h^2 \cdot f \cdot \left(\frac{b}{8 \cdot f_{y,d} \cdot f \cdot b \cdot h} - q \cdot l^2 \right), \quad (2.30)$$

Didelis medžiagos (plieno) stiprio privalumas yra akivaizdus iš aukščiau pateiktų lygčių. Nedidelio statybinio aukščio (plona) juosta iš didelio stiprio medžiagos gali atlaikyti didelius įtempimus. Švinas mažina lenkimo įtempimus ir balno dydį. 2.13 paveiksle parodytas reikalingas balno dydis atsižvelgiant į juostos konstrukciją ir lenkimo įtempimų dydį.

Balno ilgį reikia parinkti taip, kad juosta, veikiant kintamoms apkrovoms, niekada nepasiektų balno kraštų ir būtų išvengta susilenkimo. Reikalingas balno ilgis yra:



2.13 pav. Balno formos vidurinė atrama

$$L = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot \alpha}{360}, \quad (2.31)$$

čia: $\alpha = \alpha_{statinė} + 2 \cdot \Delta\alpha$

$\Delta\alpha$ – balno kampų kaita atsižvelgiant į dinaminių apkrovų įtaką ir konstrukcijos techninį nuokrypį.

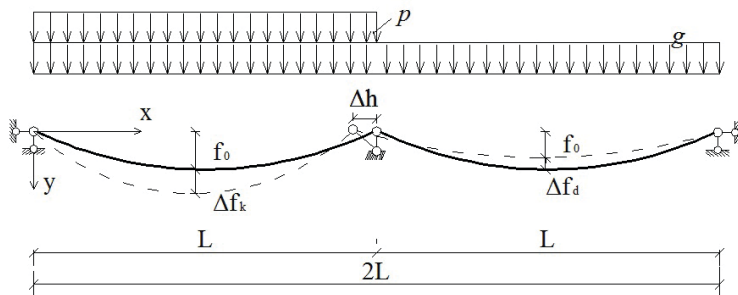
Lankstaus dviejų tarpatramių vienajuosčių kabamųjų tiltų skaičiavimas

Skaičiuojant dviejų tarpatramių vienajuosčių kabamąjį tiltą, kaip ir skaičiuojant vieno tarpatramio tiltą, daroma prielaida, kad jo laikantysis lynas yra absoliučiai lankstus. Vienajuosčio tilto kinematinė poslinkių analizei parengta inžinerinė (apytikslė) skaičiavimo metodika. Skaičiuojamoji schema pateikta 2.14 pav.

Vidurinės atramos horizontalus kinematinis poslinkis randamas iš kabamojo lyno ilgių pusiausvyros sąlygos ($s_k = s_d$):

$$\Delta h = \frac{4}{3 \cdot L} \left[(f_0 + \Delta f_k)^2 - (f_0 + \Delta f_d)^2 \right]. \quad (2.32)$$

čia: L – tarpatramio ilgis; f_0 – pradinis tarpatramio išvyris; Δf_k – vertikalus kinematinis poslinkis pirmo (kairiojo) tarpatramio viduryje; Δf_d – vertikalus kinematinis poslinkis antro (dešiniojo) tarpatramio viduryje.



2.14 pav. Dviejų tarpatramių karpytosios konstrukcijos skaičiuojamoji schema, kai asimetrinė apkrova

Pirmo (kairiojo) ir antro (dešiniojo) tarpatramių ilgiai esant asimetriniam apkrovimui yra lygūs:

$$s_k = L - \Delta h + \frac{8}{3} \frac{(f_0 + \Delta f_k)^2}{L}. \quad (2.33)$$

$$s_d = L + \Delta h + \frac{8}{3} \frac{(f_0 + \Delta f_d)^2}{L}. \quad (2.34)$$

Skėtimo jėga veikianti pirmame (kairiajame) tarpatramyje:

$$H_k = \frac{(p + g) \cdot L^2}{8 \cdot (f_0 + \Delta f_k)}. \quad (2.35)$$

čia: p – laikinoji apkrova; g – nuolatinė apkrova.

Skėtimo jėga veikianti antrame (dešiniajame) tarpatramyje:

$$H_d = \frac{g \cdot L^2}{8 \cdot (f_0 + \Delta f_d)}. \quad (2.36)$$

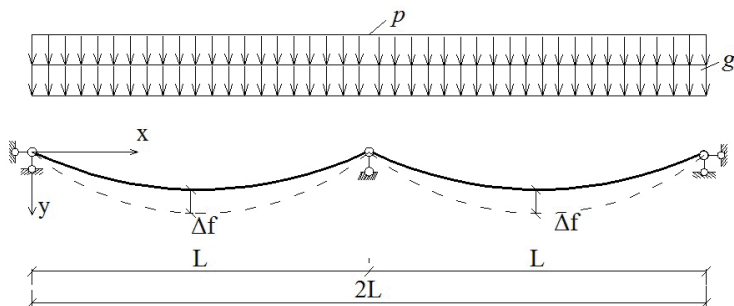
Pirmojo (kairiojo) tarpatramio vertikalus kinematinis poslinkis apskaičiuojamas iš skėtimo jėgų pusiausvyros sąlygos ($H_k = H_d$):

$$\Delta f_k = -f_0 + \frac{(p + g) \cdot (f_0 + \Delta f_d)}{g}. \quad (2.37)$$

Pasitelkus geometrines lygtis nustatomas antrojo (dešiniojo) tarpatramio vertikalus kinematinis poslinkis:

$$\Delta f_d = -f_0 + \frac{g \cdot \sqrt{f_0^2 + \frac{3}{8} \cdot L \cdot \Delta h}}{(p + g)}. \quad (2.38)$$

Žinome, kad bendruosius (suminius) lyno poslinkius sudaro kinematiniai ir tamprieji poslinkiai. Kinematiniai poslinkiai aptarti aukščiau. Tampriuosius poslinkius sukelia lyno pailgėjimas veikiant



2.15 pav. Dviejų tarpatramių karpytosios konstrukcijos skaičiuojamoji schema, kai simetrinė apkrova

skėtimo jėgai. Vienajuosčio tilto bendrųjų poslinkių analizei, kai yra simetrinis 2.15 pav. ir asimetrinis 2.14 pav. apkrovimas, parengta inžinerinė (apytiksliai) skaičiavimo metodika.

Bendriesiems poslinkiams nustatyti pasitelksime žinomą deformacijų darnos lygtį:

$$\Delta s_g - \Delta s_k = 0, \quad (2.39)$$

kur:

$$\Delta s_g = s_1 - s_{k1}, \quad (2.40)$$

$$\Delta s_k = \frac{H \cdot L}{E \cdot A}. \quad (2.41)$$

čia: s_1 – lyno ilgis po tampraus deformavimosi; s_{k1} – lyno ilgis prieš tamprųjų deformavimąsi; H – lyno skėtimo jėga; E – lyno tamprumo modelis; A – lyno skerspjūvio plotas.

Lyno ilgis prieš tamprųjų deformavimąsi s_{k1} randamas:

$$s_{k1} = L + \frac{8 \cdot f_0^2}{3 \cdot L}, \quad (2.42)$$

Lyno ilgis po tampraus deformavimąsi s_1 apskaičiuojamas:

$$s_1 = L + \frac{8 \cdot (f_0 + \Delta f_e)^2}{3 \cdot L}, \quad (2.43)$$

Pasitelkus (2.39)–(2.43) formules gausime išraišką bendriesiems lyno poslinkiams tarpatramio viduryje nustatyti:

$$\Delta f_e^2 + 2f_0 \cdot \Delta f_e - \frac{3 \cdot H \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot A} = 0, \quad (2.44)$$

kur, skėtimo jėga yra:

$$H = \frac{(g + p) \cdot L^2}{8 \cdot (f_0 + \Delta f)}, \quad (2.45)$$

čia: Δf – bendrasis poslinkis tarpatramio viduryje.

Į (2.44) įstatę (2.45) formulę, gauname trečiojo laipsnio lygtį bendriesiems poslinkiams tarpatramio viduryje skaičiuoti:

$$\Delta f_{el}^3 + 3f_0 \cdot \Delta f_{el}^2 + 2f_0^2 \cdot \Delta f_{el} - \frac{3(g + p) \cdot L^4}{64 \cdot E \cdot A} = 0, \quad (2.46)$$

Nagrinėjami du asimetrinio apkrovimo atvejai: pirmas, kai laikinąją apkrova apkrautas visas pirmas tarpatramis (2.14 pav.) ir antras, kai apkrauta pusė pirmojo tarpatramio (2.16 pav.).

Pirmo asimetrinio apkrovimo atveju.

Pirmo asimetrinio apkrovimo atveju bendriesiems poslinkiams nustatyti pasitelksime aukščiau pateiktą deformacijų darnos lygtį (2.39). Lyno ilgis prieš tamprųjį deformavimąsi apskaičiuojama pagal (2.42) formulę.

Lyno ilgis po tampraus deformavimąsi s_1 yra lygus:

$$s_1 = L - \Delta h + \frac{8 \cdot (f_0 + \Delta f_e)^2}{3 \cdot (L - \Delta h)}, \quad (2.47)$$

čia: Δh – vidurinės atramos horizontalus poslinkis.

Pasitelkiant (2.39)–(2.42) ir (2.47) išraiškas gausime lygtį bendriesiems lyno poslinkiams tarpatramio viduryje nustatyti:

$$\Delta f_k^2 + 2 \cdot f_0 \cdot \Delta f_k - 0.375 \cdot \Delta h \cdot L - \frac{H \cdot L^2 \cdot 3}{E \cdot A \cdot 8} = 0, \quad (2.48)$$

kur, pirmo (kairiojo) ir antro (dešiniojo) tarpatramio skėtimo jėgos yra:

$$H_k = \frac{(g + p) \cdot L^2}{8 \cdot (f_0 + \Delta f_k)}, \quad (2.49)$$

$$H_d = \frac{g \cdot L^2}{8 \cdot (f_0 + \Delta f_d)}. \quad (2.50)$$

čia: H_k ir H_d – skėtimo jėga veikianti pirmame (kairiajame) ir antrame (dešiniajame) tarpatramyje; Δf_k ir Δf_d – bendrasis poslinkis pirmojo ir antrojo tarpatramio viduryje.

Į (2.48) atitinkamai įstatę (2.49) ir (2.50) formulę, gauname trečiojo laipsnio (kubinę) lygtį poslinkiui tarpatramio viduryje apskaičiuoti:

$$\begin{aligned} &\Delta f_k^3 + 3f_0 \cdot \Delta f_k^2 + 2f_0^2 \cdot \Delta f_k - 0.375 \cdot L \cdot \Delta h \cdot \Delta f_k - \\ &- 0.375 \cdot L \cdot \Delta h \cdot f_0 - \frac{3 \cdot (g + p) (L - \Delta h)^2 \cdot L^2}{64 \cdot E \cdot A} = 0, \end{aligned} \quad (2.51)$$

$$\begin{aligned} &\Delta f_d^3 + 3f_0 \cdot \Delta f_d^2 + 2f_0^2 \cdot \Delta f_d + 0.375 \cdot L \cdot \Delta h \cdot \Delta f_d + \\ &+ 0.375 \cdot L \cdot \Delta h \cdot f_0 - \frac{3 \cdot g \cdot (L + \Delta h)^2 \cdot L^2}{64 \cdot E \cdot A} = 0. \end{aligned} \quad (2.52)$$

Iš (4.53) atėmus (4.54) formulę randamas vidurinės atramos horizontalusis poslinkis Δh :

$$s_0 = s_k - \Delta s_{k,k}, \quad (2.53)$$

$$s_0 = s_d - \Delta s_{k,d}, \quad (2.54)$$

$$\Delta h = \frac{4}{3L} \cdot \left((f_0 + \Delta f_k)^2 - (f_0 + \Delta f_d)^2 \right) - \frac{(g + p) \cdot L^3}{16(f_0 + \Delta f_k) \cdot EA} + \frac{g \cdot L^3}{16(f_0 + \Delta f_d) \cdot EA}. \quad (2.55)$$

Šiuolaikiniais matematiniais operatoriais ar matematinio programavimo operatoriais (*Mathcad*, *Maple*, *Matlab* ir kt.) išspręsti trečiojo laipsnio lygtį nėra sudėtinga. Žinoma, kad nesinaudojant šiuolaikinėmis programomis išspręsti trečiojo laipsnio lygtį yra pakankamai sudėtinga.

Iš (2.48) lygties atsižvelgiant į (2.19) galima gauti supaprastintą (apytikslę) formulę bendrajam poslinkiui apskaičiuoti pirmojo tarpatriamio viduryje:

$$\Delta f_k = -f_0 + \sqrt{f_0^2 + 0.375L \cdot \Delta h \cdot f_0 + \frac{3(g + p)(L - \Delta h)^2 L^2}{64 \cdot E \cdot A}}, \quad (2.56)$$

Iš skėtimo jėgų pusiausvyros sąlygos ($H_k = H_d$) apskaičiuojame bendrąjį poslinkį antrojo tarpatriamio viduryje:

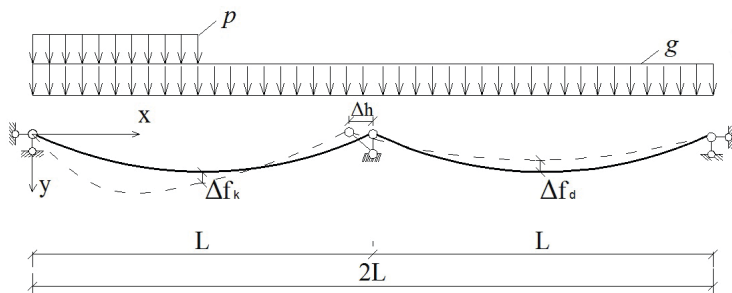
$$\Delta f_d = -f_0 + \frac{g \cdot (f_0 + \Delta f_k) \cdot (L + \Delta h)^2}{(p + g) \cdot (L - \Delta h)^2}. \quad (2.57)$$

Vidurinės atramos horizontalus poslinkis skaičiuojamas pagal (2.55) formulę.

Antro asimetrinio apkrovimo atveju.

Antro asimetrinio apkrovimo atveju (2.16 pav.) bendriesiems poslinkiams nustatyti, naudosime aukščiau pateiktą deformacijų darnos lygtį (2.39). Lyno ilgis prieš tamprųjų deformavimąsi apskaičiuojama pagal (2.42) formulę.

Lyno ilgis po tampraus deformavimąsi s_1 yra lygus:



2.16pav. Dviejų tarpatramių karpytosios konstrukcijos skaičiuojamoji schema, kai antras asimetrinės apkrovos atvejas

$$s_1 = L - \Delta h + \frac{8 \cdot (f_{k1} + \Delta f_{el})^2}{3 \cdot L \cdot \psi} \quad (2.58)$$

čia: ψ – koeficientas, kuris lygus $\psi = \frac{1 + \gamma + \gamma^2 / 4}{1 + \gamma + 5\gamma^2 / 16}$.

Pasitelkiant (2.39)–(2.42) ir (2.58) išraiškas gausime lygtį bendriesiems lyno poslinkiams tarpatramio viduryje nustatyti:

$$\Delta f_{el}^2 + 2 \cdot f_0 \cdot \Delta f_{el} - 0.375 \cdot \Delta h \cdot L \cdot \psi - \frac{3 \cdot H \cdot L^2 \cdot \psi}{8 \cdot E \cdot A} = 0, \quad (2.59)$$

kur, pirmo (kairiojo) tarpatramio skėtimo jėga yra lygi:

$$H_k = \frac{g \cdot \left(\frac{\gamma}{2} + 1 \right) \cdot L^2}{8 \cdot (f_0 + \Delta f_k)}, \quad (2.60)$$

Antrojo (dešiniojo) tarpatramio skėtimo jėga apskaičiuojama pagal (2.50) formulę.

Į (2.59) atitinkamai įstatę (2.60) ir (2.50) formulę, gauname trečiojo laipsnio (kubinę) lygtį bendriesiems poslinkiams tarpatramių viduryje skaičiuoti:

$$\Delta f_k^3 + 3 \cdot f_0 \cdot \Delta f_k^2 + 2 \cdot f_0^2 \cdot \Delta f_k - 0.375 \cdot \psi \cdot L \cdot \Delta h \cdot \Delta f_k - 3 \cdot g \cdot \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) \cdot L^4 \cdot \psi - 0.375 \cdot \psi \cdot L \cdot \Delta h \cdot f_0 - \frac{3 \cdot g \cdot L^4}{64 \cdot EA} = 0 \quad (2.61)$$

$$\Delta f_d^3 + 3 \cdot f_0 \cdot \Delta f_d^2 + 2 \cdot f_0^2 \cdot \Delta f_d + 0.375 \cdot L \cdot \Delta h \cdot \Delta f_d + 0.375 \cdot L \cdot \Delta h \cdot f_0 - \frac{3 \cdot g \cdot L^4}{64 \cdot EA} = 0 \quad (2.62)$$

Vidurinės atramos horizontalusis poslinkis gaunamas iš (2.53) atėmus (2.54) formulę:

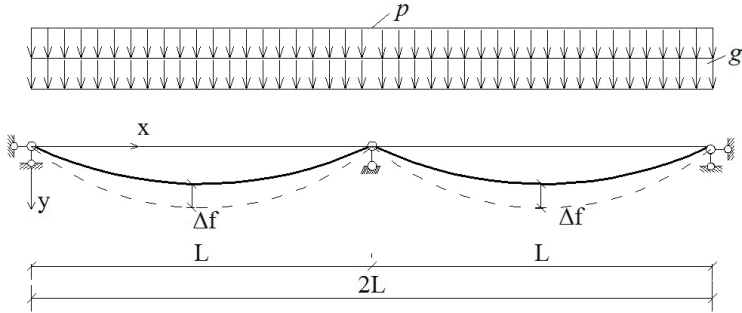
$$\Delta h = \frac{4}{3L} \cdot \left(\frac{(f_0 + f_k)^2}{\psi} - (f_0 + f_d)^2 \right) - \frac{g \cdot \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) \cdot L^3}{16(f_0 + f_k) \cdot EA} + \frac{g \cdot L^3}{16(f_0 + f_d) \cdot EA} \quad (2.63)$$

Lankstus dviejų tarpatramių kombinuoto vienajuosčių kabamųjų tiltų skaičiavimas

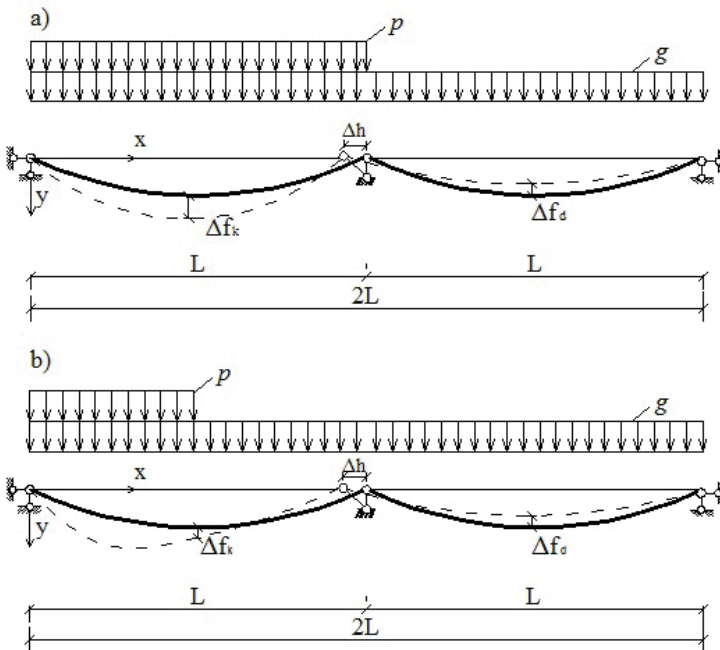
Dviejų tarpatramių karpyta kombinuota konstrukcija tai dviejų tarpatramių karpytas vienajuostis, kurio atramos sujungtos temple. Temple tai tiesus, vientiso skerspjūvio ploto, plieninis ryšys, kurio $E \approx 0$. Kombinuotos konstrukcijos schema pateikta 2.17 pav.

Kombinuotos dviejų tarpatramių konstrukcijos laikantysis lynas, esant simetriniai apkrovai, įsvyra t.y. lyno įsvyris lygus $f_0 + \Delta f$. Temple, kai simetrinė apkrova, neturi įtakos kombinuotos konstrukcijos bendriesiems poslinkiams, todėl dviejų tarpatramių kombinuoto vienajuosčio skėtimo jėgą ir bendruosius poslinkius galima skaičiuoti pagal 2.45–2.46 formules.

Kombinuoto vienajuosčio konstrukcinė schema, kai asimetrinis apkrovimas pateiktas 2.18 pav. Kadangi veikiant asimetriniai apkrovai



2.17pav. Dviejų tarpatramių karpytosios kombinuotos konstrukcijos skaičiuojamoji schema, kai simetrinė apkrova



2.18pav. Dviejų tarpatramių karpytosios kombinuotos konstrukcijos skaičiuojamoji schema, kai asimetrinė apkrova: a) pirmas asimetrinio apkrovimo atvejas; b) antras asimetrinio apkrovimo atvejas.

pirmojo tarpatramio templė išklumpa – tampa neveiksni, o antrojo tarpatramio templė yra tempiama, tai kad abi templės dirbtų kartu jos yra išanksto įtempiamos.

Nagrinėjami du asimetrinio apkrovimo atvejai: pirmas, kai laikinąją apkrova apkrautas visas pirmasis tarpatramis (2.18 pav. a)) ir antras, kai apkrauta pusė pirmojo tarpatramio (2.18 pav. b)).

Pirmo asimetrinio apkrovimo atveju.

Pirmo (kairiojo) ir antro (dešiniojo) tarpatramių skėtimo jėgos yra:

$$H_k = \frac{g \cdot (L + \Delta h)^2}{8 \cdot (f_0 + \Delta f_d)} + \frac{2 \cdot \Delta h \cdot E_t \cdot A_t}{L}, \quad (2.64)$$

$$H_d = \frac{(g + p) \cdot (L - \Delta h)^2}{8 \cdot (f_0 + \Delta f_k)} - \frac{2 \cdot \Delta h \cdot E_t \cdot A_t}{L}. \quad (2.65)$$

čia: H_k ir H_d – skėtimo jėga veikianti pirmame (kairiajame) ir antrame (dešiniajame) vienajuosčio tarpatramyje; E_t – templės tamprumo modelis; A_t – templės skerspjūvio plotas.

Templės skėtimo jėga yra lygi:

$$H_t = H_k - H_d \quad (2.66)$$

Į 2.44 formulę įstatę pirmojo tarpatramio skėtimo jėgų išraišką ir atlikę algebrinius veiksmus gauname antrojo laipsnio (kvadratinę) lygtį pirmo tarpatramio viduryje bendriesiems poslinkiams skaičiuoti:

$$\Delta f_k^2 + 2f_0 \cdot \Delta f_k - 0.375 \cdot L \cdot \Delta h - \frac{3 \cdot g \cdot (L + \Delta h)^2 L^2 + 48 \cdot \Delta h \cdot E_t \cdot A_t (f_0 + \Delta f_d) L}{(f_0 + \Delta f_d) E \cdot A} = 0, \quad (2.67)$$

čia: E – vienajuosčio tamprumo modelis; A – vienajuosčio skerspjūvio plotas.

Iš skėtimo jėgų pusiausvyros ($H_k = H_d$) gauname lygtį antro tarpatramio viduryje bendriesiems poslinkiams skaičiuoti:

$$\Delta f_d = -f_0 + \frac{g \cdot (L + \Delta h)^2 \cdot (f_0 + \Delta f_k) \cdot L}{(g + p)(L - \Delta h)^2 L - 16\Delta h \cdot E_t A_t (f_0 + \Delta f_k)}. \quad (2.68)$$

Vidurinės atramos horizontalusis poslinkis gaunamas iš (2.53) atėmus (2.54) formulę:

$$\Delta h = \frac{4}{3L} \cdot \left((f_0 + \Delta f_k)^2 - (f_0 + \Delta f_d)^2 \right) - \frac{g \cdot L^3}{16(f_0 + \Delta f_d) \cdot EA} + \frac{16\Delta h \cdot E_t A_t (f_0 + \Delta f_d)}{16(f_0 + \Delta f_d) EA} + \frac{(g + p)L^3 - 16\Delta h \cdot E_t A_t (f_0 + \Delta f_k)}{16(f_0 + \Delta f_k) EA}. \quad (2.69)$$

Antro asimetrinio apkrovimo atveju.

