

## SÉTA EGY SÁTOR KÖRÜL

DR. GALASKÓ GYULA

A címben szereplő séta csak képletes, mert a következő cikk egy 1998-ban létesített sátor kapcsán két kérdést jár körül: a kezdeti alak meghatározását különféle módszerekkel és a felállítás során tapasztalt váratlan jelenség magyarázatát.

### 1. A FELADAT LEÍRÁSA

A sátrak közül az árbocos formákat kedvelik az építészek és a felhasználók egyaránt, mert árbocszerű alátámasztásokkal érdekes alakok valósíthatók meg. Ezek a formák statikailag is kedvezően viselkednek.

Ennek a szerkezettypusnak hátránya, hogy az árboc a belső tér közepén helyezkedik el, ami esetenként zavaró lehet. Az ebben a cikkben szereplő feladatnál egy  $17,4 \times 10$  méteres teret kellett közbenső alátámasztás nélkül lefedni úgy, hogy a sátor alatt mozgó rakodógépek a teljes belső térben szabadon közlekedhessenek. Ilyen feltétel esetén a sátor középpontja alatt nincs oszlop, hanem ferde rudak vagy ívek váltják ki azt és továbbítják az erőket a lefedett tér oldalán vagy sarkaiban levő alátámasztásokra.

Az alaprajzi elrendezést illetően a négyzet a leggyakoribb forma, de esetenként téglalap alakra is van igény. A négyzet azért előnyös, mert a két irányban azonos kezdeti feszítést alkalmazva négy szimmetria síkja van a szerkezetnek, így kevés szabásmintából kialakítható a sátor. Nagyobb tér lefedése esetén az alakot képező sátorelemeket egymás mellé rakva (azaz sorolva) változatosabb formák alakíthatók ki.

Téglalap alaprajzú elrendezés esetén (az oldalak arányától függően) kétféle megoldással lehet elérni, hogy olyan felületet kapjunk, amely esztétikailag és statikailag is kedvező:

- ha az oldalak aránya közel van az egyhez, akkor a hosszabb oldal irányában erősebben megfeszítve a ponyvát elérhető, hogy hasonló legyen a felület érintője a peremnél mindkét irányban (egyenletes feszítésnél a hosszabb oldal irányában a rövidebb oldal mentén a felület laposabb);
- ha az oldalak aránya a másfelet (1,5) meghaladja, akkor több árboac alkalmazásával (és szükség esetén még a feszítés arányát is változtatva) lehet megfelelő kiindulási alakot előállítani.

Ennél a feladatnál az utóbbi megoldást választva kétcsúcsú sátor építését kérte a sátor tervezőjétől (és később kivitelezőjétől) Majoros Gábor Ybl-díjas építésztől a megbízó. Legalább 4,5 méteres belmagasság volt a kívánalom mindenhol. Ezért a ponyva ebben a magasságban végigfutó vízszintes U acélkeret belső oldaláról indul. Az U profil egyben a vízelvezetést is megoldja, vagyis esőcsatornaként is funkcionál.

Ezt a keretet a hosszabbik irányban 5, a rövidebben 3 acéloszlop támasztja alá. Minden közbenső oszlopról indul egy ferde rúd. Az egymással szemben levő azonos magasságú indítási pontokat kábelek kötik össze. Ezen vízszintes kábelek feladata a rúdirányú erő vízszintes összetevőjének felvétele, hogy az oszlopokra ne adódjon át jelentős hajlító nyomaték. A ponyvát a négy-négy ferde rúd felső találkozási pontjából kiinduló függőleges rúd támasztja alá. Ennek a kis rúdnak a magassága változtatható, és így a ponyva csúcspontja megemelhető. Erre a mozgási lehetőségre a szerelésnél és a későbbi utófeszítésnél egyaránt szükség van.