Pirmo (kairiojo) tarpatramio skėtimo jėga apskaičiuojama pagal (2.64) formulę. Antro (dešiniojo) tarpatramio skėtimo jėga yra lygi:

$$H_d = \frac{g \cdot \left(1 + \frac{\gamma}{2} \right) \cdot (L - \Delta h)^2}{8 \cdot (f_0 + \Delta f_k)} - \frac{2 \cdot \Delta h \cdot E_t \cdot A_t}{L}. \quad (2.70)$$

Į 2.59 įstatę 2.70 formulę, gauname antrojo laipsnio (kvadratinę) lygtį pirmo tarpatramio viduryje bendriesiems poslinkiams skaičiuoti:

$$\Delta f_k^2 + 2f_0 \cdot \Delta f_k - 0.375 \cdot L \cdot \Delta h \cdot \psi - \frac{3g(L + \Delta h)^2 L^2 \psi + 48\Delta h \cdot E_t A_t (f_0 + \Delta f_d) L \psi}{64(f_0 + \Delta f_d) E \cdot A} = 0, \quad (2.71)$$

Iš skėtimo jėgų pusiausvyros ($H_k = H_d$) gauname lygtį antro tarpatramio viduryje bendriesiems poslinkiams skaičiuoti:

$$\Delta f_d = -f_0 + \frac{g \cdot (L + \Delta h)^2 \cdot (f_0 + \Delta f_k) \cdot L}{g \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) (L - \Delta h)^2 L - 16 \Delta h E_t A_t (f_0 + \Delta f_k)} \quad (2.72)$$

Vidurinės atramos horizontalusis poslinkis gaunamas iš (2.53) atėmus (2.54) formulę:

$$\Delta h = \frac{4}{3L} \cdot \left(\frac{(f_0 + \Delta f_k)^2}{\psi} - (f_0 + \Delta f_d)^2 \right) - \frac{g \cdot L^3}{16(f_0 + \Delta f_d) \cdot EA} -$$

$$+ \frac{16 \Delta h \cdot E_t A_t (f_0 + \Delta f_d)}{16(f_0 + \Delta f_d) EA} + \frac{g \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) L^3 - 16 \Delta h \cdot E_t A_t (f_0 + \Delta f_k)}{16(f_0 + \Delta f_k) EA} \quad (2.73)$$

Baigtinio lenkiamojo standumo dviejų tarpatramių vienajuosčių kabamųjų tiltų skaičiavimas

Vienajuosčio tilto bendrųjų poslinkių skaičiavimas pagal inžinerinę (apytikslį) skaičiavimo metodiką, kai veikia simetrinė apkrova. Skaičiuojamoji schema pateikta 2.15 pav..

Tarpatramių skėtimo jėgos yra lygios:

$$H = \frac{\frac{(p + g) \cdot L^2}{8} - \frac{48 \cdot EI \cdot \Delta f}{5 \cdot L^2}}{(f_0 + \Delta f)} \quad (2.74)$$

Į žinomą deformacijų darnos lygtį įstačius (2.74) formulę, gauname trečiojo laipsnio lygtį bendriesiems poslinkiams tarpatramio viduryje skaičiuoti:

$$\Delta f_{el}^3 + 3f_0 \cdot \Delta f_{el}^2 + 2f_0^2 \cdot \Delta f_{el} - \frac{15(g + p) \cdot L^4 - 1152 \cdot EI \cdot \Delta f}{320 \cdot E \cdot A} = 0, \quad (2.75)$$

Nagrinėjami du asimetrinio apkrovimo atvejai: pirmas, kai laikinąją apkrova apkrautas visas pirmas tarpatramis (2.14 pav.) ir antras, kai apkrauta pusė pirmojo tarpatramio (2.16 pav.).

Pirmas asimetrinio apkrovimo atvejas.

Skėtimo jėga veikianti pirmame (kairiajame) ir antrame (dešiniajame) tarpatramyje yra lygi:

$$H_k = \frac{\frac{(p+g) \cdot L^2}{8} - \frac{48 \cdot EI \cdot \Delta f_k}{5 \cdot L^2}}{(f_0 + \Delta f_k)}. \quad (2.76)$$

$$H_d = \frac{\frac{g \cdot L^2}{8} - \frac{48 \cdot EI \cdot \Delta f_d}{5 \cdot L^2}}{(f_0 + \Delta f_d)}. \quad (2.77)$$

Į (2.44) atitinkamai įstatę (2.76) ir (2.77) formules, gauname trečiojo laipsnio (kubinę) lygtį bendrajam poslinkiui skaičiuoti:

$$\begin{aligned} & \Delta f_k^3 + 3f_0 \cdot \Delta f_k^2 + 2f_0^2 \cdot \Delta f_k - 0.375L \cdot \Delta h \cdot \Delta f_k - 0.375L \cdot \Delta h \cdot f_0 - \\ & - \frac{15(g+p)(L-\Delta h)^2 \cdot L^2 - 1152EI \cdot \Delta f_k}{320 \cdot E \cdot A} = 0, \end{aligned} \quad (2.78)$$

$$\begin{aligned} & \Delta f_d^3 + 3f_0 \cdot \Delta f_d^2 + 2f_0^2 \cdot \Delta f_d + 0.375L \cdot \Delta h \cdot \Delta f_d + 0.375L \cdot \Delta h \cdot f_0 - \\ & - \frac{15 \cdot g \cdot (L + \Delta h)^2 \cdot L^2 - 1152EI \cdot \Delta f_r}{320 \cdot E \cdot A} = 0. \end{aligned} \quad (2.79)$$

Vidurinės atramos horizontalusis poslinkis gaunamas iš (2.53) atėmus (2.54) formulę:

$$\Delta h = \frac{4}{3L} \cdot \left((f_0 + \Delta f_k)^2 - (f_0 + \Delta f_d)^2 \right) - \frac{5(g+p) \cdot L^4 - 384EI \cdot \Delta f_k}{80 \cdot L \cdot (f_0 + \Delta f_k) \cdot EA} + \frac{5g \cdot L^4 - 384EI \cdot \Delta f_d}{80L \cdot (f_0 + \Delta f_d) \cdot EA}. \quad (2.80)$$

Siekiant patikslinti bendrojo poslinkio skaičiavimą antrojo tarpatriamio viduryje, siūloma konstrukcijos bendrąjį poslinkį (antrojo tarpatriamio viduryje) skaičiuoti:

$$\Delta f_d = \frac{5g(f_0 + \Delta f_k)(L + \Delta h)^4 - 5(p+g)(L - \Delta h)^4 f_0}{384 \cdot E \cdot I \cdot f_0 + 5 \cdot (p+g)(L - \Delta h)^4} + \frac{384 \cdot E \cdot I \cdot f_0 \cdot \Delta f_k}{384 \cdot E \cdot I \cdot f_0 + 5 \cdot (p+g)(L - \Delta h)^4}, \quad (2.81)$$

$$\Delta f_k = \frac{5(g+p)(f_0 + \Delta f_d)(L - \Delta h)^4 - 5g(L + \Delta h)^4 f_0}{384 \cdot E \cdot I \cdot f_0 + 5 \cdot g(L + \Delta h)^4} + \frac{384 \cdot E \cdot I \cdot f_0 \cdot \Delta f_d}{384 \cdot E \cdot I \cdot f_0 + 5 \cdot g(L + \Delta h)^4}. \quad (2.82)$$

(2.81) ir (2.82) formulės gautos iš baigtinio lenkiamo standumo konstrukcijos skėtimo jėgų pusiausvyros sąlygos ($H_k = H_d$).

Lenkimo momentas veikiantis pirmame (kairiajame) ir antrame (dešiniajame) tarpatriamio viduryje yra lygūs:

$$M_k = \frac{48}{5} \frac{EI \cdot \Delta f_k}{L^2}, \quad (2.83)$$

$$M_d = \frac{48}{5} \frac{EI \cdot \Delta f_d}{L^2}. \quad (2.84)$$

Antro asimetrinio apkrovimo atveju.

Skėtimo jėga veikianti pirmame (kairiajame) tarpatramyje apskaičiuojama:

$$H_k = \frac{g \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) (L - \Delta h)^2}{8} - \frac{48 \cdot EI \cdot \Delta f_k}{5 \cdot L^2}, \quad (2.85)$$

Antrojo tarpatramio skėtimo jėga randama iš (2.77) formulės.

Į (2.59) atitinkamai įstatę (2.85) ir (2.77) formulę, gauname trečiojo laipsnio (kubinę) lygtį pirmo tarpatramio bendrajam poslinkiui skaičiuoti:

$$\Delta f_k^3 + 3f_0 \Delta f_k^2 + 2f_0^2 \Delta f_k - 0.375L \cdot \Delta h \cdot \psi \cdot \Delta f_k - 0.375L \cdot \Delta h \cdot \psi \cdot f_0 -$$

$$\frac{15g \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) (L - \Delta h)^2 \cdot L^2 \cdot \psi - 1152EI \cdot \Delta f_k \cdot \psi}{320 \cdot E \cdot A} = 0, \quad (2.86)$$

Antrojo tarpatramio viduryje, bendrieji poslinkiai randami iš skėtimo jėgų pusiausvyros sąlygos ($H_k = H_d$):

$$\Delta f_d = \frac{5g(f_0 + \Delta f_k)(L + \Delta h)^4 - 5g \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) (L - \Delta h)^4 f_0}{384 \cdot E \cdot I \cdot f_0 + 5 \cdot g \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) (L - \Delta h)^4} +$$

$$+ \frac{384 \cdot E \cdot I \cdot f_0 \cdot \Delta f_k}{384 \cdot E \cdot I \cdot f_0 + 5 \cdot g \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) (L - \Delta h)^4},$$

$$\Delta f_d = \frac{5g(f_0 + \Delta f_k)(L + \Delta h)^4 - 5g \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) (L - \Delta h)^4 f_0}{384 \cdot E \cdot I \cdot f_0 + 5 \cdot g \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) (L - \Delta h)^4} +$$

$$+ \frac{384 \cdot E \cdot I \cdot f_0 \cdot \Delta f_k}{384 \cdot E \cdot I \cdot f_0 + 5 \cdot g \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) (L - \Delta h)^4}, \quad (2.87)$$

Vidurinės atramos horizontalusis poslinkis gaunamas iš (2.53) atėmus (2.54) formulę:

$$\Delta h = \frac{4}{3L} \left(\frac{(f_0 + \Delta f_k)^2}{\psi} - (f_0 + \Delta f_d)^2 \right) - \frac{5g \left(1 + \frac{\gamma}{2} \right) L^4 - 384EI \cdot \Delta f_k}{80 \cdot L \cdot (f_0 + \Delta f_k) \cdot EA} + \frac{5g \cdot L^4 - 384EI \cdot \Delta f_d}{80L \cdot (f_0 + \Delta f_d) \cdot EA}. \quad (2.88)$$

Baigtinio lenkiamojo standumo dviejų tarpatramių kombinuoto vienajuosčių kabamųjų tiltų skaičiavimas

Karpyto kombinuoto vienajuosčio konstrukcinė schema, kai asimetrinis apkrovimas pateiktas 2.18 paveiksle. Kadangi veikiant asimetriniai apkrovai pirmojo tarpatramio templė išklumpa – tampa neveiksni (tariame, kad jos nėra), o antrojo tarpatramio templė yra tempiama, tai kad dirbtų abi templės jos yra iš anksto įtempiamos, kaip ir esant lanksčiam vienajuosčiui. Nagrinėjami du asimetrinio apkrovimo atvejai: pirmas, kai laikinąją apkrova apkrautas visas pirmasis tarpatramis (2.18 pav. a)) ir antras, kai apkrauta pusė pirmojo tarpatramio (2.18 pav. b))

Pirmas asimetrinio apkrovimo atvejas.

Pirmo (kairiojo) ir antro (dešiniojo) tarpatramio skėtimo jėgos, yra:

$$H_k = \frac{\frac{g(L + \Delta h)^2}{8} - \frac{48 \cdot EI \cdot \Delta f_d}{5 \cdot L^2}}{(f_0 + \Delta f_d)} + \frac{2 \cdot \Delta h \cdot E_t A_t}{L}, \quad (2.89)$$

$$H_d = \frac{\frac{(g + p)(L - \Delta h)^2}{8} - \frac{48EI \cdot \Delta f_k}{5 \cdot L^2}}{(f_0 + \Delta f_k)} - \frac{2 \cdot \Delta h E_t A_t}{L}. \quad (2.90)$$

I (2.44) formulę įstatę (2.89) formulę, gauname kvadratinę lygtį pirmojo tarpatramio viduryje bendrajam poslinkiui skaičiuoti:

$$\Delta f_k^2 + 2f_0 \cdot \Delta f_k - 0.375L \cdot \Delta h - \frac{15g(L + \Delta h)^2 L^2}{320(f_0 + \Delta f_d)EA} + \frac{240 \cdot \Delta h \cdot E_t \cdot A_t (f_0 + \Delta f_d)L - 1152E \cdot I \cdot \Delta f_d}{320 \cdot (f_0 + \Delta f_d)E \cdot A}, \quad (2.91)$$

Vertikalus poslinkis, antrojo tarpatramio viduryje, randamas iš sąlygos $H_d = H_k - H_t$, yra lygus:

$$\Delta f_d = \frac{g \cdot L^2 (L + \Delta h)^2 (f_0 + \Delta f_k) + 76.8EI \cdot \Delta f_k \cdot f_0}{(g + p)(L - \Delta h)^2 L^2 - 16\Delta h E_t A_t (f_0 + \Delta f_k)L + 76.8EI f_0} + \frac{8(f_0 + \Delta f_k)\Delta h \cdot E_t A_t \cdot L - (g + p)(L - \Delta h)^2 L^2 \cdot f_0}{(g + p)(L - \Delta h)^2 L^2 - 16\Delta h E_t A_t (f_0 + \Delta f_k)L + 76.8EI f_0}. \quad (2.92)$$

Vidurinės atramos horizontalusis poslinkis gaunamas iš (2.53) atėmus (2.54) formulę:

$$\Delta h = \frac{4}{3L} \left((f_0 + \Delta f_k)^2 - (f_0 + \Delta f_d)^2 \right) - \frac{H_k L}{2EA} + \frac{H_d L}{2EA} \quad (2.93)$$

Antras asimetrinio apkrovimo atvejas.

Pirmo (kairiojo) tarpatramio skėtimo jėgos apskaičiuojamos pagal (2.89) formulę, o antro (dešiniojo) tarpatramio skėtimo jėgos yra:

$$H_d = \frac{g \left(1 + \frac{\gamma}{2} \right) (L - \Delta h)^2}{8(f_0 + \Delta f_k)} - \frac{48EI \cdot \Delta f_k}{5 \cdot L^2} - \frac{2 \cdot \Delta h E_t A_t}{L}. \quad (2.94)$$

Apkrautosios pusės viduryje vertikalieji poslinkiams randami į (2.59) įstatę (2.94) formulę. Vertikalus poslinkis lygus:

$$\Delta f_k^2 + 2f_0 \cdot \Delta f_k - 0.375L \cdot \Delta h \cdot \psi - \frac{15g(L + \Delta h)^2 L^2 \psi}{320(f_0 + \Delta f_d)EA} + \frac{240 \cdot \Delta h \cdot E_t \cdot A_t (f_0 + \Delta f_d) L \cdot \psi - 1152E \cdot I \cdot \Delta f_d \cdot \psi}{320 \cdot (f_0 + \Delta f_d) E \cdot A}, \quad (2.95)$$

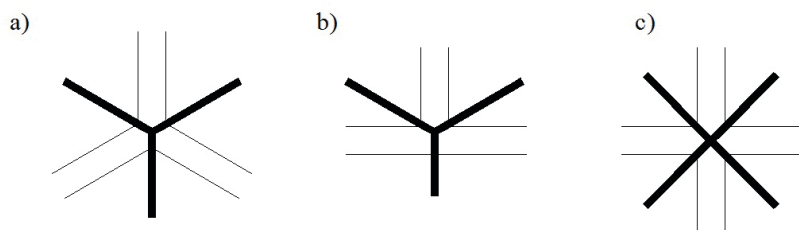
Vertikalus poslinkis, antrojo tarpatramio viduryje, randamas iš sąlygos $H_d = H_k - H_t$, yra lygus:

$$\Delta f_d = \frac{g \cdot L^2 (L + \Delta h)^2 (f_0 + \Delta f_k) + 76.8EI \cdot \Delta f_k \cdot f_0}{g \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) (L - \Delta h)^2 L^2 - 16\Delta h E_t A_t (f_0 + \Delta f_k) L + 76.8EI f_0} + \frac{8(f_0 + \Delta f_k) \Delta h \cdot E_t A_t \cdot L - g \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) (L - \Delta h)^2 L^2 \cdot f_0}{g \left(1 + \frac{\gamma}{2}\right) (L - \Delta h)^2 L^2 - 16\Delta h E_t A_t (f_0 + \Delta f_k) L + 76.8EI f_0}. \quad (2.96)$$

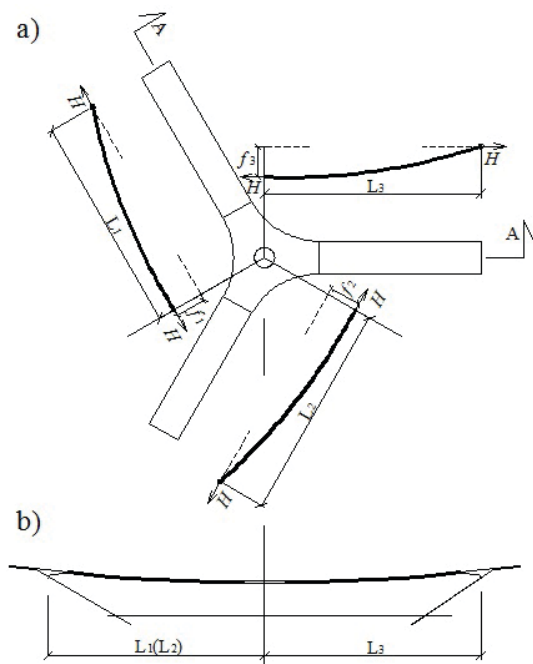
Vidurinės atramos horizontalusis poslinkis apskaičiuojamas pagal (2.93) formulę.

2.7. Erdviniai vienajuosčiai kabamieji tiltai, jų konstravimas ir skaičiavimas

Erdvinė vienajuostė tilto konstrukcija įdomi tuo, kad ji sudaryta iš trijų ar keturių „šakų“ (2.19 ir 2.20 pav.). Tokios konstrukcijos statomos kelių, upių sankirtose ar virš tvenkinio, kaip 1991 metais pastatytas *Kikko* tiltas Japonijoje. Plieniniai lynai yra įtempiami ir inkaruojami ne tik kraštiniuose pamatuose, bet ir vidurinio žiedo konstrukcijoje ar vidurinėje atramoje. Žinoma, kad žiedas į kurį inkaruojamos atskiros „atšakos“ turi būti horizontalus.



2.19 pav. Erdvinis vienajuostis: a), b) trijų „atšakų“; c) keturių atšakų.



2.20 pav. Trijų „atšakų“ erdvinis vienajuostis

Erdvinės, trijų juostų konstrukcijos „atšakos“ sujungiamos viduriniame žiede sudarydamos 120 laipsnių kampus. Konstrukcijos geometrija (pradinis išsvyris ir tarpatramio ilgis) nustatomi, kad būtų jėgų pusiausvyra horizontalioje plokštumoje įvertinant vidurinį sujungimo

mazgą. Galima, jei yra įmanoma prijungti daugiau konstrukcijos „atšakų“ ir sukurti daug įvairių konstrukcijų.

Lengvai erdvinei, kabamai vienajuostei konstrukcijai yra pavojingiausi kinematiniai poslinkiai, kurie pasireiškia esant asimetriniam apkrovimui. Tokiai erdvinei konstrukcijai galimi keletas asimetrinių apkrovimo variantų, pavyzdžiui kai laikinoji apkrova veikia vieną, dvi ar tris (jei konstrukcija iš keturių „atšakų“) konstrukcijos „atšakas“. Vienas iš veiksmingiausių būdų stabilizuoti kinematinės kilmės poslinkius yra suteikti jai lenkiamąjį standumą.

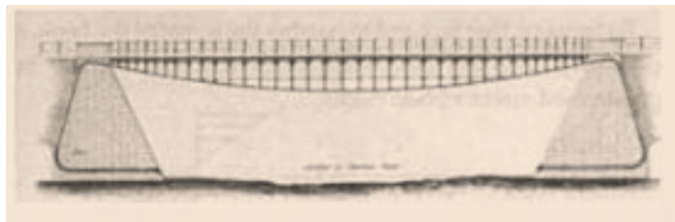
3. PASPYRINIAI PLIENINO TILTAI

3.1. Paspyrinių tiltų klasifikavimas, konstrukcinė sandara ir komponavimas

Paspyrines tiltų konstrukcijas galima būtų priskirti kombinuotoms konstrukcijoms, kuriose bendram darbui apjungiamos skirtingos elgsenos elementai. Šiuo atveju tai būtų lenkiamas elementas – sija (viršutinė juosta) ir tempiamas palaikantysis elementas – apatinė juosta (paspyra). Tempiamas elementas tokioje sistemoje elgiasi kaip kabamasis lynas. Ji laikančiosios konstrukcijos (sijos) atžvilgiu įrengiama iš apačios.

Sijos ir kabamojo lyno derinys buvo žinomas dar XVIII šimtmeityje. Paspyriniai kaip nestandartiniai tiltai buvo konstruojami pagal dvi palaikančiųjų elementų tvirtinimo schemas: neskėtria ir skėtria. Pirmoji, kai palaikantysis tempiamasis elementas tvirtinamas galuose į atskirus pamatus, tuo nesukeldamas papildomų įrąžų viršutinei lenkiamajai juostai. Antrosios schemos paspyriniuose tiltuose apatinė juosta ties atramomis sujungiama su viršutine juosta – sija. Pastaroji apatinės juostos veikiami tampa dar ir gniuždoma.

Pirmą kartą literatūros šaltiniuose tiltas su palaikančiąja sistema iš apačios paminėtas 1819 m. architekto Frederick Arnold knygoje. Kiek vėliau tokios sandaros projektinį pasiūlymą 1821 m. tiltui per Almond upę Edinburge pateikė Robert Stevenson Cramond (3.1 pav.).



3.1 pav. Tiltu per Almond upę Škotijoje projektinis pasiūlymas, UK – R. Stevenson 1821 m.

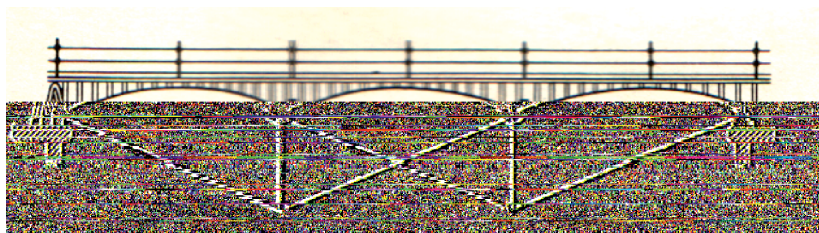


3.2 pav. Pont des Bergues virš Rhone Ženevoje – H. Dufour, 1834

Deja, šis sprendimas nebuvo realizuotas. Bergues (1834 m.) ir Bel-Air (1837 m.) buvo vieni iš pirmųjų tiltų su palaikančia iš apačios grandinių (lynų) sistema. Šių abiejų tiltų projektų autorius Henri Dufour.

Būtų galima įvardinti pagrindines priežastis, sąlygojusias palai-kančiųjų paspyrinių elementų įrengimą tilto pakloto apačioje:

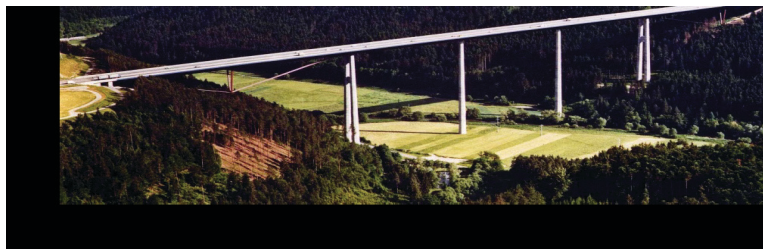
- sumažinamos lyginant su kabamaisiais tiltais išlaidos pilonų statybai;
- paklotui „uždengiant“ paspyrinę sistemą nuo ardančiųjų atmosferos poveikių bei galimo vandalizmo sumažintos išlaidos tilto priežiūrai;
- galimybė paspyrinę sistemą panaudoti kaip aptarnavimo tilte-lius montavimo ir eksploatacijos metu;
- tolygus statramsčių išdėstymas sumažina viršutinės juostos lenkiamuosius momentus ir palengvina inkaravimą;
- psichologinė – tuo metu tradicinė kabamoji sistema buvo inovatyvi, todėl emociniu požiūriu nepatikima ir sunkiai priimtina vartotojui.



3.3 pav. Paspyrinis V. Šuchovo pėsčiųjų tiltas

Analogiška ir originali paspyrinė pėsčiųjų tilto sistema buvo 1896 m. suprojektuota ir realizuota žinomo konstruktorius V. Šuchovo, Rusija. Šio tilto laikančioji konstrukcija sudaryta viršutinės juostos elementų, statramsčių ir apatinės juostos. Viršutinę juostą sudaro originali mišri sistema iš tempių ir arkinės formos pakloto elementų (3.3 pav.). Šis paklotas sukonstruotas taip, kad efektyviai perimtų apatinės juostos gulsčiąsias gniuždomąsias jėgas.

Pažymėtina, kad naujoji paspyrinių tiltų konstrukcinė sistema ilgainiui buvo pamiršta. Prie jos buvo sugrįžta maždaug po šimtmečio. Garsus vokiečių projektuotojas Fritz Leonhardt, projektuodamas Weitingen viaduką per Neckar upę Vokietijoje, susidūrė su silpnų gruntų upės slėnio šlaituose problema. Kaip alternatyva sudėtingai ir ekonomiškai neefektyviai pilonų statybai, buvo pasiūlyta viaduko kraštiniuose tarpatramiuose atramas pakeisti V formos statramsčių paspyrine sistema, inkaruojama dėžinio skerspjuvio plieninėje standumo sijoje. Šis 900 m ilgio viadukas pastatytas 1978 m. ir yra laikomas vienu iš pirmųjų paspyrinių tiltų Europoje. Pagrindinis skirtumas tarp Weitingen viaduko ir minėtųjų pirmtakų - palaikančioji paspyrinė sistema. H. Dufour savo projektuose panaudojo kabamąją skėtriją palaikančią sistemą, taip tilto konstrukcinę elgseną priartindamas prie gerai žinomų kabamųjų tiltų elgsenos. H. Leonhardt, įrengęs plieninius V formos statramsčiais ir suteikęs lynams išankstinį įtempimą, tilto konstrukcinę elgseną „prigretino“ prie vantiniams tiltams būdingos elgsenos. Paminėtina, kad pagrindinis paspyrinio tilto konstrukcijų



3.3a pav. Weitingen viadukas – F. Leonhardt, Vokietija, 1978 m.

sandaros skirtumas nuo tradicinių vantinių ar kabamųjų tiltų yra palaikančiosios sistemos inkaravimas iš apačios tilto standumo sijos atžvilgiu.

Nepaisant susidarančio sudėtingo įtempių būvio paspyrinio tilto standumo sijoje, galimybė išvengti pilonų statybos sąlygoja tokio tipo tiltų ekonomiškumą, o palaikančiosios paspyrinės sistemos padėtis – estetiškumą. Dėl savo estetiniu požiūriu priimtinos formos paspyriniai tiltai puikiai dera gamtovaizdyje todėl jie neretai statomi rekreacinėse arba ypatingose gamtosauginėse zonose (Tobu pėsčiųjų tiltas, Japonija;

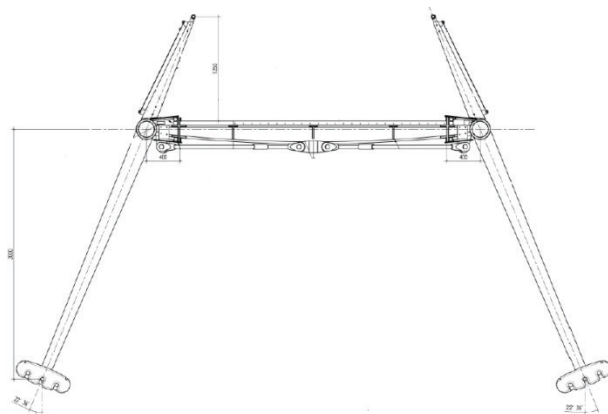


3.4 pav. Limerick universiteto „Living“ tiltas, Airija (Ove Arup ir partneriai)

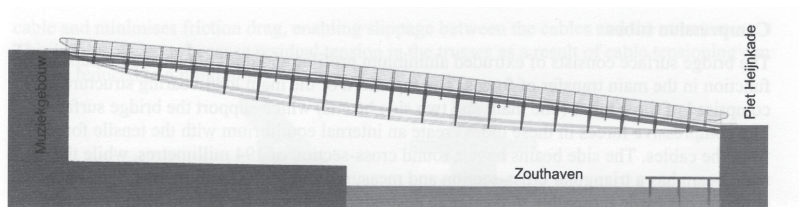
Neuer Waschhaussteg, Vokietija ir kt.). Vienas gražiausių paspyrinių tiltų, pelniusių apdovanojimą gražiausio plieninio tilto kategorijoje, yra „Living“ tiltas Airijoje. Draustinio teritorija pastatytas tiltas, jungiantis skirtinguose upės krantuose esančius Limerick universiteto pastatus, turėjo atitikti griežtus estetinius reikalavimus. Kabamoji tilto konstrukcija dėl aukštų pilonų bei inkarinių pamatų nebuvo priimtina.

Bendras tilto ilgis 330 m., kurį sudaro 6 tarpatramiai po 44 m. Tarp daugelio priimtų architektūrinių sprendinių, siekiant sukurti estetiškai patrauklią konstrukciją yra ir tolygiai kintantis tilto plotis. Siauriausioji 3,2 m. dalis suprojektuota tarpatramio viduryje, plačiausioji – atramose, vidutinis tilto plotis 4,7 m. Tilto laikančiosioms konstrukcijoms panaudotas nerūdijantis plienas. 2.4 pav. pateiktas tipinis tilto skerspjūvis su plieniniais laikančiais elementais.

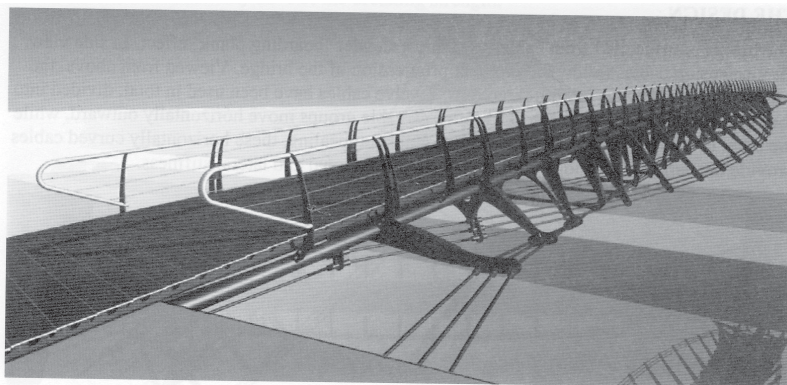
Būtų galima paminėti dar vieną įdomios sudėtingos ir sandaros paspyrinį pėsčiųjų tiltą, pastatytą Amsterdame. Šis vieno tarpatramio tiltas ir 61m ilgio bandoma pritaikyti laivų konstrukcijas primenančius elementus bei jų dizaino detales. Šio tilto konstrukcijos išoriškai primena paprastą paspyrinę sistemą (3.6. pav.), tačiau jų sandara yra žymiai sudėtingesnė (3.7. pav.). Šiame tilte panaudotos įdomios



3.5 pav. „Living“ tilto skerspjūvis



3.6 pav. Amsterdamo kombinuotasis pėsčiųjų tiltas. Vaizdas iš šono

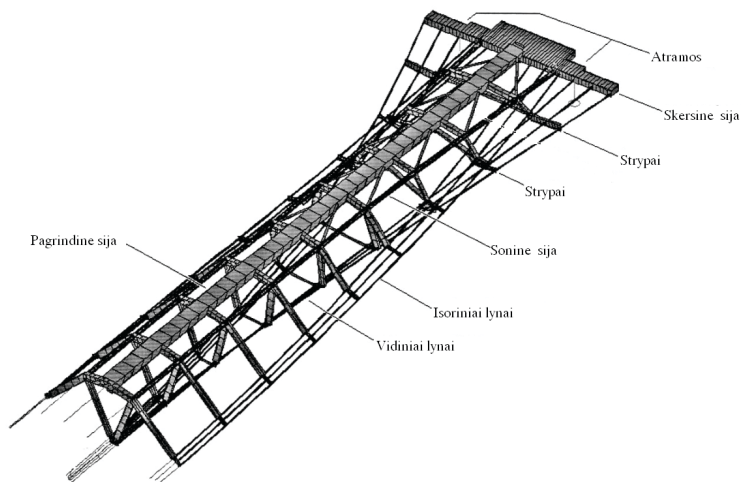


3.7 pav. Amsterdamo kombinuotasis pėsčiųjų tiltas. Erdvinis vaizdas

palaikančiųjų lynų sistemos, sudarytos iš išorinių ir vidinių lynų, kurie palaiko kintančios per tilto ilgį apybrėžtos skersinės konstrukcijos.

Ant šių skersinių konstrukcijų įrengiama tilto standumo sija. (3.8 pav.). Išoriniai ir vidiniai lynai yra inkaruojami ties atramomis į galinę skersinę siją. Išoriniai lynai suteikia tiltui skersinio standumo, o vidiniai lynai daugiau palaiko konstrukcijas vertikaliąja kryptimi. Paspyrinio tilto konstrukcijos yra iš anksto įtemptosios ir lynų išankstinio įtempimo įrašos parenkamos taip, kad gaunama racionali ir standi laikančioji tilto konstrukcija.

Kiek paprastesnės sandaros bet lakoniškos formos paspyrinės konstrukcijos pėsčiųjų tiltas pastatytas miško teritorijoje Ravensvoude (Ravenswoud), Olandijoje (3.9 pav.). Šiame lengvame nedidelio



3.8 pav. Amsterdamo kombinuotojo pėsčiųjų tilto konstrukciją išdėstymas.

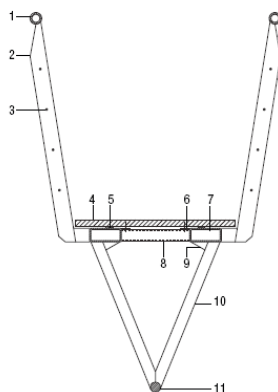


3.9. pav. Ravensvoudo paspyrinis pėsčiųjų tiltas

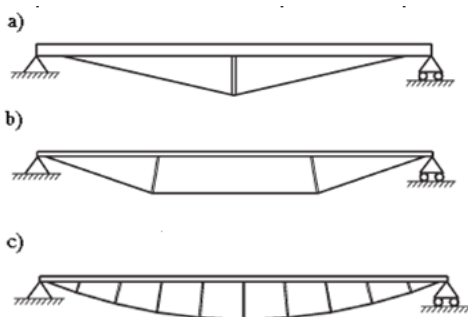
tarpatramio tilte standumo sija paremta V-formiais statramsčiams, o apatinės juosta sukonstruota iš dviejų teisių apvalaus plieninio strypų. Šios konstrukcijos elementai yra iš anksto įtempti. Tiltu paklotui panaudoti mediniai tašai. Dėka nedidelių skerspjūvių tiltas sudaro lengvumo ir grakštumo įspūdį.

Paspyrinių tiltų konstrukcinę sandarą nulėmė bandymai stabilizuoti pradinę jo konstrukcijos formą veikiant įvairiems apkrovų deriniams. Tad, vieno tarpatramio paspyrinio tilto konstrukciją bendruoju atveju sudaro: standumo sija ir ją paremiantys paspyros (lynai) ir statramsčiai. Priklausomai nuo statramsčių skaičiaus ir padėties plokštumoje bei apybrėžą, paspyriniai tiltai gali būti klasifikuojami kaip:

- vieno statramsčio, turintys trikampę apybrėžą (3.11 pav. a) ;
- keleto statramsčių, turintys daugiakampio (trapecijos) apybrėžą (3.11. pav. b);
- daugelio statramsčių, turintys parabolės apybrėžą (3.11 pav. c).



3.10. pav. Ravensvoudo paspyrinio pėsčiųjų tilto skersinis pjūvis

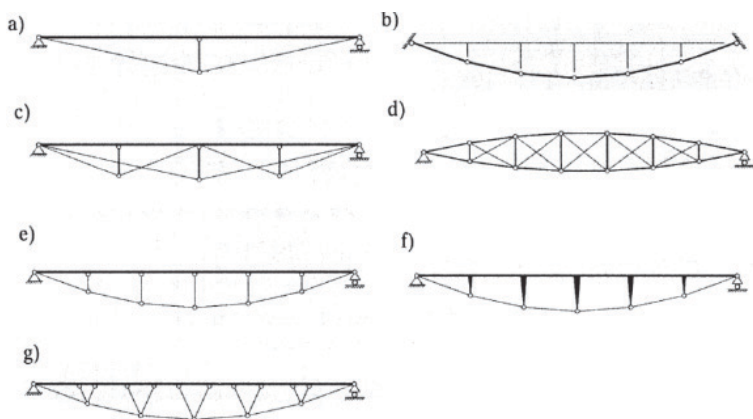


3.11 pav. Paspyrinės sistemos apybrėžos: a) trikampė, vieno statramsčio, b) daugiakampė kelių statramsčių, c) parabolinė, daugelio statramsčių

Kitas konstrukcinis veiksnys nulemiantis ne tik tilto formą, bet ir elgsenos ypatumus yra statramsčių ilgis arba kitaip paspyrų „ekscentricitetas“. Dažniausiai paspyros inkaruojamos standumo sijoje ties atramomis ir „ekscentriškai“ per statramsčius jungiamos tarpiniuose taškuose visame sijos ilgyje (3.12 pav. a, b, d, e, f, g).

Tačiau galimas ir „pakartotinis“ paspyrinės sistemos panaudojimas ir tarpinės jungties įrengimas ne tik atramos vietoje, bet ir tiesiogiai standumo sijoje (3.12 pav. c). Panašią apybrėžą, gaunamą inkaruojant paspyras keliuose standumo sijos taškuose, turėjo dar 1860 m Virdžinijos geležinkelio tiltui panaudota vokiečio Albert Fink palai-
kančioji erdvinė sistema ir todėl dažnai vadinama jo vardu.

Analogiška šiai paspyrinei konstrukcijai yra kelių lygių paspyrinė sistema, kai paspyros (apatinės juostos) įrengiamos viena virš kitos ir jungia skirtingo aukščio statramsčius. Toks konstrukcinis sprendimas yra racionalus esant santykinai dideliems tarpatraminiams ir nemažiams paspyrinės konstrukcijos aukščiams.



3.12 pav. Vieno tarpatramio paspyrinių tiltų schemas; a) paspyrinė sistema su vienu statramsčiu, b) išorinio inkaravimo paspyrinė sistema, c) Fink-sistema, d) santvarinė „žuvies formos“ sistema, e) lanksčiai tvirtinamų staramsčių paspyrinė sistema, f) standžiai tvirtinamų staramsčių paspyrinė sistema, g) paspyrinė sistema su V formiais statramsčiais

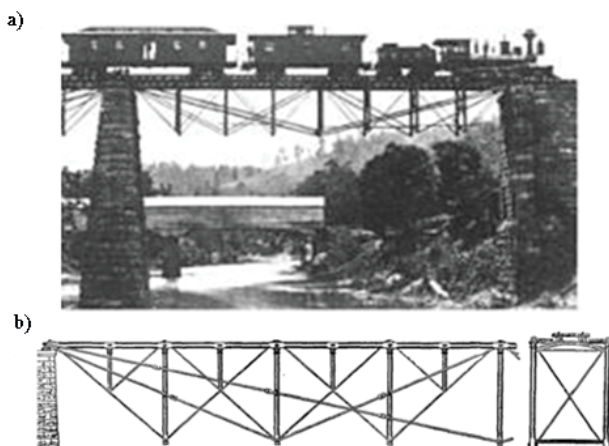
Statramsčių ir standumo sijos tarpusavio jungtys taip pat nusako atskirus paspyrinių tiltų skaičiuojamosios schemos variantus ir sąlygoja konstrukcinių elementų tarpusavio sąveiką (3.12 pav. e, f). Standi statramsčių ir viršutinės juostos (standumo sijos) jungtis, nors ir sukelia papildomus lenkiamuosius momentus abiejuose elementuose, tačiau pakankamai efektyviai stabilizuoja pradinę tilto formą veikiant asimetrinėms apkrovoms.

Todėl esant paspyrinių tiltų konstrukcijų sandaros įvairovei, jos galėtų būti papildomai skirstomos pagal:

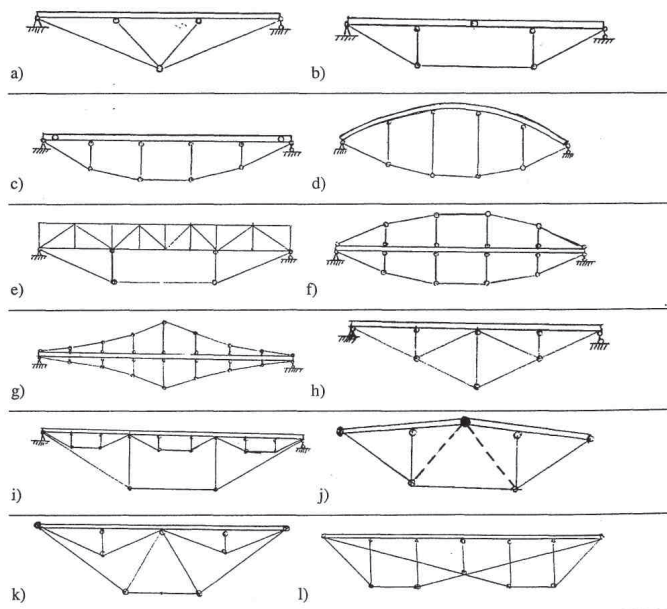
- pagrindinių laikančiųjų elementų išdėstymą ir formą;
- palaikančiųjų (paspyrinių) elementų skaičių ir apybrėžą;
- palaikančiųjų elementų tempimo jėgos perdavimo būdą;
- išankstinio įtempimo taikymą;
- sudaromųjų elementų tarpusavio jungimą;

Dažniausiai taikomos paspyrinių konstrukcijų schemos pateiktos 3.13 pav.

Paspyrinių tiltų konstrukcijų standumo sija (viršutinė juosta) gali būti ir kreivos apybrėžos arba poligonalinės formos (3.13a pav.). Jų



3.13 pav. a) Virdžinijos geležinkelio tiltas, Virdžinija, JAV; b) Fink-sistema



3.13a pav. Paspyrinių konstrukcijų schemas

formos gali būti apsprendžiamos tiek konstrukcinių, tiek ir eksploatacinių reikalavimų. Apatinių juostų apybrėžos priklauso nuo statramsčių skaičiaus, jų aukščių bei išdėstymo. Konstrukciniu požiūriu tikslinga apatinės juostos apybrėžą suderinti su statramsčių ašinių (sutelktinių) jėgų sukeltų lenkiamųjų momentų diagrama. Taip sukonstruota apatinė juosta yra pusiausvyra veikiančiai simetrinei apkrovai ir nesukelia papildomų lenkiamųjų momentų standumo sijoje (viršutinėje juostoje).

Yra paspyrinių konstrukcijų, kuriose paspyros įrengiamos skirtinguose lygiuose (3.13, pav., i). Toks konstrukcinis sprendimas racionalus esant dideliems tilto tarpatraminiams ir santykinai nemažiams paspyrinės konstrukcijos aukščiams. Būtina pažymėti, kad šiuo atveju dėl „dvigubos“ paspyros poveikio ašinė jėga standumo sijoje padidėja,

tačiau lenkiamieji momentai joje ženkliai sumažėja. Apatinė juosta, kaip paspyrinis elementas, gali būti išdėstyta ir iš dviejų pagrindinio laikančiojo elemento pusių (3.13 pav. f, g). Tokie paspyriantys elementai yra veiksnūs tik tuo atveju, kai yra iš anksto įtempti. Tiltu paklotas šiuo atveju gali būti įrengtas ant viduryje esančios standumo sijos. Esant lengvam tiltu paklotui ir veikiant didelėms asimetrinėms apkrovoms tikslinga įrengti ir spyrius, kurie perima asimetrinių apkrovų sukeltas įrašas kaip vienpusiai ryšiai (žr. 3.13 pav. h, a). Stadumo sijoje gali būti įrengti vienas ar keletas tarpinių lankstų (3.13 pav. b, c). Šie lankstai perskirsto lenkiamuosius momentus standumo sijoje arba reguliuoja įtempių-deformacijų būseną visoje konstrukcijoje. Viršutinės juostos projektuojamos iš ištisinio, dažniausiai dvitėjinio, skerspjuvio valcuotų profilių. Rečiau taikomas spragotinis skerspjuvis, nes jis padidina tokios konstrukcijos gamybos darbų imlumą bei kainą. Spragotinio skerspjuvio vartojimas pateisinamas tuo atveju, kai įrengiamas lengvas paklotas ir tilto apkrovos perduodamos tokio skerspjuvio standumo sijai per ilginius.

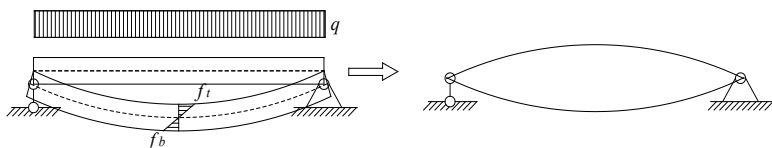
Būtina pažymėti, kad paspyrinė tilto konstrukcija, palyginus su santvariniu tiltu, turi tam tikrų privalumų. Pagrindinė jos masės dalis yra sutelkta standumo sijoje (viršutinėje juostoje). Ši juosta gali būti apkrauta tiek tolygiai paskirstyta, tiek lokaline apkrova. Elementų skaičius paspyrinėje konstrukcijoje yra mažesnis nei santvaroje, o mazgų konstravimas yra žymiai paprastesnis. Standumo sija (viršutinė juosta) projektuojama iš valcuoto, dažniausiai dvitėjinio, profiliuotio. Racionaliai suprojektuota paspyrinė konstrukcija gali būti net lengvesnė už tradicinę santvarą, o darbo sąnaudos jai pagaminti ženkliai mažesnės.

Naujų formų paieškos, atsižvelgiant į standumo sijos ir paspyrų apybrėžas davė pradžią skaičiuojamajai schemai, literatūroje žinoma kaip „žuvies formos“ ar „lėšio“ (3.13 pav. d). Tokia skaičiuojamoji schema yra labai efektyvi tiek ekonominiu, tiek konstrukciniu požiūriu. Simetrinių arkų sistema atkartojamas įtempių būvis lenkiamojoje

sijoje, kurioje, kaip žinoma, didžiausieji gniuždomieji ir tempiamieji įtempiai pasiskirsto išoriniuose sluoksniuose (3.14 pav.).

Neefektyvioji grynojo lenkimo veikiamą sijos dalis pakeičiama nedidelio skerspjūvio tinklelio elementais, taip sutaupant medžiagas ir užtikrinant efektyvų skerspjūvių išnaudojimą.

Tokia tiltų konstrukcija yra žinoma dar iš devyniolikto amžiaus (2.75 pav.). Pavyzdžiu galėtų būti Hadley tiltas (Saratogos grafystė, JAV), pritaikytas šiuo metu pėsčiųjų ir dviratininkų reikmėms. Šią konstrukciją sudaro arkos formos gniuždoma standumo sija ir kabamojo lyno apybrėžos apatinė tempiamoji juosta (paspyra). Šiuos du pagrindinius laikančiuosius tilto elementus apjungia į bendrą visumą statramsčiai su kryžmini tinkleliu (3.15 pav.). Pagrindinė tilto masė



3.14 pav. „Lėšio“ formos paspyrinio tilto konstrukcinės schemos formavimas



3.15 pav. Hadley kombinuotasis pėsčiųjų tiltas.

yra sukaupta lenkiamosiose skersinėse sijose. Pažymėtina, kad viršutinė ir apatinė juostos bei tinklelio elementai yra iš anksto įtemptieji.

Vienas įdomiausių šiuolaikinių paspyrinių kombinuotųjų tiltų, kuriame buvo panaudota minėta konstrukcinė sistema, yra Simone de Beauvoir pėsčiųjų tiltas Prancūzijoje (3.16 pav.). Šis 2006 metais pastatytas 304 m ilgio ir 194 m pagrindinio tarpatramio elegantiškas pėsčiųjų tiltas sujungė skirtinguose Senos krantuose esančias rekreacinės zonas: nacionalinę biblioteką (*Bibliothèque Nationale*) ir parką (*Parc de Bercy*).



3.16 pav. Simone de Beauvoir pėsčiųjų tiltas, 2006 m, Prancūzija



3.17 pav. Jumet pėsčiųjų tiltas, Belgija

2008 metais Simone de Bauvoir tiltas buvo apdovanotas kaip estetišku požiūriu geriausias didelio tarpatramio pėsčiųjų tiltas.

Dar vienas veiksnys praplečiantis paspyrinių tiltų skaičiuojamųjų schemų spektrą – statramsčių padėtis tiek plokštumoje, tiek erdvėje. Dažniausiai praktikoje sutinkama ir konstrukciniu požiūriu efektyviausia yra statramsčių padėtis, kai suformuojamas plokštuminis ar erdvinis trikampis (3.12 pav. g), užtikrinantis efektyvų vidinių jėgų persiskirstymą ir reikiamą bendrąją konstrukcijos stabilumą. Tokia statramsčių konfigūracija vadinama „V“ formos ir buvo panaudota F. Leonhardto suprojektuotame paspyriniame tilte. Dar efektyvesnis variantas gaunamas tuomet, kai trikampės sistemos suformuojamos tiek konstrukcijos plokštumoje, tiek iš plokštumos. Tokia paspyrinio tilto skaičiuojamoji schema buvo pritaikyta *Jumet* pėsčiųjų ir dviračių tiltui Belgijoje.