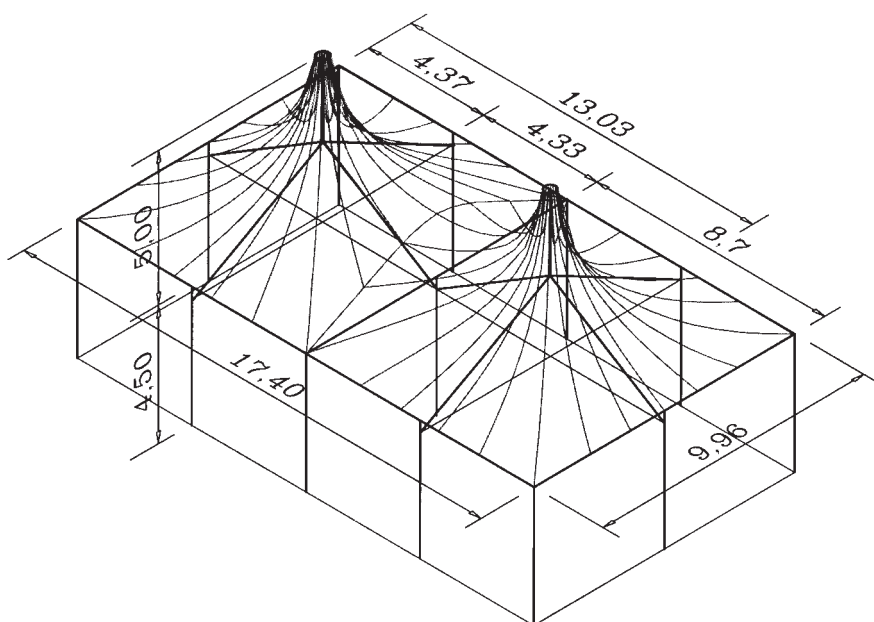
Bár a megbízó eredeti elképzelése a ponyva alatt a teljesen üres tér volt, amelyet külső acélszerkezettel meg lehetett volna oldani, de a belső ferde rudakat alátámasztó középső oszlop szükségességébe belenyugodott. Az így kialakult vázlat a méretek feltüntetésével az *1. ábra* szemlélteti.

## 2. A PONYVA KEZDETI ALAKJÁNAK MEGHATÁROZÁSA

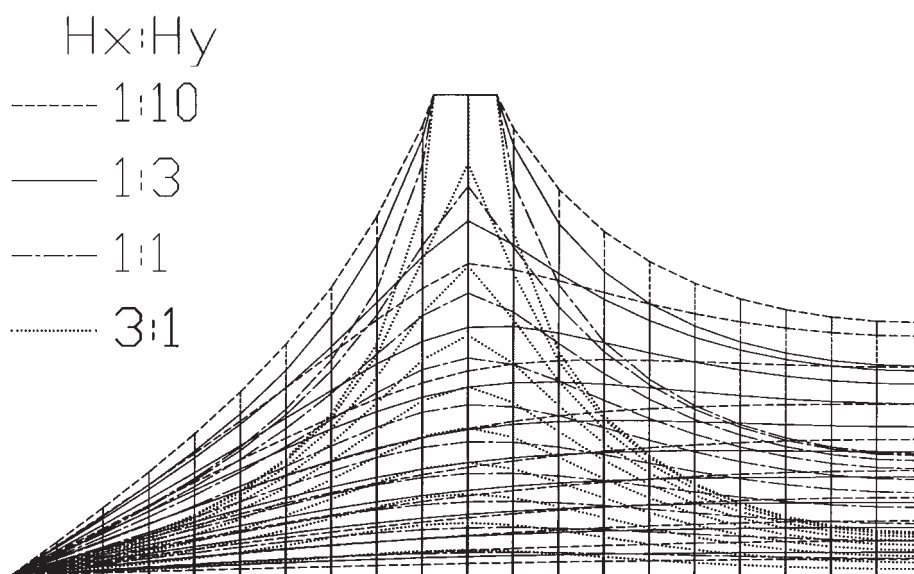
A ponyva kiindulási alakját (azaz a terheletlen, de kezdeti feszítőerők hatására kialakuló alakot) négy programmal is számoltuk. Célunk a számítógépi programok eredményeinek összevetése, értékelése volt. Sajnos a programok által nyújtott lehetőségek kissé eltérőek voltak, így nem lehetett teljes körű összehasonlítást tenni.

### 2.1. ALAK-MEGHATÁROZÁS DERÉKSZÖGŰ RÚDHÁLÓ MODELLEL

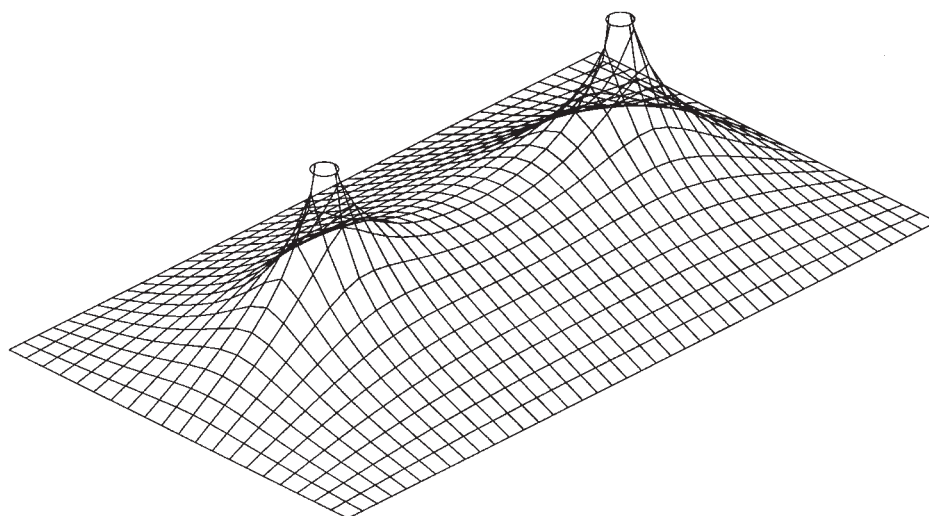
Derékszögű alaprajz felett elhelyezkedő kötélnáló segítségével történő alak-meghatározás számítására már több mint húsz éve készült el az első számítógépi prog-