Nors statramsčiai paspyriniuose tiltuose dažniausiai yra tie konstrukciniai elementai, kuriais „sudaroma“ nauja tilto forma, tačiau jų indėlis į konstrukcijos bendrąją laikomąją galią nėra didelis. Grįžtant prie paspyrinio tilto konstrukcinės sandaros ir kalbant apie jo laikomąją galią, pagrindinės apkrovos ir tuo pačiu įrašos šio tipo tiltuose tenka standumo sijai ir paspyroms (lynams). Todėl paspyrinių tiltų projektavime didžiausias dėmesys ir skiriamas šių elementų laikomosios galios patikrai.

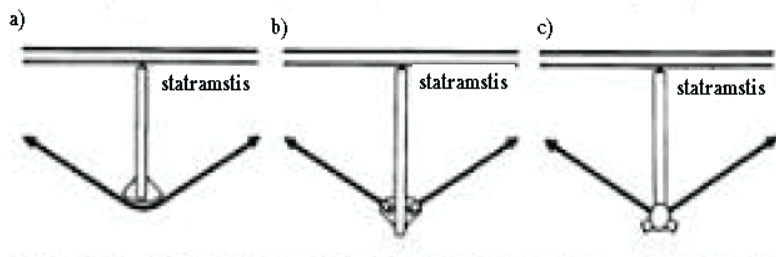
Paspyrinių tiltų standumo sijos projektuojamos dažniausiai iš karštai valcuotų dvitėjinių profiliuotųjų, rečiau komponuojamos dėžinio skerspjuvio. Kai paspyrinė sistema taikoma santykinai didelių apkrovų ir tarpatramių tiltams, standumo sijos skerspjuvis dažniausiai komponuojamas kaip sudėtinis dėžinis skerspjuvis (3.18 pav.). Nors ekonominiu atžvilgiu tai nėra efektyvu, tačiau tai ženkliai supaprastina laikančiųjų konstrukcijų skaičiavimą ir konstravimą. Be to, pasirinkus santykinai didelio skerspjuvio standumo siją, tilto konstrukcijose sąlygojama tiesinė elgsena.



3.18 pav. Dėžinio skerspjūvio standumo sija, Neckar Valley viadukas (Weitingen, Vokietija 1978 m.)

Tuo tarpu, pėsčiųjų paspyrinuose tiltuose siekiant tenkinti ekonomiškumo, estetinius, aerodinامينius reikalavimus, parenkami ne tokie standūs elementai, tačiau tuomet susiduriama su netiesine konstrukcijos elgsena.

Kitas konstrukcinis elementas, kuriam tenka didelė dalis išorinės apkrovos ir nemažesnė svarba užtikrinant konstrukcijos stabilumą – paspyra. Konstrukciniu požiūriu paspyra gali būti sukonstruota tiek iš karštai formuoto profiliuoto, tiek ir iš lyno (gijų). Pažymėtina, kad tiltų paspyrinių konstrukcijų statybos praktikoje naudojamos dažniausiai paspyros iš lynų, suteikiant jiems išankstinį įtempimą. Lynai paspyrinėje sistemoje turi būti parenkami atsižvelgiant ne tik į išorines veikiančias apkrovas, bet ir į nuovargį, todėl jie turi būti projektuojami sudarant sąlygas ateityje juos pakeisti. Tilto konstrukcijoje tai realizuojama tokiomis statramsčio ir paspyros jungtimis, kurios suteikia galimybę įrašoms reguliuoti ir lynams pakeisti. Lynai jungčių su statramsčiais vietoje gali būti atremiami juos „išlenkiant“ kaip balninėje kabamųjų tiltų jungtyje (3.19 pav. a)) arba inkaruojami mazge (3.19 pav. b, c). Jungties vietoje lynai inkaruojami mazginiame tempiamajame lakšte (3.19 pav. b)) arba toje vietoje formuojama „persidengianti“ jungtis (3.19 pav. c)).



3.19 pav. Lynų ir statramsčių jungtys: a) balninė jungtis; b) tempiamas mazginis lakštas; c) “persidengianti” jungtis.



3.20 pav. Balninė jungtis. (Tobu tiltas, Japonija)

Būtina pažymėti, kad lynų konstrukcines savybes nepriklausomai nuo jungties tipo lemia ne tik ašinės jėgos, bet ir susidarantys nemenki vietiniai lenkiamieji momentai. Todėl projektuojant balninę jungtį būtina parinkti balno spindulį atsižvelgiant į lyno vielutės skersmenį.

3.2 Nekarpytųjų paspyrinių plieno tiltų elgsena ir skaičiavimas

Nepaisant jau daugiau kaip keletą dešimtmečių vykstančių paspyrinių tiltų projektavimo ir statybos, vis dar nėra aiškių reikalavimų ar norminių dokumentų, skirtų tokiems tiltams projektuoti. Pavieniai šios tematikos tyrimai buvo atliekami penkiuose pagrindiniuose mokslo centruose: IBK (Institut für Baustatik und Konstruktion) institute priklausančiame Šveicarijos federaliniam technologijos institutui

(ETH), ILEK (Institute für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren) institute prie Štutgarto universiteto Vokietijoje, Luzanos federaliniame technologijų institute Šveicarijoje ir Nihon bei Saitama universitetuose Japonijoje.

Tačiau kaip minėta tyrimai nebuvo tiesiogiai susiję su plieninių paspyrinių tiltų elgsenos analize. Didžiąją dalį darbų sudaro gelžbetoninių elementų išorinio įtempimo sistemos paieška, kuri savo konstrukcine sandara artima paspyrinei. Nihon universitete Masao Saitoh atliko plieninių paspyrinių denginio konstrukcijų elgsenos analizę. Aurelio Muttoni Šveicarijos federaliniame universitete studijavo kiekybinę statramsčių įtaką paspyrinės konstrukcijos elgsenai.

Derėtų pažymėti, kad atliekant paspyrinių tiltų elgsenos analizę plačiau yra taikomi ne tiek analiziniai kiek skaitiniai metodai.

Analizuojant paspyrinės konstrukcijos elgseną būtina pastebėti, kad bet kuri paspyrinė konstrukcija yra sudaryta iš lenkiamojo elemento (standumo sijos) ir tempiamojo elemento (paspyros, lyno). Šių skirtingos elgsenos elementų sintezė suteikia paspyrinei konstrukcijai naujos kokybės, palyginus su įprastinėmis, t.y. sijenėmis ar rėminėmis konstrukcijomis. Standumo sija (viršutinė juosta), paremta ant tampriai paslankių diskretiškai išdėstytų atramų (statramsčių), veikiama skersinės apkrovos deformuojasi. Joje atsiranda ne tik lenkiamieji momentai, bet ir ašinė gniuždomoji jėga, sukelia paspyros įrąžos gulsčiosios dedamosios. Standumo siją galima apibūdinti kaip gniuždomą-lenkiamą nekarpytą elementą. Jos įtempių-deformacijų būseną nusako ne tik skersinės apkrovos intensyvumas, bet ir tarpinių atramų skaičius, jų paslankumas.

Veikianti gniuždomoji jėga pažeidžia tiesinę priklausomybę tarp apkrovos ir deformacijų. Toks strypas yra bendruoju atveju geometriškai netiesinės elgsenos. Gniuždomoji jėga sukelia papildomus lenkiamuosius momentus standumo sijoje, bei didina tarpinių jos atramų reakcijas (įrąžas statramsčiuose).

Paspyros (apatinės juostos) elgseną galima nusakyti kaip tampraus ir lankstaus kabamojo lyno, veikiamo sutelktinių apkrovų, elgseną. Toks elementas taip pat priskiriamas geometriškai netiesinėms konstrukcijoms ir jo įrašas privalu skaičiuoti atsižvelgiant į deformuotąją būseną. Viršutinę ir apatinę juostas sujungia tarpusavyje statramsčiai. Juos galime apibūdinti kaip centriškai arba ekscentriškai gniuždomus strypus, atsižvelgiant į jų jungties su standumo sija tipą.

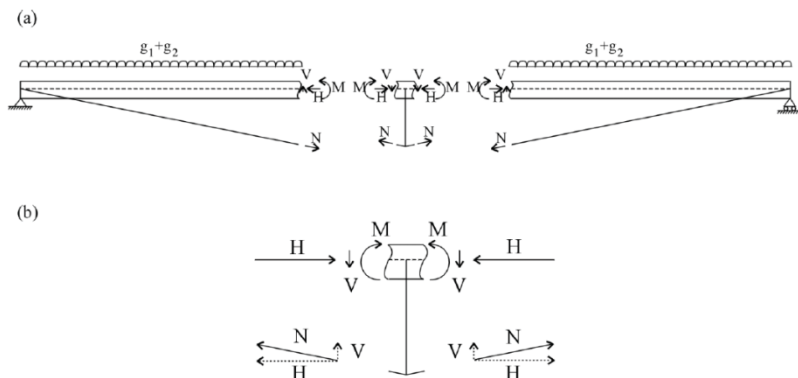
Visumoje, paspyrinės konstrukcijos, sudarytos iš geometriškai netiesinių elementų, elgsena yra sudėtinga. Ši konstrukcija, turėdama nekarpytą standumo siją (viršutinę juostą), yra statiškai neišsprendžiama. Statinio neišsprendžiamumo laipsnis tiesiogiai priklauso nuo statramsčių skaičiaus. Veikiama simetrinių apkrovų ir turėdama pusiausvyrinę joms apibrėžą, paspyrinė konstrukcija deformuojasi priklausomai nuo viršutinės ir apatinės juostų standumų santykio. Kai viršutinės juostos lenkiamojo standžio (EI) ir apatinės juostos ašinio standžio (EA) santykis yra didelis, tai viršutinėje juostoje vyrauja vieno ženklo lenkiamieji momentai, o pati konstrukcija yra deformatyvi. Didėjant apatinės juostos standžiui, viršutinėje juostoje išigali dviejų ženklų lenkiamieji momentai. Visa paspyrinė tilto konstrukcija tampa mažiau deformatyvi.

Veikiama asimetrinių apkrovų paspyrinė tilto konstrukcija deformuojama pagal „S“ formos kreivę. Jos poslinkiai yra pastebimai didesni už simetrinio apkrovimo poslinkius. Tokį paspyrinės konstrukcijos deformavimąsi sąlygoja kinematinės kilmės poslinkiai, atsirandantys dėl nepusiausvyros veikiančios apkrovos atžvilgiu apatinės juostos – kabamojo lyno – apybrėžos. Kuo didesnis laikinosios nesimetrinės ir nuolatinės simetrinės apkrovų santykis, tuo didesnę bendrųjų konstrukcijos poslinkių dalį sudaro kinematiniai poslinkiai. Su šiuo neigiamu reiškiniu kovojama, dažniausiai konstrukcinėmis priemonėmis. Yra keičiama apatinės juostos apybrėža, įrengiami spyriai arba vartojamas išankstinis įtempimas.

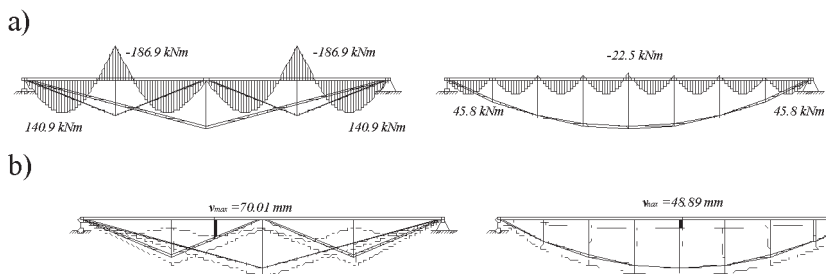
Paspyriniame tilte nuo nuolatinės išorinės apkrovos (konstrukcinių elementų savasis svoris g_1 ir ne konstrukcinių elementų savasis svoris g_2) poveikio, atsižvelgiant į konstrukcinę sandarą ir elementų tarpusavio sąveiką, išskiriami du elgsenos modeliai – ašinis ir lenkiamasis. Dėl paspyrų tiesioginio inkaravimo į standumo siją suformuojama uždara jėgų sąveikos sistema. Dalį išorinės apkrovos ir jos sukulto lenkiamojo momento linkdama perima standumo sija, kitą dalį) – tempiamos paspyros. Paspyrų ašinės jėgos vertikali dedamoji (V) sukelia ašinį gniuždymą statramstyje, o horizontali dedamoji (H) – ašinį gniuždymą standumo sijoje.

Tokiu būdu paspyrinio tilto standumo siją galima modeliuoti kaip gniuždomąjį lenkiamąjį elementą su tarpinėmis paslankiomis atramomis statramsčių vietose.

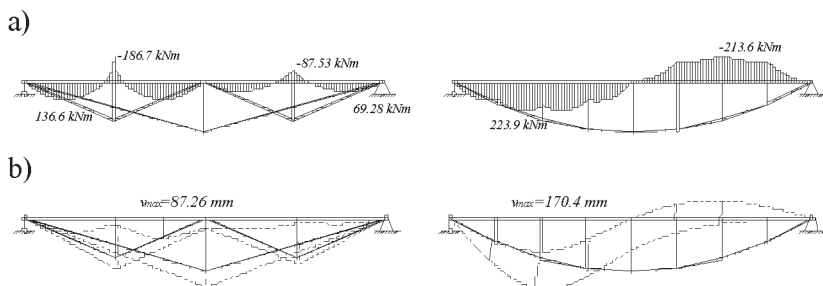
Veikiant simetriniam apkrovimui vienas iš veiksnių, lemiančių paspyrinių tiltų elgseną ir lenkiamųjų momentų reikšmes standumo sijoje, yra statramsčių skaičius. Tų pačių geometrinių parametrų daugelio statramsčių paspyrinė sistema yra ženkliai efektyvesnė ir stabilesnė lyginant su vieno ar kelių statramsčių paspyrine sistema. Didesnis statramsčių skaičius atitinkamai sąlygoja tolygesnį momentų pasiskirstymą ir jų ekstreminių reikšmių mažėjimą.



3.21 pav. Paspyrinio tilto skaičiuojamasis modelis



3.22 pav. Kelių ir daugelio statramsčių paspyrinių tiltų a) lenkimo momentų pasiskirstymas b) poslinkiai nuo nuolatinės simetrinės apkrovos.



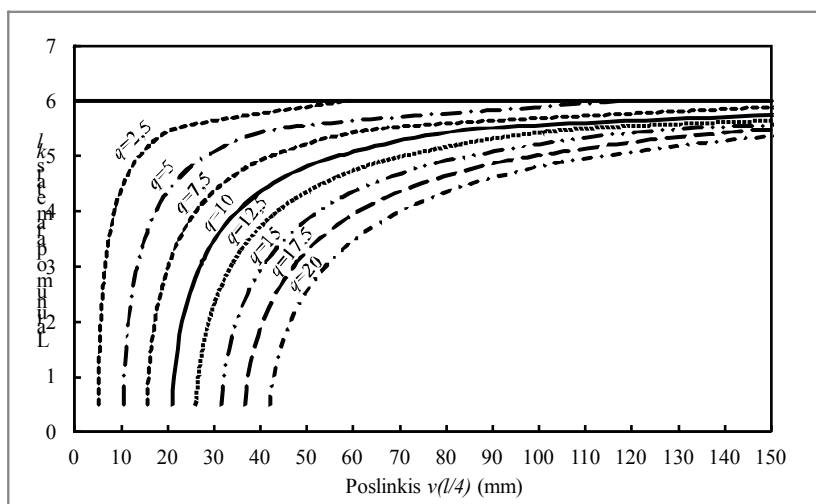
3.23 pav. Kelių ir daugelio statramsčių paspyrinių tiltų a) lenkimo momentų pasiskirstymas b) poslinkiai, nuo nuolatinės asimetrinės apkrovos.

Tačiau daugelio statramsčių parabolinės apybrėžos paspyrinė sistema turi ir trūkumų, ji jautri nesimetriniam apkrovimui.

Kitas svarbus rodiklis, sąlygojantis standumo sijos ir tuo pačiu paspyrinio tilto elgseną yra liaunumo parametras kl . Liaunumo parametras priklauso nuo standumo sijos lenkiamojo standžio EI ir gniuždomosios ašinės jėgos N_c joje $kl = l \sqrt{\frac{N_c}{EI}}$. Tolygiai paskirstytos

apkrovos veikiamo vieno tarpatarmio paspyrinio tilto elgsena priklausomai nuo liaunumo parametro pateikiama 3.24 pav. Norint geriau atskleisti konstrukcijos elgsenos pobūdį pateiktame grafike

keičiamos išorinės tolygiai paskirstytos apkrovos reikšmės. Didinant tolygiai paskirstytos apkrovos skaitinę reikšmę nuo sąlyginio minimumo, kuris atitinka konstrukcijos sąlyginai gniuždomojo elgsenos modelį, kai lenkiamasi poveikis standumo sijoje yra toks mažas, kad jo poveikio galima nepaisyti, pereinama iki tikrosios gniuždomojo lenkiamojo elemento elgsenos. Iš pateikto grafiko matyti, kad esant labai nedidelei išoriniai apkrovai paspyriniai tiltai yra labiau artima tiesinei elgsena, kadangi išorinė apkrova yra susijusi su elemento lenkiamuoju standžiu. Tą patį gauname ir esant labai dideliame lenkiamajam standžiui arba, kitaip tariant, mažam liaunumo parametrai. Tačiau kai pasiekiamas atitinkamas apkrovimas ir inicijuojamas gniuždomasis lenkiamasis elgsenos modelis paspyrinio tilto standumo sijoje, tokių konstrukcijų tiesinė analizė galima tik esant sąlyginai nedideliame liaunumo parametrai, kas atitinka 2-2,5 kl. Bendroju atveju iš 3.24 pav. matyti, kad paspyrinio tilto elgsena yra netiesinė ir todėl projektuojant tokias konstrukcijas patartina atlikti geometriškai netiesinę konstrukcijos analizę, t.y. įvertinant deformuotąją būseną.



3.24 pav. Paspyrinio tilto poslinkiai priklausomai nuo liaunumo parametro

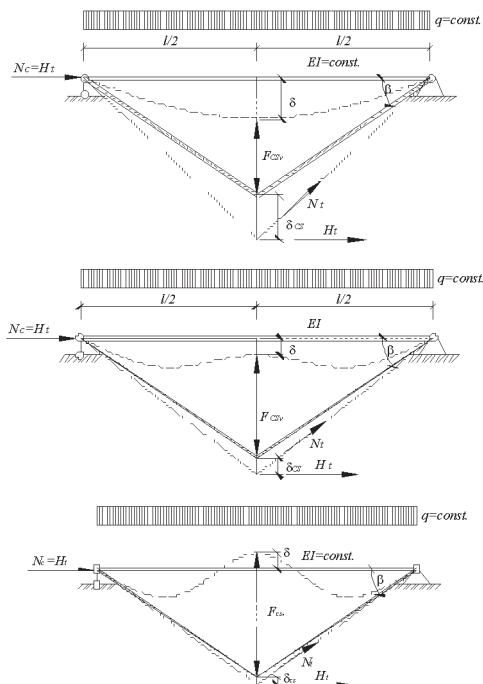
Iš paspyrinio tilto konstrukcinių elementų sąveikos modelio akivaizdu, kad tilto elgsenai įtakos turi ne tik standumo siją charakterizuojantis liaunumo parametras kl , bet ir paspyrinės sistemos deformatyvumas. Paspyrinės sistemos poslinkis yra tiesiogiai susijęs su suvaržytuoju standumo sijos poslinkiu, statramsčio jungties vietoje (3.25 pav.). tokiu būdu paspyrinės sistemos deformatyvumas turi didelę įtaką standumo sijos suvaržytiesiems poslinkiams δ , bei visai konstrukcijos elgsenai. Šią priklausomybę būtų galima išreikšti kaip:

$$\delta_{CS} \approx \delta = \frac{F_{CSy} l}{2N_c} \left[\frac{\frac{kl}{2} - tg \frac{kl}{2}}{kl} \right] \quad (3.1)$$

Mažinant paspyrinės sistemos deformatyvumą standumo sijos poslinkiai atitinkamai pereina nuo sąlyginai nesuvaržytos deformuotosios formos, kai paspyrinės sistemos deformatyvumas labai didelis iki labai sudėtingos deformuotosios formos, kai paspyrinės sistemos deformatyvumas labai mažas. Paspyrinio tilto standumo sijos deformuotosios būsenos transformacijos priklausomai nuo paspyrinės sistemos deformatyvumo, esant tiems patiems geometriniais tilto parametrams ir išorinės tolygiai paskirstytos apkrovos skaitinei reikšmei pateikiamos 3.25 pav.

Dviejų lygių paspyrinė sistema

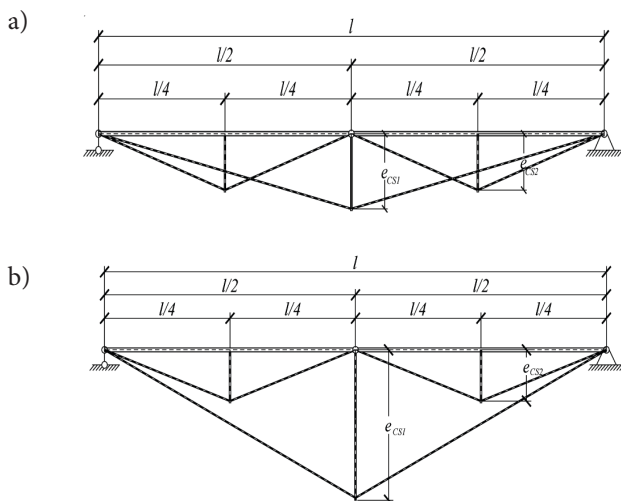
Didelio tarpatramio tiltams siūloma nauja inovatyvi dviejų lygių paspyrinė sistema. Tokio paspyrinio tilto konstrukcijos elgsena ir galimi skaičiavimo metodai yra analogiški vieno lygio sistemai. Šio tipo tilto konstrukcinei schemei panaudota paprasčiausioji vieno statramsčio paspyrinė sistema. Skaičiuojamoji schema kombinuojama iš trijų paspyrinių sistemų, dvi jų panaudojamos formuoti antrajam lygiui ir viena pirmajam. Priklausomai nuo pirmojo lygio paspyrinės sistemos ekscentriciteto, arba kitaip tariant statramsčio ilgio, dviejų lygių paspyrinio tilto konstrukcinę schemą galima būtų suskirstyti į du tipus, kurių



3.25 pav. Standumo sijos deformuotoji būsena priklausomai nuo paspyrinės sistemos deformatyvumo

pirmajam priskiriama konstrukcinė schema su prasilenkiančiomis pirmojo ir antrojo lygio paspyrinėmis sistemomis (3.26 pav. a), o antrajam su „apreminančiąja“ pirmojo lygio paspyrine sistema (3.26 pav. b).

Pirmojo lygio paspyrinė sistema inkaruojama tiesiogiai į standumo siją ties atramomis ir ekscentriškai per statramsį tilto tarpatramio viduryje. Statramsčio jungties su standumo sija vietoje, projektuojant lanksčiąją jungtį, suformuojama karpytoji dviejų tarpatramių sistema. Kiekvienam suformuotajam tarpatramiui priskiriama antrojo lygio vieno statramsčio paspyrinė sistema inkaruojama atramoje ir



3.26 pav. Dviejų lygių paspyrinio tilto skaičiuojamosios schemas su:

a) pirmojo lygio prasilenkiančia paspyrine sistema;

b) pirmojo lygio paspyrine sistema

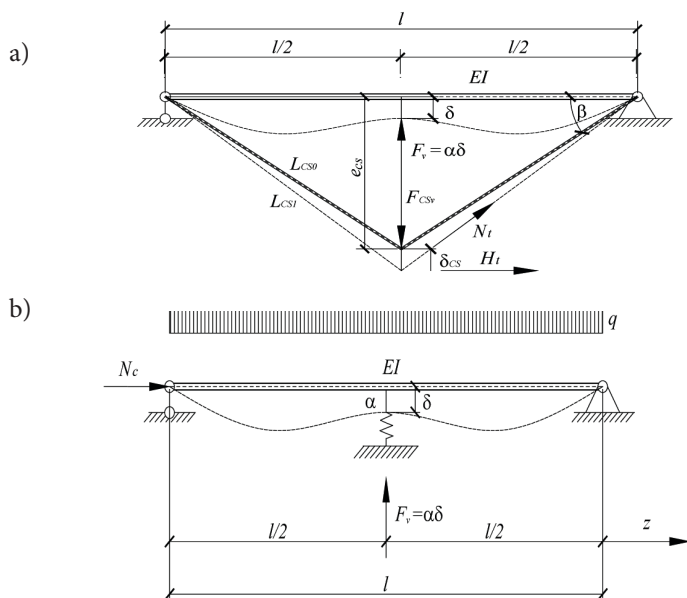
lanksčiosios jungties vietoje tiesiogiai į standumo sąją. Tokiu principu suformuotą paspyrinę konstrukciją galima nagrinėti kaip tris atskiras sistemas, atitinkamai įvertinant jų tarpusavio sąveiką. Paspyrinės sistemos tiesioginis inkaravimas į standumo sąją sąlygoja netiesinę konstrukcijos elgseną. Šio tipo konstrukcijos projektavimui gali būti taikomas skaičiuojamasis metodas, paremtas deformuotosios formos analize.

Paspyrinių tiltų standumo sąja turi būti projektuojama ašinių jėgų ir lenkiamųjų momentų poveikiui. Tolygiai paskirstytos apkrovos, veikiančios standumo sąją, sąlygoja lenkiamąsias deformacijas. Deformuodamasi standumo sąja sukelia tempiamąsias ašines jėgas, tiesiogiai inkaruotoje paspyroje, kurios deformacijos atitinkamai sąlygoja gniuždymą standumo sijoje ir statramstyje.

Skaičiuojamojo metodo taikymas paremtas dviejų lygių paspyrinio tilto suskaidymu į dvi atskiras skaičiuojamąsias schemas, kurių

vieną sudaro paspyrinė sistema, o kitą standumo sija su tarpinėmis paslankiomis atramomis statramsčių jungties vietoje. Kaip minėta, netiesinė paspyrų elgsena sąlygoje gniuždymo jėgas standumo sijoje ir statramstyje. Formuojant standumo sijos, kaip gniuždomojo lenkiamojo elemento skaičiuojamąjį modelį, gniuždymo jėgos statramstyje įvertinamos kaip paslankių atramų reakcijų jėgos, kurios yra tiesiogiai susijusios su paspyrų elgsena. Paspyrinės sistemos poveikis standumo sijai gali būti įvertintas taikant paspyrinės sistemos netiesinės analizės iteracinį procesą. Galimas paspyrinio tilto skaičiuojamasis modelis ir gniuždomosios lenkiamosios standumo sijos su tarpinėmis paslankiomis atramomis modelis pateikiami 3.27 pav.

Įvertinant paspyrinės sistemos ir jos standumo sijos sąveiką paspyrinėje sistemoje veikiančios ašinės jėgos N_t horizontali dedamoji H_t priimama kaip gniuždomoji jėga standumo sijos skaičiuojamojoje



3.27 pav. Paspyrinio tilto skaičiuojamasis modelis

schemoje N_c , o vertikali dedamoji kaip gniuždomoji jėga statramstyje F_{CSv} . Statramstis tilto tarpatramio viduryje suvaržo konstrukcijos vertikaliąsias deformacijas (poslinkius) ir gniuždomosios lenkiamosios standumo sijos skaičiuojamajame modelyje (3.27 pav. b) įvertinamas kaip atitinkamo standumo δ paslanki atrama. Papildoma paslanki atrama tarpatramio viduryje sąlygoja suvaržytąjį vertikaliųjų poslinkių δ jos pridėties vietoje. Išorinės apkrovos veikiamas elementas deformuojasi ir sukelia reakcijos jėgas tarpinių paslankių atramų vietose F_v , kurios yra tiesiogiai susijusios su gniuždomosiomis ašinėmis jėgomis paspyrinio tilto statramstyje F_{CSv} . Analizinės išraiškos standumo sijos elgsenos įvertinimui išvedamos pasinaudojant ketvirtojo laipsnio pusiausvyros diferencialinėmis lygtimis.

Gniuždomojo lenkiamojo elemento su tarpine paslankia atrama analoizinių išraiškų išvedimui panagrinėkime 3.27 pav. b pateikiamą elementą, kurio ilgis l , o lenkiamasis standis EI , skersinis suvaržymas priimamas atstumu $l/2$ nuo atramos. Nuo išorinės skersinės apkrovos q ir gniuždomosios ašinės jėgos N_c , poveikio elementas deformuojasi, kaip parodyta 3.27 pav. b, esant vertikaliajam poslinkiui δ . Tokio elemento deformuotosios būsenos pusiausvyros lygtis turi pavidalą:

$$EI \frac{d^4 v}{dz^4} + N_c \frac{d^2 v}{dz^2} = q(z). \quad (3.2)$$

Įvertinant apkrovimo ir kraštinių sąlygų $v(0, l) = v'(0, l)$, δ , $v'(l/2) = 0$ simetriją skaičiuojamojo modelio kairėje $0 \leq z \leq l/2$ ir dešinėje $l/2 \leq z \leq l$ pusėse nuo paslankios atramos pridėties vietos, netiesinio uždavinio sprendimas galimas pusei elemento.

Elemento poslinkių lygtis gaunama įvedus liaunumo parametą $kl = l \sqrt{\frac{N_c}{EI}}$ ir kai diferencialinės lygties (3.2) realusis sprendinys tenkina kraštines sąlygas:

$$v = \frac{1}{N_c} \left[\frac{1}{2} F_v l \left(\frac{z}{l} - \frac{\sin kz}{kl \cos \frac{kl}{2}} \right) + \frac{ql^2}{(kl)^2} \left(\operatorname{tg} \frac{kl}{2} \sin kz + \right. \right. \quad (3.3)$$

$$\left. \left. \cos kz - 1 \right) - qz \left(\frac{l}{2} - \frac{z}{2} \right) \right],$$

kur, F_v – atraminė reakcija paslankios atramos vietoje, kuri gali būti gauta diferencijuojant $F_v = Elv'''$:

$$F_v = \frac{ql}{kl} \frac{\left(1 + (kl)^2 / 2 - 1 / \cos kl \right)}{(kl - \operatorname{tg} kl)} + N_c \frac{\delta}{l} \frac{kl}{(kl - \operatorname{tg} kl)}. \quad (3.4)$$

Atitinkamai atsižvelgiant į tai, kad $M = -Elv''$, lenkiamojo momento išraiška turi pavidalą:

$$M(z) = \frac{ql^2}{(kl)^2} \left(\operatorname{tg} \frac{kl}{2} \sin kz + \cos kz - 1 \right) - \frac{F_v l}{2kl} \frac{\sin kz}{\cos \frac{kl}{2}}. \quad (3.5)$$

Dvinario suma (3.4) išraiškoje parodo gniuždomąjį ir lenkiamąjį poveikį standumo sijoje.

Kaip minėta gniuždomąją ašinę jėga galima nustatyti, įvertinant standumo sijos ir paspyrinės sistemos sąveika nuo išorinės skersinės jėgos poveikio:

$$N_c = \frac{F_{vCS} l}{4(e_{CS} + \delta_{CS})}. \quad (3.6)$$

Pirmajame iteracinio proceso žingsnyje gniuždomoji jėga stamstyje F_{vCS} , gali būti priimta pastovi ir lygi reakcijai paslankios atramos vietoje, gaunami, priimant, kad atramos standumas artėja į begalybę, t. y. atrama yra nepaslanki.

Paspyrinės sistemos poslinkis δ_{CS} gali būti gautas iš geometrinės deformacijų ir poslinkių darnos lygties:

$$L_{CS,1} = L_{CS,0} + \Delta L_{CS} \quad (3.7)$$

kur $L_{CS,0}$ yra pradinis paspyrų ilgis, kaip parodyta 3.27 pav. a ir yra lygus:

$$L_{CS,0} = 2\sqrt{e_{CS}^2 + 0.25l^2}, \quad (3.8)$$

$L_{CS,1}$ – paspyrų ilgis deformuotoje būsenoje, apskaičiuojamas kaip:

$$L_{CS,1} = 2\sqrt{(e_{CS} + \delta_{SC})^2 + 0.25l^2}, \quad (3.9)$$

ΔL_{CS} yra paspyrų pailgėjimas:

$$\Delta L_{CS} = \frac{H_t l}{E_{CS} A_{CS} \cos^2 \beta} \quad (3.10)$$

Skaitinėje išraiškoje (3.10) β yra kampas, kurį sudaro paspyra ir standumo sija kaip parodyta 3.27 pav. b.

Paspyrinės sistemos poslinkis gali būti apskaičiuotas ir pasinaudojant apytikslią išraišką:

$$\delta_{CS} = \frac{F_{vCS} l^3}{16E_{CS} A_{CS} e_{CS}^2 (1 + F_{vCS} l^3 / 16E_{CS} A_{CS} e_{CS}^3)} \quad (3.11)$$

Iteracijos pabaigoje tikrinama atraminės reakcijos F_v ir ašinės gniuždymo jėgos statramstyje F_{CSv} konvergavimą pagal atitinkamai užsiduotą kriterijų:

$$|F_{vCS}| - |F_v| \leq \varepsilon \quad (3.11)$$

Iteracinis procesas kartojamas tol, kol pasiekiamas norimas tikslumas.

3.3. Karpytųjų paspyrinių plieno tiltų elgsena ir skaičiavimas

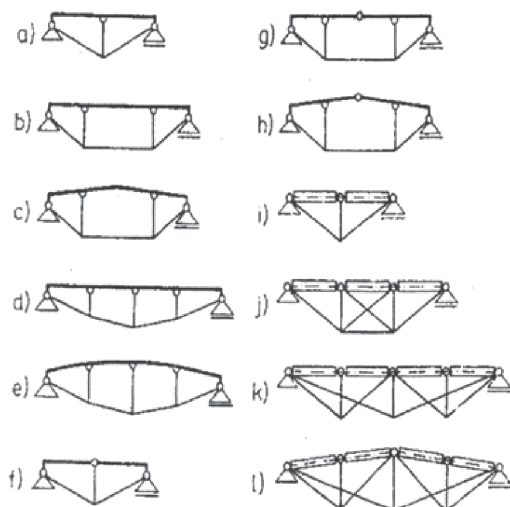
Būtina pažymėti, kad paspyrinė tilto konstrukcija su nekarpyta viršutine juosta turi ir tam tikrų trūkumų. Visų pirma, ji yra statiskai neišsprendžiama ir statinio neišsprendžiamumo laipsnis tiesiogiai priklauso nuo tarpinių atramų (t.y. statramsčių) skaičiaus. Be to, ši konstrukcija yra jautri apatinės juostos deformacijoms (poslinkiams) ir nesimetrinių apkrovų poveikiams. Netiksliai parinkus standumo sijos (viršutinės juostos) ir apatinės juostos (paspyros) standumus, arba nežymiai pakitus jų santykiui, ženkliai pasikeičia jų įrąšos ir, svarbiausia, lenkiamieji momentai viršutinėje juostoje. Veikiant asimetrinei laikinajai apkrovai (eismo apkrovai), paspyrinė konstrukcija deformuojasi pagal „S“ formos kreivę, sukeldama nemažus papildomus lenkiamuosius momentus viršutinėje juostoje. Didėjant asimetrinės laikinosios ir simetrinės nuolatinės apkrovų santykiui $\gamma = p/g$, proporcingai auga ir lenkiamasis momentas, viršydamas savo didumą M_{rac} , atsirandantį nuo simetrinių apkrovų.

Siekiant pagerinti minėtos konstrukcijos, veikiamos simetrinių ir nesimetrinių apkrovų, elgseną bei padidinti jos ekonominį veiksmingumą, buvo parengta nauja inovatyvi paspyrinė konstrukcija su karpyta viršutine juosta. Toks konstrukcinis sprendimas neturi daug analogų. Ši nauja konstrukcija savo apybrėža nedaug skiriasi nuo paspyrinės konstrukcijos su nekarpyta viršutine juosta (3.29 pav.). Esminis skirtumas yra tas, kad viršutinėje juostoje virš statramsčių yra įrengti šarnyrai. Be to, ši konstrukcija turi spyrius arba kryžmines temples, užtikrinančius geometrinę konstrukcijos nekintamumą. Šios naujos paspyrinės trijų statramsčių konstrukcijos schema parodyta 3.29 pav.

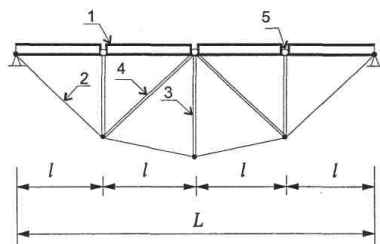
Nauja paspyrinė konstrukcija yra pranašesnė už analogišką laikinąją konstrukciją, turinčią nekarpytą standumo siją (viršutinę juostą). Naujoji konstrukcija yra, dėka įrengtų viršutinėje juostoje šarnyrų, statiskai išsprendžiama ir todėl nėra jautri apatinės juostos (paspyros) deformacijoms bei nesimetrinių laikinųjų apkrovų poveikiams. Jos

standumo sija gaminama iš vienodo ilgio elementų. Šią juostą galima konstruoti tiesią arba iškilią (poligonalinę), t.y. galima ją geriau priderinti prie techninių gamybos ir montavimo reikalavimų bei tilto eksploatavimo sąlygų.

Pavieniai šios paspyrinės konstrukcijos viršutinės juostos elementai gali būti unifikuojami ir taikomi skirtingo tarpatramio konstrukcijose. Derėtų pabrėžti, kad priešingai nei nekarpytose paspyrinėse



3.28 pav. Karpytųjų ir nekarpytųjų paspyrinių konstrukcijų pagrindinės schemas

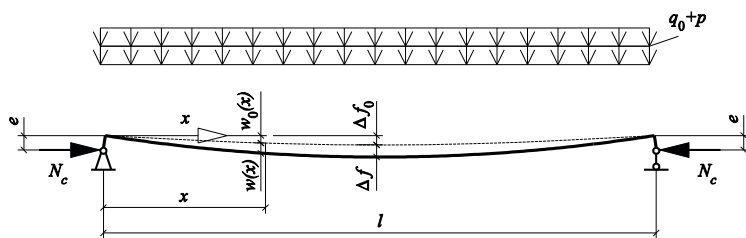


3.29 pav. Paspyrinės trijų statramsčių konstrukcijos su karpyta viršutine juosta schema: 1 - viršutine karpyta juosta; 2 - apatinė juosta; 3 - statramsčiai; 4 - spyriai (templės); 5 - tarpiniai viršutinės juostos šarnyrai

konstrukcijose, laikinosios asimetrinės ir nuolatinės simetrinės apkrovų santykis $\gamma = s/g$ karpytose sistemose neturi didelės įtakos lenkimo momentų persiskirstymui viršutinės juostos elementuose. Spyriai arba kryžminės templės didina visos konstrukcijos standumą ypač tuo atveju, kai veikia nesimetrinės apkrovos.

Nustatant nagrinėjamos karpytosios paspyrinės tilto sistemos su vienu statramsčiu įrašas bei poslinkius aptariamas bendresnis atvejis ir laikoma, kad standumo sija turi tam tikrą bendrą įlinkį kaip geometrinį netobulumą bei savojo svorio apkrovos sukeltą pradinį įlinkį. Be to, viršutinė juosta (standumo sija) bus papildomai veikiamą ir ašinių gniuždančių jėgų, atsirandančių nuo templių (paspyrų) gulsčiųjų reakcijų, pridėtų su tam tikru ekscentricitetu e . Tokio elemento skaičiuojamoji schema pateikta 3.30 pav. Jame parodytas galimas ašinės gniuždančiosios jėgos poveikis į standumo siją su tam tikro dydžio ekscentricitetu e .

Visos karpytosios paspyrinės tilto konstrukcijos skaičiuojamoji schema pateikta 3.31 pav. Yra nagrinėjami du pagrindiniai apkrovimo atvejai: simetrinis ir asimetrinis. Pirmuoju atveju eksploatacinė apkrova p paskirstyta per visą tarpatramio ilgį, antruoju – vienoje jo pusėje (3.31 pav.). Akivaizdu, kad bet kuriuo apkrovimo atveju statramsčiai bus centriškai gniuždomi, o apatinė juosta (paspyra) bus tempiama. Būtina pažymėti, kad naujos konstrukcinės sistemos viršutinės juostos tarpmazgių (elementų), veikiamų nuolatinės ir laikinosios apkrovų, laikomoji galia gali sumažėti, nes ašinė gniuždančioji jėga sukels juose



3.30 pav. Paspyrinės sistemos viršutinės juostos elemento skaičiuojamoji schema

papildomus įtempius. Šios ašinės jėgos reikšmė atvirkščiai proporcinga statramsčio aukščiui f .

Aptarsime atskiro standumo sijos elemento kaip tiesiškai deformuojamo lenkiamo strypo skaičiavimą. Savojo svorio arba galimos pradinės nuolatinės apkrovos q_0 deformuoto strypo ašies kreivė $w_0(x)$ parodyta punktyrine linija (3.30 pav.). Veikiant kartu apkrovoms q_0 ir p , ir jų bendro poveikio sukeltai gniuždančiajai jėgai N_c , pridėtai su tam tikru ekscentricitetu e , viršutinės juostos strypas deformuosis dydžiu $w(x)$. Strypo bet kurio pjūvio momentų lygtį galime užrašyti taip:

$$M(x) + \frac{(q_0 + p)x^2}{2} - \frac{(q_0 + p)l^2}{2}x - N_c \cdot w_0(x) + N_c \cdot e = 0 \quad (3.12)$$

čia: $M(x) = -EJ \cdot w''(x)$ – standumo sijos lenkiamasis momentas;

Iš (3.12) lygties galima gauti nagrinėjamo strypo lenkiamuosius momentus ties jo atramomis ir tarpatramio viduryje:

$$M(x=0) = M(x=l) = -N_c \cdot e, \quad (3.13)$$

$$M(x=l/2) = (q_0 + p)l^2/8 - N_c(e - \Delta f_0), \quad (3.14)$$

čia: Δf_0 – pradinis standumo sijos įlinkis tarpatramio viduryje.

Pradinė strypo deformuotos ašies $w_0(x)$ kreivė nusakoma tokia lygtimi:

$$w_0(x) = \frac{q_0 \cdot l^4}{24EJ} \left(\frac{x}{l} - 2 \frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right). \quad (3.15)$$

Iš (3.12) lygties atsižvelgiant į (3.15), gausime bendrąją išraišką viršutinės juostos strypo įlinkiams apskaičiuoti:

$$w(x) = w_p(x) + w_f(x) - w_e(x), \quad (3.16)$$

čia: $w_p(x)$ – įlinkių dalis nuo eksploatacinės apkrovos; $w_f(x)$ – įlinkių

dalį nuo ašinės jėgos N_c poveikio, įvertinant pradinį standumo sijos įlinkį; $w_e(x)$ – įlinkių dalis nuo ašinės jėgos N_c poveikio, įvertinant galimą ekscentricitetą.

Akivaizdu, kad didžiausios poslinkių reikšmės bus strypo tarpatrio viduryje. Užrašysime analogiškai (3.16) išraiškai formulę viduriniojo pjūvio ($x = l/2$) poslinkiams apskaičiuoti:

$$\Delta f = \Delta f_p + \Delta f_f - \Delta f_e, \quad (3.17)$$

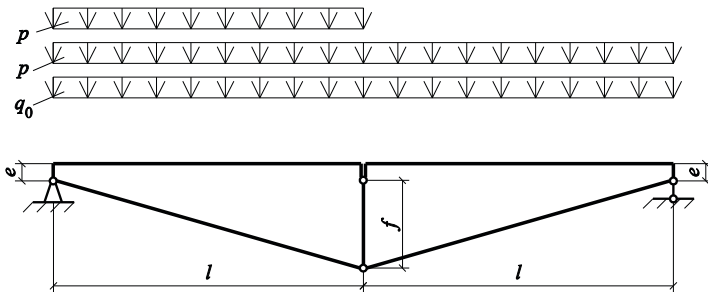
čia:

$$\Delta f_p = \frac{5}{384} \cdot \frac{(q_0 + p)l^4}{EJ}, \quad (3.18)$$

$$\Delta f_f = \frac{(q_0 + p)l^4}{384 \cdot EJ} \cdot \frac{61 \cdot N_c \cdot l^2}{120 \cdot EJ}, \quad (3.19)$$

$$\Delta f_e = \frac{N_c \cdot l^2 \cdot e}{8 \cdot EJ}. \quad (3.20)$$

Išraiškų (3.17) – (3.20) analizė parodo, kad ašinė gniuždančioji jėga N_c turi dvejopą poveikį standumo sijos įlinkiams. Ašinė gniuždančioji jėga įvertinant pradinį standumo sijos elemento įlinkį $w_0(x)$ didina bendruosius poslinkius, o necentrinis jos pridėjimas šiuos



3.31 pav. Paspyrinės sistemos skaičiuojamoji schema

poslinkius mažina. Kaip ir buvo minėta, viršutinės juostos ašinė jėga apskaičiuojama, atsižvelgiant į nedeformuotąją schemą, pagal šią išraišką:

$$N_c = \frac{(q_0 + p) \cdot (L)^2}{8 \cdot f}, \quad (3.21)$$

čia: $L = 2l$ – bendrasis paspyrinės konstrukcijos tarpatramis

Būtina pažymėti, kad siekiant sumažinti standumo sijos elementų įtempius ir tuo pačiu užtikrinti jos laikomąją galią, derėtų taikyti jos lenkiamųjų momentų reguliavimą parenkant tam tikro dydžio ekscentriciteto reikšmes, didesnes už pradines. Taip yra sukuriama ties standumo sijų strypų atramomis priešingo ženklo nei tarpatramio viduryje lenkiamieji momentai. Jei standumo sija projektuojama nekintamo per jos ilgį skerspjūvio aukščio ($h_c = \text{const}$), tai charakteringų jos pjūvių racionalaus lenkiamųjų momentų suregulavimo sąlyga būtų tokia: $|M(x=0)| = |M(x=l/2)|$.

Būtina pastebėti, kad tikrinant taip sureguliuotų standumo sijos elementų laikomąją galią būtina atsižvelgti ir į asimetrinį apkrovimą. Šiuo atveju vienas iš standumo sijos elementų bus veikiamas visos apkrovos ($q_0 + p$), kitas – tik nuolatinės (q_0). Akivaizdu, kad gniuždymo jėga abiejuose elementuose bus lygios, tačiau savo reikšme mažesnė už ašinę jėgą esant simetriniam apkrovimui ($N_{c,s} < N_c$). Jei yra žinomas laikinos ir nuolatinės apkrovų santykis $\gamma = p/q_0$, tai ašinė jėga asimetriniu apkrovimo atveju apskaičiuojama taip:

$$N_{c,s} = N_c (1 + 0,5 \cdot \gamma) (1 + \gamma).$$

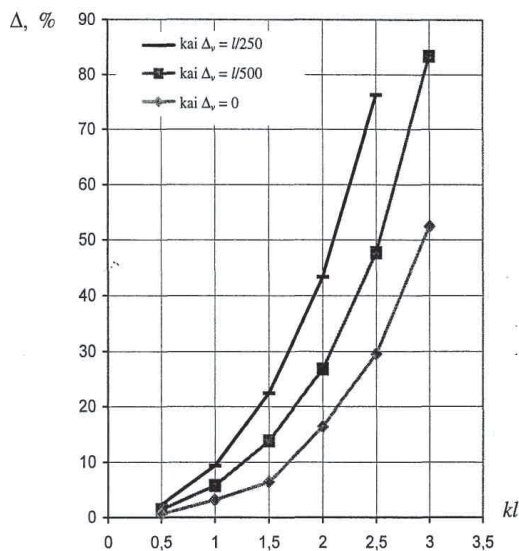
Asimetriškai apkrautos viršutinės juostos elemento ašinė gniuždančioji jėga sumažėja, tačiau lenkiamasis momentas padidėja. O bendruosius įtempius standumo sijoje derėtų šiuo atveju apskaičiuoti atsižvelgiant į apkrovų santykį γ .

3.4. Paspyrinių plieno tiltų projektavimo ypatumai ir netiesinės elgsenos vertinimai

Paspyrinių tiltų konstrukcijų elementų (standumo sijos, paspyrų, statramsčių) skerspjuvių parinkimas ir patikrinimas turėtų būti atliekamas pagal galiojančias plieninių konstrukcijų projektavimo normas (LST EN 1993-1-1, LST EN 1993-2). Žinodami, kad paspyrinėms konstrukcijoms yra būdinga geometriškai netiesinė elgsena, privalėtume apskaičiuoti jos įrašas bei poslinkius atsižvelgiant į deformuotąją būseną. Tačiau turėdami geometriškai netiesinio statinio skaičiavimo rezultatus negalėsime, deja, jais tiesiogiai pasinaudoti tikrinant paspyrinės konstrukcijos ribinius būvius. Galiojančių normų nuostatose numatoma tokio skaičiavimo galimybė (galima suprasti, kad ne draudžiama), tačiau detalai neaptariama kaip tai atlikti. Plieninių konstrukcijų projektavimo normose centriškai gniuždomų ir ašinės jėgos bei lenkiamojo momento veikiamų strypų laikomoji galia tikrinama vartojant geometriškai tiesinio skaičiavimo įrašas. Iš šios juostos išskiriamas strypas (dažniausiai tarpmazgio ilgio) ir jis redukuojamas per skaičiuojamojo ilgio koeficientą į šarnyriškai galuose paremtą strypą. Jo deformuotos ašies kreivė priimama sinusoidė. Įrašų deriniai apskaičiuoti taikant superpozicijos principą. Toks viršutinės juostos ribinio būvio tikrinimas pagal nėra pakankamai tikslus. Būtina pažymėti, kad kuo bus liaunesnė standumo sija ($kl > 1$), tuo bus didesnės paklaidos ir ne vien dėl absoliučių lenkiamųjų momentų tiesinio ir netiesinio skaičiavimo skirtumų, bet ir dėl nesutampančių realios deformavimosi ir normose priimtose kreivių. Iš esmės, griežtai prisilaukiant normų gali būti sukurama paradoksali situacija. Projektuotojas privalo paspyrinės tilto konstrukcijos statinius skaičiavimus bei ribinio būvio tikrinimą atlikti kaip tiesinės elgsenos sistemų, žinodamas, kad gauti rezultatai ne visai tiksliai nusako tikrąjį jų įtempimų deformacijų būseną. Todėl neabejotinai aktualu pradėti rengti metodiką geometriškai netiesinių konstrukcijų ribiniams būviams skaičiuoti. Ši metodika

turėtų būti pagrindžiama išsamiais teoriniais ir eksperimentiniais tyrimais.

Nors paspyrinės sistemos standumo sija (viršutinė juosta) yra netiesinės elgsenos, tačiau, kaip minėjome, jos įrašos ir poslinkiai yra neretai apskaičiuojami neatsižvelgiant į geometrinį netiesiškumą. Toks skaičiavimas nenusako jos tikrosios įtempių deformacijų būsenos. Geometriškai netiesinio nekarpytosios paspyrinės konstrukcijos skaičiavimo būtinumą galėtume pagrįsti lyginamąją analize, t.y. sugretinę abiejų (tiesinio ir netiesinio) skaičiavimų įrašas. Gautas netiesinio skaičiavimo išraiškos parodo, kad ašinė gniuždančioji jėga didina viršutinės juostos poslinkius bei lenkiamuosius momentus. Siekdami nustatyti tiesinio skaičiavimo paklaidas, sugretinsime pastarąjį su geometriškai netiesiniu. 3.32 paveiksle yra pateikti santykinų paklaidų apskaičiuojant tiesiškai nekarpytosios standumo sijos lenkiamuosius momentus grafikas, priklausomai nuo liaunumo parametro kl .



3.32 pav. Lenkiamųjų momentų tiesinio skaičiavimo santykinės paklaidos

Iš grafiko matyti, jog visame viršutinės juostos liaunumo parametro kl kitimo diapazone lenkiamieji momentai, apskaičiuoti pagal tiesinę elgseną, yra mažesni už geometriškai netiesinio skaičiavimo momentus. Tiesinio skaičiavimo paklaidos auga didėjant standumo sijos liaunumo parametrai kl . Kai $kl < 1$, paklaidos neviršija 5%, o kai $kl = 2,5$, jos yra lygios 29,6% (esant nepaslankiai atramai $\Delta v = 0$) ir pasiekia 47,7% (esant atramos poslinkiui $\Delta v = l/500$). Didėjant atramos poslinkiui, paklaidos auga. Grafikas akivaizdžiai parodo, jog tiesinis viršutinės juostos skaičiavimas gali būti pateikiamas tik esant $kl < 1,0$. Kai paspyrinės konstrukcijos standumo sijos liaunumo parametras $kl > 1,0$, jos statinis skaičiavimas turi būti atliekamas atsižvelgiant į geometrinį netiesiškumą.

4. PLIENO TILTŲ RACIONALŲS PARAMETRAI IR ĮRĄŽŲ REGULIAVIMAS

4.1. Kabamųjų standžialynių plieno tiltų racionalūs komponuojamieji parametrai

Kabamųjų tiltų su standžiais lynais techniniam ekonominiam veiksmingumui didelę įtaką turi tinkamas komponuojamųjų parametų parinkimas. Baigtinio lenkiamojo standumo lynų panaudojimas inovatyvių kabamųjų tiltų konstrukcijose yra neabejotinai efektyvus standumo padidinimo būdas, leidžiantis ženkliai sumažinti standumo sijos vertikaliuosius poslinkius ir lenkimo momentus, ypač neapkrautojoje laikinąją apkrovą jos dalyje. Standžiųjų lynų panaudojimo efektyvumą galima padidinti tinkamai parinkus visos kabamojo tilto konstrukcijos komponuojamuosius parametrus.

Prie pagrindinių kabamojo tilto komponavimo uždavinių priskiriami konstrukcinės sistemos ir medžiagų parinkimas, tilto tarpatramio ilgio, tilto pločio, lyno pradinio įsvirio ir ilgio, atotampų ilgio ir kt. nustatymas, preliminarus elementų skerspjūvių formos ir geometrinių charakteristikų nustatymas. Kabamiesiems tiltams su standžiais lynais taip pat būtina nustatyti racionalų lyno ir sijos standumų santykį, racionalią standaus lyno pradinę apybrėžą ir įsvirį, taip pat papildomų lankstų įrengimo veiksmingumą. Remiantis kabamųjų tiltų pasauline patirtimi, galima pateikti tam tikras bendras rekomendacijas parenkant pagrindinius tilto konstrukcinės sistemos matmenis.

Klasikinių kabamųjų tiltų su lanksčiais lynais pagrindinio tarpatramio ilgis būna nuo kelių šimtų iki rekordinių kelių tūkstančių metrų. Galimybę perdengti ypatingai didelius tarpatramius sąlygoja šiuolaikinių aukšto stiprumo plieninių lynų panaudojimas. Standžiųjų lynų panaudojimas pasiteisina tiltuose, kurių pagrindinis tarpatramis neviršija 300 – 400 m. Didesniu standumu pasižymi vieno tarpatramio kabamieji tiltai su atotampomis. Projektuojant trijų ar daugiau tarpatramių kabamuosius tiltus, rekomenduojamas kraštinių tarpatramių

ilgis neturėtų viršyti $\frac{1}{4}$ pagrindinio tarpatramio. Tiltlo pločio parinkimas dažniausiai priklauso nuo tiltlo paskirties. Pėsčiųjų tiltams jis priklauso nuo numatomo pėsčiųjų srauto, automobilių tiltų priklauso nuo važiuojamųjų juostų kiekio ir pėsčiųjų šaligatvių pločių ir pan. Lyno pradinio įsvirio parinkimas paremtas ekonominiais samprotavimais. Žinoma, kad mažinant kabamojo lyno pradinį įsvirį, didėja skėtimo jėgos ir atitinkamai tiltlo atraminių dalių įrengimo kaštai. Preliminariai pradinį įsvirį galima parinkti nuo $1/8$ iki $1/10$ tarpatramio ilgio mažo ir vidutinio tarpatramio tiltams ir nuo $1/10$ iki $1/12$ tarpatramio ilgio didelio tarpatramio tiltams. Trijų ar daugiau tarpatramių tiltuose kraštinių tarpatramių pradinis įsviris parenkamas iš sąlygos:

$$\frac{l_1^2}{f_1} = \frac{l_2^2}{f_2}, \quad (1.60)$$

čia l_1 ir f_1 – tiltlo pagrindinio tarpatramio ilgis ir pradinis įsviris; l_2 ir f_2 – tiltlo kraštinio tarpatramio ilgis ir pradinis įsviris.

Esant racionaliai parinktam pradiniam įsviriui, pagrindinio lyno, standumo sijos ir pakabų įrengimo kaina lygi pilonų, ankerių, šoninių atotampų kainai.

Veikiamo laikinosios apkrovos q lankstaus lyno deformacijų daromos lygtį:

$$l + \frac{8}{3} \frac{f_0^2}{l} = l + \frac{8}{3} \frac{(f_0 + \Delta f_u)^2}{l} - \frac{H_q l}{EA_l}, \quad (1.61)$$

čia Δf_u – ribinis įlinkis; $H_q = \frac{ql^2}{8f_0}$ – lankstaus lyno skėtimo jėga nuo laikinosios apkrovos poveikio, neįvertinant įsvyrio prieaugio Δf_u .

Lyno skerspjūvio ploto parinkimas pagal stiprumo sąlygą, kai lynui atitenka visa nuolatinė ir laikinoji apkrovos atliekamas pagal formulę:

$$A_l = \frac{H}{f_y} = \frac{(g+q)l^2}{8f_0f_y}, \quad (1.62)$$

Prilyginus lyno skerspjūvio plotus iš (1.54) ir (1.55) formulių, gaunama išraiška:

$$\frac{f_0}{l} = \frac{3}{16} \cdot \frac{q}{g+q} \cdot \frac{l}{\Delta f_u} \cdot \frac{f_y}{E}, \quad (1.63)$$

Taigi, esant rekomenduojamam pradiniam įsvyriui (1/8–1/10) tarpatramio ilgio, lankstusis lynas iš aukšto stiprumo plieno turi būti skaičiuojamas iš standumo sąlygos, jo stipris nebus visiškai išnaudotas, o standus lynas iš valcuotojo plieno – pagal stiprumo sąlygą. Taip pat formulė (3.56) gali būti taikoma norint racionaliai parinkti tiek lankstaus, tiek standaus lyno plieno markę, jei nustatytas lyno pradinis įsvyris ir ribinis įlinkis.

Tilto suminis lenkiamasis standumas priimant, kad maksimalus įlinkis nuo laikinosios apkrovos yra lygus ribiniam $\Delta f_p = \Delta f_u$, gali būti nustatomas pagal išraišką:

$$EI \geq \frac{0,375pl^4 - 16\Delta f_u f_0^2 E_c A_c}{28,8\Delta f_u}, \quad (1.64)$$

Prenkant lyno ir sijos standumų santykį $\xi = \frac{EI_l}{EI_s}$, nustatomas atskirai lyno ir standumo sijos lenkiamasis standumas. Tyrimai rodo, racionaliausias standaus lyno ir sijos standumų santykis yra $\xi = 0,5 - 0,7$.

Konstruktinių elementų skerspjūvių matmenis nustatomi skaičiavimais pagal stiprumo ir standumo sąlygas, o parenkant jų formą, būtina atkreipti dėmesį į tilto aerodinaminį pastovumą, kuris priklauso ir nuo skerspjūvių formos aptakumo.

Standaus lyno minimalus skerspjūvio plotas iš stiprumo sąlygos gali būti skaičiuojamas pagal išraišką:

$$A \geq \frac{H}{f_y} \left(1 + \frac{e}{2\alpha^2 h_l} \right), \quad (1.65)$$

čia $e = m_{\max} / H$ – ekscentricitetas; h_l – lyno skerspjūvio aukštis; α – lyno skerspjūvio formos koeficientas.

Įvertinant liaunumo parametą $kl = l\sqrt{H/EI}$, lyno skerspjūvio aukštis gali būti nustatomas iš išraiškos:

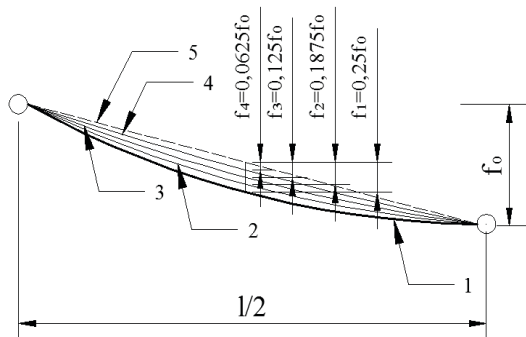
$$h_c = \sqrt{\left(e / 4\alpha^2 \right)^2 + f_y / k^2 E \alpha^2} - \left(e / 4\alpha^2 \right). \quad (1.66)$$

Veikiant simetrinėms apkrovoms, kurios nesukelia didelių lenkimo momentų bei kinematinų poslinkių, veiksmingesnė yra tilto konstrukcija su parabolinės apybrėžos standžiais lynais. Veikiant nesimetrinėms apkrovoms, parabolinės apybrėžos standžiųjų lynų naudojimo efektyvumas mažėja, be to jų gamyba yra sudėtingesnė. Iš kabamųjų stogų projektavimo patirties žinomi sprendiniai, kai panaudojami kitokios pradinės formos baigtinio lenkiamojo standžio lynai. Kabamojo lyno įtempių ir deformacijų būvis priklauso nuo jo pradinės formos, kuri turi įtakos tiek lyno, tiek visos tilto konstrukcijos standumui. Padidinti kabamojo tilto standumą galima keičiant trijų lankstų baigtinio lenkiamojo standžio lyno pradinę formą. Atitinkamos kreivės parinkimas leidžia standžiam lynui efektyviau priešintis pradinės formos pasikeitimui, veikiant simetrinėms ir ypač nesimetrinėms apkrovoms, ir tuo pačiu užtikrinti visos tilto konstrukcijos standumą (1.25 pav.).

Tyrimai rodo, kad, veikiant simetrinei apkrovai, racionaliausia baigtinio lenkiamojo standžio lyno apybrėža yra parabolinė. Kitų lynų konstrukcijų kabamųjų tiltų standumo sijose tarpatramio ketvirčiuose atsiranda daug didesni poslinkiai, o vidurinis mazgas pakyla į

viršų. Veikiant nesimetrinei apkrovai, baigtinio lenkiamojo standžio lyno pradinės formos įtaka kabamojo tilto standumo sijos įtempių ir deformacijų būviui tampa akivaizdi. Veikiant nesimetrinei apkrovai, kabamojo tilto su parabolinės apybrėžos pagrindiniu lynu standžio sijai būdingas S-formos išsikreivinimas. Keičiant lyno apybrėžą, galima išvengti šio trūkumo, pavyzdžiui, kai jo pradinis išvyris tarpatramio ketvirtyje yra $f_3 = 0,125f_0$, standumo sijos apkrautos dalies poslinkiai artimi kabamojo tilto su parabolinės apybrėžos lynu standumo sijos poslinkiams. Neapkrauta dalis deformuojasi nedaug. Didėjant laikinosios ir nuolatinės apkrovos santykiui iki $\gamma = 3$, racionalesne tampa konstrukcija, kurios lyno pradinis išvyris yra $f_4 = 0,0625f_0$, t.y. pradinė lyno apybrėža artimesnė tiesiems elementams. Didėjant laikinosios ir nuolatinės apkrovos santykiui $\gamma > 3$, racionalesne yra konstrukcija, kurios baigtinio lenkiamojo standžio lynas suformuotas iš tiesių elementų, t.y. $f_5 = 0$.

Siekiant padidinti kabamųjų tiltų su standžiais lynais veiksmingumą gali būti keičiamas lyno pradinis išvyris. Tyrimai rodo, kad pradinio



1.25 pav. Pradinė lyno forma: 1 – parabolinės apybrėžos lynas, kai $f_1 = 0,25f_0$, 2 – lynas, suformuotas iš kreivųjų elementų, kai $f_2 = 0,1875f_0$, 3 – lynas, suformuotas iš kreivųjų elementų, kai $f_3 = 0,125f_0$, 4 – lynas, suformuotas iš kreivųjų elementų, kai $f_4 = 0,0625f_0$, 5 – lynas, suformuotas iš tiesių elementų, kai $f_5 = 0$

įsvyrio didinimas nuo $f_0 = (1/10)l$ iki $f_0 = (1/8)l$ $f_0 = (1/8)l$ yra veiksmingas būdas sumažinti standumo sijos tarpatramio vidurio poslinkį simetrinės apkrovos atveju. Esant tiek simetrinei, tiek nesimetrinei apkrovai lyno pradinio įsvyrio didinimas leidžia sumažinti skėtimo jėgą, jos sukeltų įtempių dalį, bei suminius lyno įtempius, tačiau baigtinio lenkiamojo standžio lyne ir standumo sijoje padidėja lenkimo momentai ir jų sukelti įtempiai. Taigi didinti standaus lyno pradinį įsvyrį yra racionalu esant simetrinei apkrovai, siekiant sumažinti standumo sijos vertikaliuosius poslinkius taip pat norint sumažinti lyno skėtimo jėgą.

Kabamųjų tiltų standumo sijos apkrovas laikantiesiems lynams perduoda per pakabas, kurios paprastai lygiu atstumu per visą tilto tarpatramį. Nedidelių tarpatramių tiltuose žingsnis tarp pakabų paprastai būna 5–8 m, esant didesniems tarpatramiams 15–18 ir daugiau. Nustatant žingsnį, būtina įvertinti sistemos konstrukcinius ypatumus, pvz., patartina įrengti pakabas skersinių sijų prijungimo prie pagrindinių vietose. Jei standumo sijos projektuojamos santvarinio tipo, tai pakabas būtina įrengti santvarų mazguose. Taip pat būtina įvertinti ir tilto estetinį vaizdą: per tankus pakabų išdėstymas pablogina tilto architektūrinį išraiškingumą.

4.2. Paspyrinių plieno tiltų įrašų reguliavimas

Paspyrinių konstrukcijų viršutinė juosta yra pagrindinis laikantysis elementas, kuris lemia ne tik jų patikimumą, bet ir ekonominį veiksmingumą. Šio elemento masė sudaro apie 55...70% visos konstrukcijų masės. Viršutinė juosta yra lenkiamas-gniuždomas nekarpytas elementas, atremtas ant diskretiškai išdėstytų tampriai paslančių atramų. Įrašų pasiskirstymas viršutinėje juostoje apsprendžia jos skerspjūvio parametrus, o tuo pačiu ir masę. Dažniausiai vartojama vienodo skerspjūvio aukščio ($h_c = \text{const}$) viršutinė juosta. Toks nekarpytas tolygiai paskirstytos ap-^{*}krovos p lenkiamas elementas laikomas optimaliai arba racionaliai suprojektuotu, t.y. turinčiu mažiausią masę,

jei yra tenkinama sąlyga [41]:

$$M_m = M_v, \quad (8.1)$$

Ši sąlyga (8.1) gali būti tenkinama tik tuo atveju (kai $p = \text{const}$), jei tarpinės viršutinės juostos atramos yra tamptriai paslankios, o atstumai tarp kraštinių ir vidurinių atramų yra nusakomi tam tikra priklausomybe [41]. Pagrindiniu viršutinės juostos racionalių parametru laikysime lenkiamąjį momentą $M_{ra} = M_m = M_v$. Kiti racionalūs parametrai yra tarpinių atramų reakcijos F_{vI} ir jų tamprieji poslinkai Δv_i .

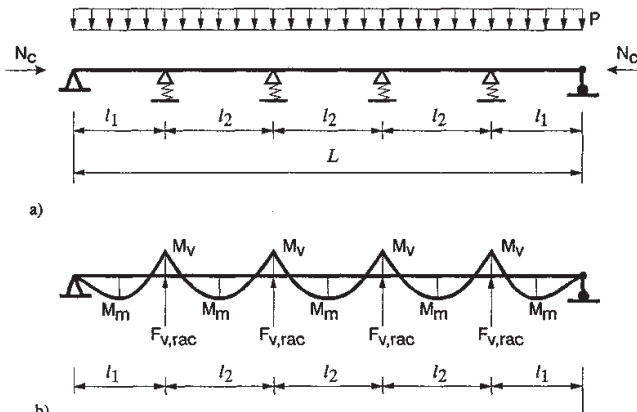
Geometriškai tiesinis racionalių parametų skaičiavimas

$$M_{rac} = \frac{pL^2}{8(1+n\sqrt{2})^2}, \quad (8.2)$$

$$F_{v,rac} = \frac{pL\sqrt{2}}{1+n\sqrt{2}}, \quad (8.3)$$

$$l_1 = \frac{L(1+\sqrt{2})}{2(1+n\sqrt{2})}, \quad (8.4)$$

$$l_2 = \frac{L\sqrt{2}}{1+n\sqrt{2}}, \quad (8.5)$$



8.1 pāv. Viršutinės juostos skaičiuojamoji schema (a) ir racionalaus momentų pasiskirstymo diagrama (b)

čia l_1 ir l_2 - kraštiniai ir viduriniai nekarpyto strypo tarpatramiai (žr. 8.1 pav.); n - tarpinių atramų skaičius. Jei $n = 1$, bus įrengta viena tarpinė atrama ($l_2 = 0$) ir racionalaus momento M_{mc} bei atitinkamos atraminės reakcijos $F_{v, rac}$ didumai bus skaičiuojami [41]:

$$M_{rac} = \frac{pL^2}{8(1+\sqrt{2})^2}, \quad (8.6)$$

$$F_{v, rac} = \frac{pL\sqrt{2}}{1+\sqrt{2}}. \quad (8.7)$$

Darbe [41] yra nutylimas tarpinių atramų racionalių poslinkių skaičiavimas. Pateiksime be išvedimo (autorius gautas) formules racionaliems lenkiančiam momentui, atraminei reakcijai ir vidurinės atramos poslinkiui (kai $n = 1$) skaičiuoti:

$$M_{rac} = pl_1^2 \left(\frac{3}{2} - \sqrt{2} \right), \quad (8.8)$$

$$F_{v, rac} \approx 2pl_1(2 - \sqrt{2}), \quad (8.9)$$

$$\Delta_{v, rac} = \frac{pl_1^4}{3EI} \left(\sqrt{2} - \frac{11}{6} \right). \quad (8.10)$$

Formulės (8.6) ir (8.8) bei (8.7) ir (8.9) duoda identiškus rezultatus. Racionalus poslinkis $\Delta_{v, rac}$ yra svarbus parametras ne tik viršutinei juostai, bet ir apatinei juostai, nes parodo, kiek turi deformuotis pastaroji, kad būtų tenkinama (8.1) sąlyga. Racionalaus poslinkio $\Delta_{v, rac}$ didumas priklauso ne tik nuo apkrovos p , bet ir nuo viršutinės juostos lenkiamojo standumo EI . Kintant viršutinės juostos lenkiamajam standumui EI , keisis ir $\Delta_{v, rac}$ o tuo pačiu apatinės juostos standumas EA_a . Projektuojant yra svarbu deramai parinkti viršutinės juostos EI ir apatinės juostos EA_a standumų santykį. Kuo standesnė yra viršutinė juosta, tuo ji yra jautresnė tarpinių atramų poslinkiams, tuo tiksliau būtina parinkti apatinės juostos skerspjūvį

4.3. Paspyrinių plieno tiltų momentų reguliavimas atsižvelgiant į netiesinę elgseną

Minėjome, kad paspyrinių konstrukcijų viršutinė juosta yra netiesiškai deformuojamas gniuždomas-lenkiamas elementas ir jo įtempių-deformacijų būvis turi būti skaičiuojamas atsižvelgiant į geometrinį netiesiškumą. Manome, kad ir skaičiuojant racionalius viršutinės juostos parametrus derėtų atsižvelgti į netiesinę, jos elgseną. Aptarsime paprastesnį atveją kai $n = 1$, o $l_1 = L/2$. Nepateikdami detalaus išvedimo, užrašysime formules $M_{\text{rao}} F_{v\text{-rac}}$ bei $\Delta_{v>\text{rac}}$ skaičiuoti, atsižvelgiant į geometrinį netiesiškumą:

$$F_{v,\text{rac}} = pL \cdot \varphi_1(kL), \quad (8.12)$$

$$\Delta_{v,\text{rac}} = \frac{pL^4}{16EI} \cdot \varphi_2(kL), \quad (8.13)$$

Kur

$$\varphi_1(kL) = \frac{1 - 2 \cos \frac{kL}{2} + \sin \frac{kL}{2} \cdot \sin kx + \cos \frac{kL}{2} \cdot \cos kx}{kL \left(\sin \frac{kL}{2} + \sin kx \right)} \quad (8.14)$$

$$\varphi_2(kL) = \frac{\left[\frac{1}{\cos \frac{kL}{2}} - \frac{k^2 L^2}{8} - 1 - F_{v,\text{rac}} \left(\lg \frac{kL}{2} - \frac{kL}{2} \right) \frac{kL}{pL} \right]}{k^4 L^4}; \quad (8.15)$$

$kL = L \sqrt{\frac{N_c}{EI}}$ – gniuždomojo-lenkiamojo strypo liaunumo parametras

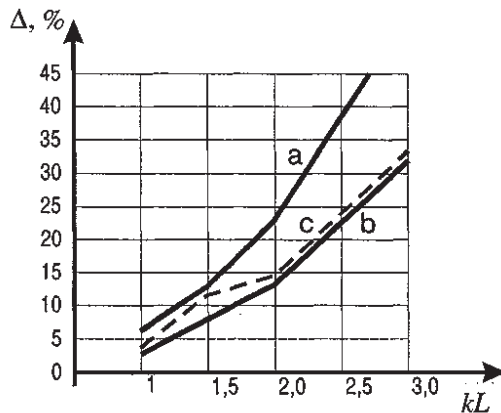
Iš (8.12) (8.15) formulių matome, kad racionalus parametrai netiesiškai priklauso nuo gniuždomosios ašinės jėgos. Pastarosios įtaka proporcinga strypo liaunumo parametrai kL .

Geometriškai tiesinio ir netiesinio racionalių parametų skaičiavimo palyginamoji analizė

Sprendžiant optimizacijos uždavinį yra paplitusi nuostata, jog geometriškai netiesinės elgsenos konstrukcijos gali būti analizuojamos kaip tiesinės [17, 41, 75]. Norėdami įvertinti tokios prielaidos teisingumą, sugretinsime tiesinio ir netiesinio racionalių parametų skaičiavimus. Aptarsime paprasčiausią atveją, t.y. kai viršutinė juosta paremta viena tarpine atrama ($n = 1$).

Iš (8.12) – (8.15) formulių matome, kad racionalus lenkiamasis momentas netiesiškai priklauso nuo viršutinės juostos liaunumo parametro kL . Šio momento pasiskirstymo per juostos ilgį kreivė nėra kvadratinė parabolė. Akivaizdu, jog didėjant ašinei jėgai N_c (t.y. didėjant kL) auga racionalaus lenkiamojo momento didumas.

Pasitelkdami skaitmeninį eksperimentą, sugretinsime geometriškai tiesinio ir netiesinio racionalių parametų skaičiavimus. 8.2 paveiksle pateiktos gniuždomosios-lenkiamosios viršutinės juostos lyginamųjų racionalių parametų AM_{rac} (%), $\Delta F_{v, rac}$ (%) ir Δv_{roc} (%) priklausomybės nuo kL .



8.2 pav. Viršutinės juostos tiesinio ir netiesinio skaičiavimų lyginamieji racionalūs parametrai: a – momentų, b – atraminių reakcijų, c – atramų poslinkių

Veikiant gniuždomajai jėgai N_c ir kintant parametrai kL nuo 1,0 iki 3,0, netiesinio skaičiavimo racionalus lenkimo momentas M_{racCjC} yra didesnis už tiesinio skaičiavimo analogišką parametą. Didėjant kL , skirtumas ΔM_{rac} auga netiesiškai. Kai $kL = 1,5$, $\Delta M_{rac} = 12,5\%$, o kai $kL = 2,5$, $\Delta M_{rac} = 38\%$. Kintant kL didėja ir lyginamųjų atraminių reakcijų $\Delta F_{v>ra}c$, ir lyginamųjų atramų poslinkių $5(\Delta v)_{rac}$ reikšmės. Esant $kL = 1,5$, $\Delta F_{v>ra}c = 11\%$, o $8(\Delta v)_{rac} = 8\%$, esant $kL = 3,0$, $\Delta F_{v>ra}c = 3\%$, o $8(\Delta v)_{rac} = 32\%$.

Išanalizavę gautus skaitmeninio eksperimento rezultatus galime teigti, jog paspyrinių konstrukcijų viršutinių juostų racionalius parametrus (M_{rac} , $F_{v>rac} > \Delta v_{rac}$) būtina skaičiuoti atsižvelgiant į netiesinę jos elgseną. Tiesinio skaičiavimo rezultatai duoda paklaidą, kuri tiesiogiai priklauso nuo liaunumo parametro kL . Tiesinis minėtų parametų skaičiavimas yra pateisinamas tik galiojant apribojimui $kL < 1,0$. Tada skaičiavimo paklaidos neviršija 5-6%.

Akivaizdu, jog skaičiuoti racionalius parametrus atsižvelgiant į netiesinę elgseną yra sudėtinga. Skaičiavimo imlumas išauga didėjant tarpinių atramų skaičiui. Mes išnagrinėjome tik simetrinį apkrovimo variantą. Esant vienpusei apkrovai skaičiavimas tampa sudėtingesnis. Būtina analizuoti kiekvieną apkrovų derinį atskirai.

Karpytosios viršutinės juostos veiksmingumą galima padidinti racionaliai paskirsčius lenkiamuosius momentus jos elementuose, esančiuose tarp šarnyrų. Racionalumo sąlyga gali būti užrašyta analogiškai nekarpytosios juostos sąlygai (8.1):

$$M_m = M_v.$$

Kadangi paspyrinių konstrukcijų viršutinė juosta yra ne tik lenkiama, bet ir gniuždoma, tai kiekvieno jos tarpmazgio galuose šarnyras įrengiamas taip, kad veikiant ašinei jėgai N_c sukeltų šiame pjūvyje lenkiamąjį momentą M_v :

$$M_m = N_c \cdot e_{mc} = M_{rac} \quad (9.1)$$

kur e_{mc} – racionalus viršutinės juostos ekscentricitetas.

Veikiant gniuždomajai jėgai N_c su racionalių ekscentricitetu e_{rac} gaunamas racionalus lenkiamųjų momentų pasiskirstymas viršutinės juostos elementuose. Bendroji viršutinės juostos momentų pasiskirstymo diagrama yra analogiška nekarpytosios juostos racionaliai momentų diagramai (žr. 8.1 pav.).

Apytikriai, t.y. neatsižvelgus į netiesinę elgseną racionalus viršutinės juostos ekscentricitetas apskaičiuojamas taip:

$$e_{rac} \cong \frac{pl^2}{16N_c}. \quad (9.2)$$

Ekscentriciteto e_{rac} didumas tiesiogiai priklauso nuo viršutinės juostos elemento ilgio Z bei veikiančios apkrovos p . Veikianti ašinė jėga N_c mažina racionalų ekscentricitetą. Konstrukciniu požiūriu e_{rac} neturėtų viršyti pusės skerspjūvio aukščio ($e_{rac} < h_f/l$). Ašinė jėga viršutinėje juostoje priklauso ne tik nuo apkrovos, bet ir nuo visos paspyrinės konstrukcijos aukščio.

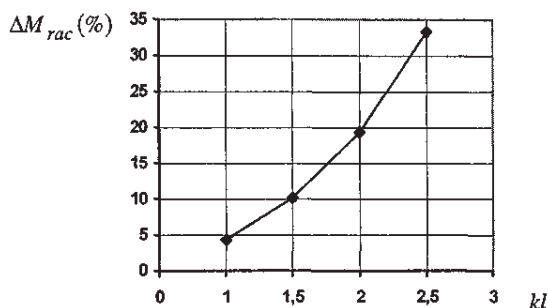
Veikiant nesimetrinei laikomajai apkrovai ašinės jėgos tiek apatinėje, tiek viršutinėje juostoje sumažėja proporcingai dydžiu $l+y/2$. Dėl šios priežasties apkrautosios viršutinės juostos elementuose atsiranda lenkiamasis momentas, didesnis už M_{rac} . Tačiau bendrieji įtempiai apkrauto elemento skerspjūvyje nepadidėja, nes įtempiu prieaugis nuo lenkiamojo momento yra kompensuojamas įtempių nuo ašinės jėgos sumažėjimu.

Tikrasis įrąžų pasiskirstymas ekscentriškai gniuždomame ir lenkiamame viršutinės juostos elemente turi būti apskaičiuojamas analizuojant jo netiesinę elgseną. Racionalus lenkiamasis momentas šiuo atveju apskaičiuojamas pagal 9.3 formulę:

$$M_{erac} = \frac{pl^2 \left(1 - \cos \frac{kl}{2}\right)}{k^2 l^2 \left(1 + \cos \frac{kl}{2}\right)}. \quad (9.3)$$

Formulė (9.3) parodo, jog racionalusis momentas yra visada didesnis už $pl/16$. Kuo didesnis viršutinės juostos elemento liaunumo

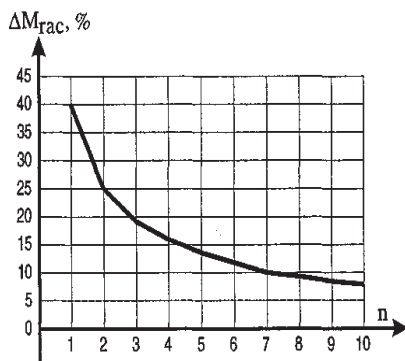
parametras tuo skirtumas tarp deformuoto ir nedeformuoto būvio racionalių momentų didėja. Ir šis skirtumas yra toks pat ženklus, kaip nekarpytoje juostoje (žr. 8.2 pav.). 9.2 pav. yra pateiktas santykinis racionalių momentų ΔM_{rac} (%) priklausomybės nuo liaunumo parametro kl grafikas. Šis grafikas akivaizdžiai parodo, jog paklaidos skaičiuojant racionalius lenkiamuosius momentus neatsižvelgiant į geometrinį netiesiškumą yra nemažos ir esant $kl = 2,5$ sudaro net 33,3%. Racionalių momentų skaičiavimas nedeformuotame būvyje yra pateisinamas tik standžioms juostoms, kurių liaunumo parametras $kl < 1,0$.



9.2 pav. Santykinių racionalių momentų karpytoje juostoje priklausomybės nuo liaunumo parametro kl grafikas

Karpytos ir nekarpytos viršutinių juostų palyginamoji analizė

Tiek karpytos, tiek ir nekarpytos viršutinių juostų racionalių lenkiamųjų momentų pasiskirstymas yra analogiškas, tačiau pastarųjų didumai gali būti nevienodi. Įžvelgdami karpytos juostos elgsenos privalumus, sugretinsime jos racionalius lenkiamuosius momentus su nekarpytos juostos analogiškais įrašomis. Pasitelkus skaitmeninį eksperimentą buvo apskaičiuoti abiejų juostų variantų M_{mc} atsižvelgiant į tarpinį atramų skaičių. 9.3 pav. yra pateiktas karpytos ir nekarpytos juostų lyginamieji racionalūs lenkiamieji momentai ΔM_{rac} kai šių juostų liaunumo parametras $KLI2 = kl = 1,0$.



9.3 pav. Karpytos ir nekarpytos juostų lyginamieji lenkimo momentai ΔM_{rac} , atsižvelgiant į tarpinių atramų skaičių

Iš pateikto grafiko matyti, kad karpytos juostos racionalus lenkiamasis momentas yra mažesnis už nekarpytos juostos analogišką momentą. Didžiausias šių įrašų skirtumas yra tada, kai juostos paremtos viena tarpine atrama ($n=1$). Šiuo atveju lyginamasis lenkimo momentas $\Delta M_{rac} = 39\%$. Tai parodo nemenką karpytos juostos pranašumą. Didėjant atramų skaičiui n , karpytos juostos pranašumas monotoniškai mažėja. Kai $n=10$, abiejų juostų variantų racionalių momentų skirtumas sudaro $\Delta M_{rac} = 7,5\%$. Galime teigti, jog esant $n>10$ abu viršutinės juostos variantai racionalių lenkiamojo momento didumo požiūriu tampa lygiavertūs.

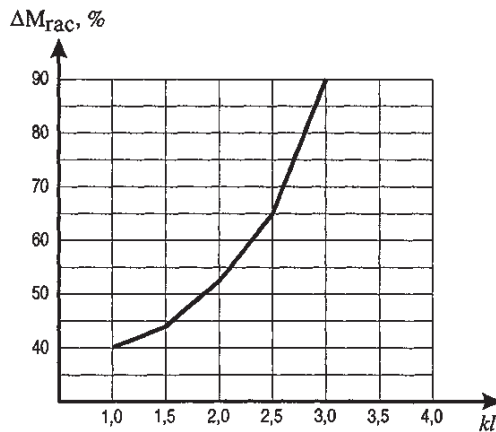
Minėjome, kad viršutinių juostų liaunumas turi įtakos lenkiamųjų momentų didumui. 9.4 pav. yra parodyta lyginamųjų racionalių lenkiamųjų momentų priklausomybė nuo liaunumo parametro kl , kai atramų skaičius $n = 1$. Iš grafiko matyti, kad didėjant juostų liaunumo parametrai, karpytos juostos pranašumas pagal aptariamą kriterijų (M_{rac}) taip pat didėja. Kai $kl=1,5$, $\Delta M_{rac} = 42,5\%$, o kai $kl = 2,5$, $\Delta M_{rac} = 65,5\%$. Liaunumo parametrai pasiekus didžiausią reikšmę $kl = 3$, racionalių lenkiamųjų momentų skirtumas sudaro net 89%. Taigi, esant lanksčiai viršutinei juostai ir nedideliu paspyrinės konstrukcijos

statybiniam aukščiui, karpytoji juosta tampa dar veiksmingesnė už nekarpytąją juostą.

Racionalių paspyrinių konstrukcijų projektavimo ypatumai

Įprastinio projektavimo eigoje parenkami orientaciniai paspyrinės konstrukcijos elementų (viršutinės juostos, apatinės juostos, statramsčių) standumai, apskaičiuojamos įrąžos nuo veikiančių apkrovų derinių ir pagal šias įrąžas parenkami ir tikrinami skerspjūviai. Šis skaičiavimas atliekamas laipsniško priartėjimo keliu. Galutinis rezultatas (t.y. konstrukcijos masė) didžiąja dalimi priklauso nuo projektuotojo patirties ir intuicijos. Šio projektavimo rezultatas yra vienas iš galimų, tačiau jis ne visada yra racionalus.

Projektuojant racionalių paspyrinės konstrukcijas galima, iš dalies, išvengti laipsniško priartėjimo būdo. Esant konkrečiai konstrukcijos schemai ir apkrovoms, galima tiesiogiai apskaičiuoti racionalių lenkimo momentus M_{mc} įrąžas statramsčiuose F_{vjac} bei viršutinės juostos mazgų poslinkius Δ_{Virac} . Kitais žodžiais tariant, gauname



9.4 pav. Karpytosios ir nekarpytosios juostų lyginamieji lenkimo momentai ΔM_{rac} atsižvelgiant į jų liaunumo parametną kl .

statiškai neišsprendžiamos konstrukcijos viršutinės juostos įrašas bei poslinkius, dar nenustatę jos elementų standumų t.y. skerspjūvių. Ši situacija nėra paradoksali, nes kiekvieną apkrovimo variantą atitinka atskiras racionalus įrašų (M_{rac}) pasiskirstymas, kuris yra iš anksto žinomas (žr. 8.2 sk.).

Svarbu pagal įrašas statramsčiuose tiksliai apskaičiuoti įrašas apatinėje juostoje bei parinkti jos standumą EA_a , sąlygojantį racionalų poslinkį Δ_{rac} . Žinant ašinę jėgą bei lenkimo momentą viršutinėje juostoje, galime parinkti ir patikrinti jo skerspjūvį pagal normų [37] reikalavimus.

Tikrinamasis statinis paspyrinių konstrukcijų skaičiavimas atliekamas tam, kad įsitikinti ar viršutinėje juostoje yra racionalus lenkiamųjų momentų pasiskirstymas. Tuo pačiu patikrinama, ar tiksliai buvo parinkti viršutinės ir apatinės juostų standumai.

Turime pripažinti, jog šiuo metu vartojami statinio skaičiavimo programų paketai nėra pritaikyti racionaliajam projektavimui atlikti. Jie tik suteikia informaciją apie esamas konstrukcijų įrašas, tačiau nesuteikia galimybės tas įrašas reguliuoti, t.y. racionaliai paskirstyti. Akivaizdu, jog būtina parengti programas, įgalinančias racionaliai projektuoti minėtas konstrukcijas. Yra įmanoma pasitelkti automatizuoto projektavimo programas (pvz. STAD III, LIRA ir kt), tačiau pats racionalaus įrašų reguliavimo procesas bus realizuojamas tik laipsniško priartėjimo keliu. Iteracijų skaičius priklausys, be abejonės, nuo projektuotojo sugebėjimų ir patirties.

Jei mes sieksime racionaliai paskirstyti įrašas paspyrinėje konstrukcijoje, atsižvelgdami į jos tikrąją t.y. geometriškai netiesinę elgseną tai susidursime su dar sudėtingesnėmis problemomis. Didžiausia problema bus ne ta, kad nėra daug sukurtų, programų paketų apskaičiuojančių konstrukcijos deformuoto būvio įrašas. Sunkiausia yra pritaikyti tokio skaičiavimo rezultatus projektuojamų konstrukcijų ir jų elementų ribiniams būviams tikrinti. Galiojančios projektavimo normos [37], tame skaičiuje ir EC 3, savo metodologija nėra priderintos

tokiam skaičiavimui atlikti. Projektuotojas priverstas eiti aplinkiniu, patikimumo požiūriu dar deramai nepagrįstu keliu. Dėl šios priežasties, matyt, ir yra geometriškai netiesinės elgsenos konstrukcijos projektuojamos kaip tiesinės su ne visai tiksliai apibrėžtu jų įtempių deformacijų būviu, o tuo pačiu ir patikimumu

5. KOMBINUOTIEJI KABAMIEJI PLIENO TILTAI

5.1. Kombinuotųjų plieno tiltų konstrukcinė sandara ir komponavimas

Kombinuotosios tiltų konstrukcijos gali būti sudarytos mažiausiai iš dviejų arba didesnio skaičiaus skirtingos elgsenos konstrukcinių elementų. Yra atveju, kai kombinuotosios konstrukcijos sudaromos ir iš to paties tipo elementų. Sugrupuoti kombinuotąsias konstrukcijas pagal tam tikrus požymius nėra lengva. Galima būtų išvardinti pagrindinius laikančiuosius elementus, iš kurių dažniausiai komponuojamos šios konstrukcijos. Tai būtų: sijos, arkos, kabamieji lynai, vantai. Jų sudaromuosius elementus galima sąlygiškai skirstyti į pirminius ir antrinius. Nesudėtingų kombinuotųjų konstrukcijų sandaros iš dviejų elementų galimi deriniai parodyti 5.1 lentelėje.

Populiariausiais galima įvardinti arkos ir sijos (A+S), sijos ir lyno (S+L), vantų ir sijos (V+S) bei lyno ir sijos (L+S) derinius. Pastarųjų

5.1. lentelė. Kombinuotųjų konstrukcijų sandara

Laikantieji pirminiai elementai	Laikantieji antriniai elementai			
	Arka (A)	Sija (S)	Lankstus lynas (L)	Atotampa (vanta) (V)
Arka (A)		 A+S	 A+L	 A+V
Sija (S)	 S+A		 S+L	 S+V
Lankstus lynas (L)	 L+A	 L+S		 L+V
Atotampa (vanta) (V)	 V+A	 V+S	 V+L	

dviejų derinių konstrukcijas įprasta vadinti vantinėmis (V+S) ir kabamosiomis (L+S). Šios tiltų konstrukcijos buvo aptartos anksčiau. Sudėtingesnės kombinuotosios konstrukcijos gali būti apjungiamos bendrai elgsenai ir iš didesnio skaičiaus skirtingų elementų.

Kombinuotose konstrukcijose yra būtini ir pagalbiniai strypai (statramsčiai, pakabos ir pan.), apjungiantys sudaromuosius pirminius ir antrinius elementus. Kadangi į bendrą konstrukcinę sistemą yra apjungiami įvairūs elementai, tai ir jų veiksmingumo diapazonas yra praplečiamas. Veiksmingiausias yra tos kombinuotosios konstrukcijos, kuriose vyrauja tempiami elementai.

Tiltų projektavimo praktikoje yra senai žinomas ir lyg šiol sėkmingai vartojamas sijos ir lyno derinys (S+ L) (5.1 lent.). Šios kombinuotosios konstrukcijos dar vadinamos paspyrinėmis. Ne mažiau veiksmingos yra konstrukcijos, sudarytos iš arkų ir lynų (L+A), tačiau jų geometrinė forma nėra taip gerai pritaikyta funkcinėi tilto paskirčiai. 5.1 lentelėje pateiktos kombinuotųjų konstrukcijų sandaros klasifikavimas yra supaprastintas. Kombinuotosios konstrukcijos gali būti sudarytos ne tik iš dviejų, bet ir trijų ar net keturių skirtingų elgsenos elementų. Šios konstrukcijos gali būti ne tik plokščiosios, bet ir erdvinės.

Seniai yra žinomas ir lyg šiol sėkmingai vartojamas sijos ir lyno derinys S+ L (5.1 lent.). Šios kombinuotosios konstrukcijos dar vadinamos paspyrinėmis. Apie jas jau buvo kalbėta 3 skyriuje. Ne rečiau yra vartojamos taip vadinamos vantinės konstrukcijos, sudarytos iš vantų ir sijos (V+ S). Veiksmingos perdengiant didelius tarpatramius yra kombinuotosios konstrukcijos, jungiančios savyje kabamąjį lyną ir siją (L+ S). Ne mažiau veiksmingos yra konstrukcijos, sudarytos iš arkų ir lynų (L+A ir A+L).

5.1 lentelėje pateiktos kombinuotųjų konstrukcijų sandaros klasifikavimas schematiškas ir supaprastintas. Kombinuotosios konstrukcijos gali būti sudarytos ne iš dviejų, bet ir trijų ar net keturių skirtingų elgsenos elementų. Šios konstrukcijos gali būti ne tik plokščiosios, bet ir erdvinės.

5.2. Kombinuoti vienajuosčiai kabamieji tiltai, jų konstravimas ir skaičiavimas

Vienas iš didelių vienajuosčių tiltų trūkumų, yra atsirandančios didelės skėtimo jėgos, dėl kurių yra reikalingi masyvūs pamatai, kurie perima veikiančias skėtimo jėgas. Taip išauga pamatų kaina, kartu ir viso tilto kaina.

Šiuolaikinių kabamųjų vienajuosčių tiltų konstrukcijose pagrindiniai apkrovą perimantys elementai yra didelio stiprumo plieniniai lynai arba lakštai. Vienas pagrindinių kabamųjų vienajuosčių tiltų trūkumų yra dideli konstrukcijos formos pokyčiai, iššaukti asimetriinių arba koncentruotų apkrovų. Dėl šios priežasties, kabamųjų vienajuosčių tiltų konstrukcijose dažnai naudojamas masyvus gelžbetoninis paklotas, išankstinis pagrindinių laikančiųjų konstrukcijų įtempimas arba jų lenkiamojo standumo didinimas.

Arkinis – vienajuostis

Kabamieji vienajuosčiai ir arkiniai elementai yra labai efektyvūs, grakštūs bei vieni racionaliausių plieno sąnaudų požiūriu. Tačiau šio tipo konstrukcijų pagrindinis trūkumas yra didelės horizontalios reakcijos, kurių dydis dažnai apsprendžia šių laikančiųjų elementų ekonomiškumą bei pritaikymą. Tačiau yra sprendimas leidžiantis panaikinti šių konstrukcijų trūkumus. Toks sprendimas yra kombinuotas (arkinis – vienajuostis) tiltas. Kombinuoto tilto konstrukcija leidžia panaudoti kabamojo vienajuosčio ir arkinio elementų trūkumus, juos sujungiant į vientisą, save varžančią sistemą, kurioje panaikinamos horizontalios konstrukcijos elementų reakcijos pakeičiant jas vertikaliomis [Karieta V. 2010].

Šioje sistemoje kabamasis vienajuostis elementas gali būti paremiamas arka (2.21 pav.), prijungtas prie arkos (2.22 pav.) arba pakabinamas po arka (4.23 pav.). Kabamojo vienajuosčio tilto elemento horizontali reakcija pasvirusių spyrių pagalba perduodama į arkinės

tilto dalies pamatus, tokiu būdu varžydama horizontalias arkos reakcijas [Karieta V. 2010].

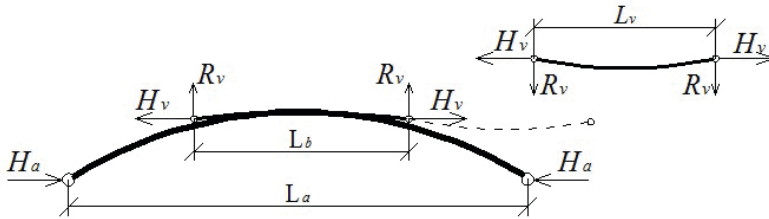
Atliekant kombinuoto tilto (2.21 pav. ir 2.22 pav.) racionalių parametų komponavimą taikomos šios pradinės sąlygos ir prielaidos [Karieta V. 2010].:

- Prieš atliekant tilto komponavimą turi būti žinomas arkos tarptraimis bei pakyla. Šie dydžiai priklauso nuo įvairių prieš projektinių reikalavimų: kliūtis, kurią tiltui (viadukui) reikia įveikti dydžio; laivybos, automobilinio ar geležinkelio transporto gabaritų; ir tt.
- Taip pat komponavimo pradžioje turi būti žinomas ir spyrio, jungiančio arkinę ir kabamąją tilto dalis, posvyrio kampas α . Šis dydis dažniausiai priklauso nuo šlaitinės prietilčio dalies. Standartinių „neskaičiuojamų“ sankasos šlaitų nuolydis yra 1:1.5, šiuo atveju $\alpha = 33.69^\circ$.
- Ribinio vienajuosčio įsvyrio bei arkos palankios pėstiesiems zonos nuolydžiai neturi viršyti 8% išilginio einamosios dalies nuolydžio.
- Lyno bei arkos apybrėžų forma yra kvadratinė parabolė.

Kombinuoto tilto racionalių parametų paieškos algoritmo pagrindinis tikslas yra rasti tilto konstrukcijos parametrus, kai horizontalios kabamosios vienajuostės ir arkinės tilto dalies reakcijos yra lygios $H_a = H_v$. Nes tik tuomet tilto atramas galima sujungti pasvirusiais spyriais, kurie subalansuotų tilto horizontalias reakcijas [Karieta V. 2010].



5.1 pav. Arkinio – vienajuosčio plieninio pėsčiųjų tilto skaičiuojamoji schema



5.2 pav. Arkinio – vienajuosčio plieninio pėsčiųjų tilto, kai laikantysis lynas prijungiamas prie balno kraštų skaičiuojamoji schema

Arkinio – vienajuosčio elemento vidurinis tarpatramis gali turėti ir arkos apybrėžą. Arka gali būti naudojama kaip balnas, nuo kurio kabamasis vienajuostis elementas gali pakilti dėl veikiančių tempimo jėgų arba neigiamos temperatūros poveikio. Taip pat vienajuostė kabamoji tilto dalis į balną gali atsiremti veikiant teigiamai temperatūrai [Karieta V. 2010]..

Kitas arkinio – vienajuosčio tilto komponavimo būdas, kai vienajuostė kabamoji dalis nėra pratęsiama virš arkos, o tik prijungiama prie balno kraštų (2.22 pav.). Radialinės balno srities jėgos šiuo atveju pakeičiamos vertikaliomis kabamojo vienajuosčio elemento reakcijomis, kuriomis arka apkraunama pėstiesiems palankios arkos dalies kraštuose. [Karieta V. 2010].

Kombinuoto arkinio – vienajuosčio pėsčiųjų tilto arką ir juostą veikia arkos ir juostos savoji svorio, pakloto ir kintamosios dalies, esančių tiek ant tilto arkos, tiek ant juostos, apkrovos. Verta paminėti, kad tokia kombinuotame tilte pėsčiųjų eismas leidžiamas dviem kryptimis, t.y. abiem pagrindiniais laikančiaisiais elementais. Arkos ir juostos išlinkis leidžia apkrovas perduoti į ypatingos formos atramą. Kintamosios apkrovos perduodamos statramsčiais, jungiančiais du pagrindinius laikančiuosius elementus. Keičiantis tilto apkrovimo deriniam, keičiasi ir pačios tilto arkos ir juostos elgsena, todėl labai svarbu

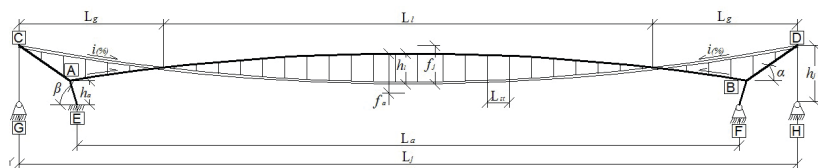
nustatyti jų racionaliausias apybrėžos formas, arkos ir juostos elgsenos ypatumus [Beržonskis 2011].

Komponuojant arkinio – vienajuosčio tilto parametrus, labai svarbu žinoti pagrindines tilto prielaidas, konstrukcines sąlygas ir komponuojamuosius parametrus [Beržonskis 2011]:

- Tilto kabamosios dalies: tarpatramį – L_j , išvyrio dydį – h_j ir h – krantinės atramos altitudę;
- Tilto arkinės dalies: tarpatramį – L_a , pakylės aukštį – h_a ir h_p – krantinės atramos altitudę;
- Tilto planuojamą eksploatacinį plotį;
- Juostos ir arkos apybrėžų formą;
- Atramos spyrio, jungiančio kabamąją ir arkinę dalis, posvyrio kampą – α , atramos pėdos elemento posvyrio kampą – β ir jungimo būdą su spyriu;
- Statramsčių išdėstymo dažnį – L_s , formą ir prijungimo būdą;
- Viduriniojo lėšio ilgį – L_l , ir aukštį – h_l , gembinės dalies ilgį – L_g ;
- Ribinis juostos bei arkos palankios pėstiesiems zonos nuolydžiai neturi viršyti 8% išilginio einamosios dalies nuolydžio.

Pagrindiniai arkinio – vienajuosčio tilto komponuojamieji parametrai pateikti 4.23 paveiksle.

Arkinio – vienajuosčio tilte apkrovoms atlaikyti turi būti labiau išnaudotas kabamasis elementas nei arka, nes ji yra gniuždomas – lenkiamas elementas, todėl jai labai pavojingas jos pastovumas tiek

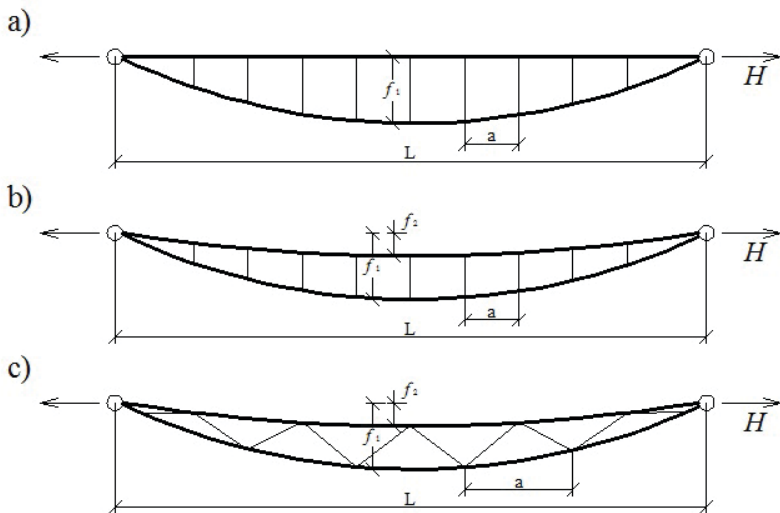


5.3 pav. Arkinio – vienajuosčio plieninio pėsčiųjų tiltų skaičiuojamoji schema

pačios arkos plokštumoje, tiek iš plokštumos, taip pat arkos sienelės ir juostos pastovumas. Tačiau arkos ir juostos horizontalių jėgų santykis ($H_{\text{arkos,A}}/H_{\text{juostos,C}}$) turi artėti prie vieneto (t.y. pusiausvyra tarp gniuždymo jėgų arkose ir tempimo jėgų juostose), nes tik tada yra efektyviausiai sujungti kabamąjį elementą ir arkos elementu gniuždomais spyriais, kurie suderintų kombinuoto tilto konstrukcijų horizontalias reakcijas [Strasky J., 2008].

Paspyrinis – vienajuostis

Konstrukcijos pagrindinis pranašumas prieš vienajuostes konstrukcijas tas, jog šioms konstrukcijoms nėra reikalingi masyvūs pamatai, o inkarai reikalingi tiktai montavimo metu. Dar kitaip konstrukcija vadinama save varžančia sistema, kuri sujungia ekonominę bei konstrukcinę efektyvumą. Šios konstrukcijos laikomos gamtai nekenkiančiomis konstrukcijomis, nes tiek statant tokias konstrukcijas, tiek jas išardant, yra daromas minimalus poveikis aplinkai, o tai yra



5.4 pav. Paspyrinio – vienajuosčio plieninio pėsčiųjų tilto skaičiuojamoji schema

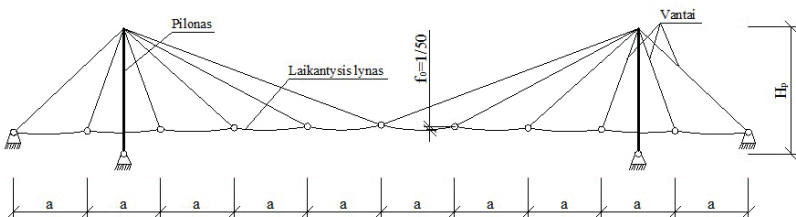
labai svarbu, kai aplinka yra labai jautri bet kokiai žmogaus veiklai. [Genytė J. 2012]

Kombinuoto, paspyrinio – vienajuosčio formos pėsčiųjų tilto įren-gimo technologija labai panaši į vienajuosčių kabamųjų tiltų. Nereikia jokio konstrukcijų palaikymo iš apačios jo montavimo metu.

Vantinis – vienajuostis

Sujungiant vantines ir vienajuostas tiltų schemas į visumą, siekia-ma sukurti racionalią konstrukciją, kuri neturėtų ekscentriškai gniuž-domų elementų (vantinė schema) ir nepasižymėtų dideliu deforma-tyvumu (vienajuosčiai tiltai). Reikia pažymėti, kad šios tilto schemas tikslas – perimti geriausias atskirų tiltų schemų savybes ir realizuoti jas vienoje kombinuotoje schemeje. Vantinio – vienajuosčio skaičiuo-jamoji schema pateikta 2.25 pav. [Šakalys G. 2012].

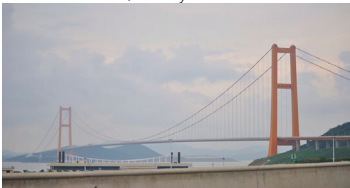
Laikantieji lynai vienas su kitu, mazguose ties vantais, jungiami lanksčiai. Rekomenduojamas pradinis išsvyris $f_0 = (1/9) a$, pradinė forma – kvadratinės parabolės. Tarpatramių ilgiai a gali kisti nuo 50 m iki 2,5 m. Daugėjant tarpatramių skaičiui, atstumas tarp vantų – a mažėja, tuo pačiu mažėja ir įrašos laiknčiajame lyne, skėtimo jėgos ir bendras tilto deformatyvumas. Reikia paminėti tai, jog daugėjant tarpatramių skaičiui a , daugės ir vantų kiekis, tuo pačiu didės vantų ben-dra masė [Šakalys G. 2012].



5.5 pav. Vantinio – vienajuosčio plieninio pėsčiųjų tiltų skaičiuojamoji schema

Kampo α didinimas (pilono aukščio H_p didinimas) yra racionalus, kai siekiama sumažinti vertikaliosios poslinkius ir ašinės jėgas laikančiam lyne simetrinio apkrovimo metu ir skėtimo jėgas vintiniuose – vienajuosčiuose tiltuose, tačiau maksimalūs vertikalūs poslinkiai, asimetrinio apkrovimo atveju mažiausi yra kai $\alpha = 20^\circ\text{--}29^\circ$. Pilono aukščio didinimas duoda neigiamą efektą laikančiojo lyno ašinėms jėgoms nuo asimetrinio apkrovimo. Pilono aukščio didinimas vienus vertinimo kriterijus veikia teigiamai, o kitus neigiamai, todėl vienareikšmiškai nustatyti jo optimalų aukštį, prie kurio racionalus α yra sudėtinga [Šakalys G. 2012].

1. PRIEDAS. Kabamieji plieno tiltai

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
1. Akashi Kaikyo, Japonija 	1991	Bendras tilto ilgis yra 3911 m, didžiausias tarpatramis 1991 m, pilonų aukštis 283 m.
2. Xihoumen, Kinija 	2009	Bendras ilgis yra 2588 m, didžiausias tarpatramis 1650 m, pilonų aukštis 211 m.
3. Yangluo, Kinija 	2007	Bendras ilgis yra 2725 m, didžiausias tarpatramis 1280 m.
4. Jiangyin Yangtze River, Kinija 	1999	Bendras ilgis 3000 m, didžiausias tarpatramis 1385 m, pilonų aukštis 190 m.

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
5. Tsing Ma, Honkongas 	1997	Dviejų lygių kabamasis tiltas. Viršutiniame 41 m pločio standumo sijos lygyje įrengtos šešios automobilių eismo juostos, o apatiniame dvi geležinkelio juostos. Didžiausias tilto tarpatramis 1377 m, o bendras ilgis 2200 m.
6. Gwangan, Pietų Korėja 	2002	Bendras ilgis 7420 m, didžiausias tarpatramis yra 500 m.
7. Thuan Phuoc, Vietnamas 	2008	Bendras ilgis 1850 m, didžiausias tarpatramis 405 m.
8. Millennium, Didžioji Britanija 	2000	Daugiaatramis pėsčiųjų tiltas. Bendras ilgis 333 m, didžiausias tarpatramis 144 m. Laikančiųjų kabamųjų lynų pradinis įšvyris 2,3 m.

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
9. Humber, Didžioji Britanija 	1981	Bendras ilgis 2220 m, didžiausias tarpatramis 1410 m, plotis 28,5 m, pilonų aukštis 155,5 m.
10. Golden Gate, JAV 	1937	Bendras tilto ilgis 2737 m, didžiausias tarpatramis 1280 m. Laikantysis lynas tilto tarpatramio viduryje sujungtas su spraginio skerspjūvio standumo sija. Plieninių pilonų aukštis 227 m. Tilto plotis 27 m.
11. Verrazano Narrows, JAV 	1964	Bendras ilgis 1600 m, didžiausias tarpatramis 1298 m, pilonų aukštis 207 m.
12. Höga Kusten, Švedija 	1997	Bendras ilgis 1800 m, didžiausias tarpatramis 1210 m, plotis 17,8 m, pilonų aukštis 180 m.

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
13. Askoy, Norvegija 	1992	Bendras ilgis 1057 m, ilgiausias tarpatramis yra 850 m. Lynai atremti ant dviejų gelžbetoninių 152 m aukščio pilonų.
14. Great Belt East, Danija 	1998	Bendras ilgis 6790 m, didžiausias tarpatramis 1624 m, plotis 31 m, gelžbetoninių pilonų aukštis 254 m.

2 PRIEDAS. Kabamieji pėsčiųjų plieno tiltai

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
1. Miunchene, Vokietija 	1985	L=70 m; vienas kabamasis 95 mm skersmens lynas. Pakabos, jungiančio lyną su standumo sija, išdėstytos dviejose pasvirosiose plokštumos. A-formos spragoto skerspjuvio plieniniai pilonai.

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
2. Stuttgarte, Vokietija 	1989	Pagrindinis tarpatramis $L=114$ m; Plieninio pilono aukštis 24 m, skersmuo 71 cm. Du kabamieji 106 mm skersmens lynai. Pakabos iš 16 mm skersmens nerūdijančio plieno.
3. Sierre, Šveicarija 	1998	Tarpatramis $L=68$ m; plotis 3,0 m; plieninių pilonų aukštis 26 m.
4. Duisburge, Vokietija 	1999	$L=73$ m; plotis 3,5 m; standumo sija gali „išsilenkti“ ir pakilti ties viduriu nuo 1,1 m iki 10,6 m; Plieninio pilono aukštis 20 m ir skersmuo 419 mm.
5. Millennium, Londonas, Didžioji Britanija 	2000	Ilgis 333 m, pagrindinis tarpatramis $L=144$ m; perdangos plotis 4,0 m; Laikantįjį elementą sudaro 2 grupės po keturis 120 mm skersmens lynus. Lynų įsvyris 2,3 m. Standumo sija su lynais sujungta kas 8 m.

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
6. Bochum, Vokietija 	2003	S-formos kabamojo tilto ilgis $L = 120$; plotis 3,0 m; pasvirusio plieninio pilono aukštis 30 m, skerspjūvis 660 mm. Laikančiojo lyno skersmuo 80 mm.
7. Greenville, Pietų Karolina, Jungtinės Amerikos valstijos 	2004	Ilgis $L=116$; plotis 3,7 m; pasvirusių plieninių pilonų aukštis apie 61 m. Vienas laikantysis lynas tvirtinamas prie konstrukcijos krašto.
8. Esslingen, Vokietija 	2006	Pagrindinis tarpatramis $L = 105$ m; Plieninio pilono aukštis 17 m. Du kabamieji 106 mm skersmens lynai. Pakabos iš 16 mm skersmens nerūdijančio plieno.

3 PRIEDAS. Vienajuosčiai plieno tiltai

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
1. Pforzheim III, Vokietija 	1991	L=50 m; dvi laikančiosios plieninės juostos, storis 40 mm; paklotas iš lengvojo betono plokščių, storis 10 cm. Pradinis laikančiųjų juostų įsvyris 0,75 m.
2. Unterer Grund, Vokietija 	1996	Ilgis 37 m, plotis 3,5 m pagrindinis tarpatramis L = 23 m; pakloto storis 18 cm.
3. Punt da Suransuns, Šveicarija 	1999	L = 40 m; plotis 1,1 m; dvi laikančiosios plieninės juostos, storis 15 mm, plotis 60 mm; paklotas iš granito plokščių 60×250×1100 mm. Atramų aukščių skirtumas 4 m.
4. Löhne, Vokietija 	2000	Vienajuosčio tarpatramiai L = 25 + 20 + 35 m; plotis 3,5 m; dvi laikančiosios plieninės juostos 400×50 mm; surenkamo betoninio pakloto storis 17 cm

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
5. Blue Valley rančios tiltas, Koloradas, Amerika 	2001	76,8 m Kompozitinis viena-juostis tiltas
6. Nordbrücke, Rostock, Vokietija 	2003	Daugiatramis, $L = 27 + 38 + 27$ m. Plotis 4 m. Dvi plieninės juostos: 600x30 mm Pakloto plokščių storis 120 mm Pradinis tarpatramio įsvyris atitinkamai 0,56 m, 0,72 m ir 0,56 m
7. Simone de Beauvoir Paryžius, Prancuzija 	2006	$L=304$ m; tilto laikančiosios konstrukcijos sudarytos iš plieninių arkų ir kabamųjų juostų, kurios kertasi vienas su kitu tarpatramių ketvirtadalių taškuose. Arka ir juosta, kas 7 m sujungtos statramsčiais.
7. Autostrados R3508, netoli miesto Olmouc, Čekija 	2007	Daugiatramis, $L=21 + 34 + 21$ m. Surenkamos betoninės plokštės palaikomos metaliniais apvalaus skerspjuvio vamzdžiais, kuriuose patalpintos 31-0,6" skersmens lynų gijos.

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
8. Aaresteg Ruppertsuil, Šveicarija 	2010	Daugiaatramis karpytas vienu juostis, kurio $L=15,2 + 74,0 + 13,2$ m; Pradinis pagrindinio tarpatramio (74,0 m) laikančiųjų juostų įsivyris 1,2 m.
9. Aare upės, Šveicarija 	2010	Daugiaatramis plieno–betono kompozitinis vienajuostis pėsčiųjų tiltas, kurio $L=35 + 78 + 35 + 35$ m. Pakloto konstrukcijos storis 17 cm. Plieninės juostos plotis 220 mm. Pradinis pagrindinio tarpatramio (78,0 m) laikančiųjų juostų įsivyris 1,2 m.
10. Rhein–Herne kanalo, Vokietijoje 	2011	Daugiaatramis, $L=20 + 66 + 20$ m. Dvi plieninės laikančiosios juostos: 460×30 mm. Paklotas iš betoninių plokščių, kurių storis 12 cm.
11. Schwäbisch Gmünd mieste, Vokietija 	2011	Dviejų tarpatramių, $L = 30 + 22$ m. Dvi plieninės laikančiosios juostos: 400×40 mm. Paklotas iš granito plokščių, kurių storis 120 mm.

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
12. Barra de Moldonado mieste, Urugvajus 	1963, 1999	Automobilinis daugiaatramis, $L = 30 + 90 + 30$ m. Pirmasis pastatytas 1963 metais, šalia antrasis – 1999 metais.

4 PRIEDAS. Kombinuotieji plieno tiltai

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
1. Montabaur, Vokietija 	2003	Ilgis 65.2 m, tarpatramiai: 6.6m-2x16.8m-6.4m. Laikančiosios konstrukcijos: plieno standumo sijos ir kelių statramsčių kombinuota paspyrinė sistema, inkaruojama plieno pilonuose.
2. Dole, Prancūzija 	2005	Tarpatramio ilgis 70 m. Laikančiosios konstrukcijos: standumo sijos ir kelių statramsčių paspyrinė sistema.

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
3. Neuer Waschhaussteg, Vokietija 	1998	Tarpatramio ilgis 15 m. Laikančiosios konstrukcijos: plieno standumo sijos ir kelių statramsčių paspyrinė sistema, inkaruojama atramose.
4. Pasarela peatonal de acceso al Hipercor, Ispanija 	2003	Tarpatramio ilgis 42 m. Laikančiosios konstrukcijos: plieno sijos ir kombinuota daugelio statramsčių paspyrinė sistema, inkaruojama atramoje ir standumo sijoje.
5. Puente colgante de acceso al Hipercor, Ispanija 	2003	Tarpatramio ilgis 41 m. Laikančiosios konstrukcijos: plieno standumo sijos ir kombinuota daugelio statramsčių paspyrinė sistema, inkaruojama atramoje su atsvara ir standumo sijoje.
6. Pietinis pėsčiųjų tiltas Frottmaning metro stotis, Vokietija 	2003	Tarpatramio ilgis 79.2 m, visas tilto ilgis 112.8 m. Laikančiosios konstrukcijos: plieno standumo sijos ir kelių statramsčių kombinuota paspyrinė sistema inkaruojama pilonuose.

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
7. Zouthaven, Nyderlandai 	2005	Tarpatramio ilgis 66 m. Laikančiosios konstrukcijos: plieno standumo sijos ir daugelio statramsčių paspyrinė sistema, inkaruojama standumo sijose.
8. Miho muziejaus tiltas, Japonija 	1997	Tarpatramio ilgis 125 m. Tiltą sudaro trys skirtingi tiltų tipai: vantinis, paspyrinis ir konsolinis. Papspirinio tilto tipologijai priklausančios dalies, laikančiąsias konstrukcijas sudaro, plieno standumo sijos ir kelių statramsčių paspyrinė sistema inkaruojama standumo sijose.
9. Jumet pėsčiųjų tiltas, Belgija 	1998	Tarpatramio ilgis 28 m, viso tilto ilgis 43 m. Laikančiosios konstrukcijos: plieno standumo sijos ir kelių statramsčių paspyrinė sistema, inkaruojama standumo sijose.

Tiltas	Statybos metai	Tarpatramis ir konstrukcinė sandara
10. Limerick universiteto „Living“ tiltas, Airija 	2007	Tilto ilgis 230 m, sudarytas iš 6 nepriklausomų tarpatramių, kurių tipinio ilgis 44 m. Tilto laikančiosios konstrukcijos: plieninės standumo sijos ir daugelio statramsčių paspyrinė sistema, inkaruojama standumo sijose.
11. Simone de Beauvoir tiltas, Prancūzija 	2006	Tilto ilgis 304 m, tarpatramis 194 m. Laikančiąsias konstrukcijas sudaro arka ir daugelio statramsčių ir apverstos arkos paspyrinė sistema.

LITERATŮRA

- Bennett, D. *The Architecture of Bridge Design*. 1997. London: Thomas Telford Ltd. 200 p.
- Gimsing, N. J. 1997. *Cable Supported Bridges: Concept and Design. Second edition*. Chichester: John Wiley & Sons. 471 p.
- Gimsing, N. J. 2012. *Cable Supported Bridges: Concept and Design. Third edition*. Chichester: John Wiley & Sons. 590 p.
- Kulbach, V. 2007. *Cable structures. Design and static analysis*. Tallin: Estonian Academy Publisher. 224 p.
- Podolny, W.; Scalzi J. B. 1986. *Construction and design of cable-stayed bridges*. New York: Wiley. 336 p.
- Podolny, W.; Goodyear, D. 2006. Chapter "Cable suspended bridges", in *Structural Steel Designer's Handbook*. McGraw-Hill, USA: 15.1– 16.91.
- Ryall, M. J.; Parke, G. A. R.; Harding, J. E. 2000. *Manual of bridges engineering*. London: Tomas Telford Ltd., 1007 p.
- Troyano, L. F. 2003. *Bridge Engineering. A Global Perspective*. London: Tomas Telford Ltd., 775 p.
- Idelberger, Klaus Fußwegbrücken und Radwegbrücken, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin (Germany) , ISBN 3433029377, 2011; pp. 66-67.
- Schlaich, M.; Brownlie, K.; Conzett, J.; Sobrino, J.; Strasky, J.; Takenouchi, Mrs. Kyo. 2005. fib Bulletin 32. Guidelines for the design of footbridges. Sprint-Digital-Druck, Stuttgart. p. 154. ISSN 1562-360, ISBN 2-88394-072X
- Dokumentation 577. Fussgängerbrücken aus Stahl. Stahl-Informations-Zentrum, 2004.
- Strasky J. 2005. Stress Ribbon and Cable-supported Pedestrian Bridges. London: Thomas Telford Ltd., p. 240.
- Strasky, J. 2006. Stress Ribbon and Cable-supported Pedestrian Bridges. Teze doktorské disertační, 40 p.
- Schlaich M., Baus U. Footbridges– construction, design, history, Basel, Boston, Berlin 2007

Algirdas JUOZAPAITIS, Tatjana GRIGORJEVA,
Giedrė SANDOVIČ, Ieva MISIŪNAITĖ

INOVATYVŪS PLIENO TILTAI

Mokomoji knyga

Redaktorė *Rita Malikėnienė*
Maketuotoja *Audronė Gurklienė*

2012-09-03. 11,45aut. l. Tiražas 100 egz.
Vilniaus Gedimino technikos universiteto
leidykla „Technika“, Saulėtekio al. 11, 10223 Vilnius
<http://leidykla.vgtu.lt>
Spausdino UAB „Ciklonas“
J. Jasinskio g. 15. 01111 Vilnius