1. ábra. Az acélszerkezet elrendezési rajza



2. ábra. Kezdeti alakok különféle feszítési arányok esetén rúdháló modellel számolva



3. ábra. Derékszögű rúdháló alakja 1:3 arányú feszítésnél

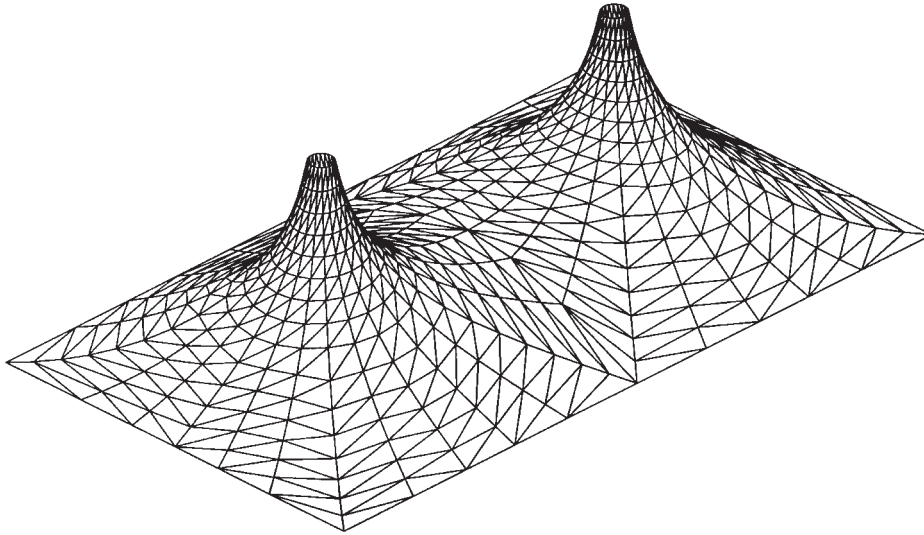
ram a BME Mechanika Tanszékén [1, 2]. Azóta nagyon sok ponyvaszerkezet készült e program eredményei alapján, így ezt kipróbált, bevált modellnek tekinthetjük. E módszer hátránya, hogy az árbc közelében a derékszögű rendszer nem adja meg olyan sűrűséggel és eloszlásban a pontokat, amely pontos szabásminták készítéséhez szükséges.

A program előnyei: egyszerűsége, (ezért gyors), továbbá az a lehetőség, hogy a két irányban különböző nagyságú kezdeti feszítőerő adható meg. Ezen erők arányának megváltoztatásával például a két árbc közötti nyeregpont magassága változtatható. Más-más kezdeti feszítőerő mellett mutatja a felület hosszmetését a 2. ábra, amelyen vastagabb (eredmény-) vonal mutatja azt az alakot, amellyel a későbbi összehasonlításokban szerepel, míg a folyamatos vonal a megvalósult formát. A 3. ábra ez utóbbi feszítésnél axonometrikus képen tünteti fel a sátor felületét.

## 2.2. ALAK-MEGHATÁROZÁS MEMBRÁN MODELLEL

A dinamikus relaxáció a felületek alak-meghatározásának egyik jól ismert módszere, melyet először 1974-ben publikáltak [3]. Ennek a módszernek a továbbfejlesztésével Hincz Krisztián készített programot. Mint a [4] alatti ismertetésben már szerepelt, ennek a módszernek eredményei közel állnak a rúdháló modell eredményeihez. A program az árbc közelében lényegesen több ponttal számol,

ezért pontosabbnak tekinthető az előzőnél. A két egymásra merőleges irányban a feszítőerő itt is eltérő lehet. Az eredményül kapott felületet (az előző ábrával megegyező 'nézőpontból') a 4. ábra mutatja.



4. ábra. Háromszög elemek dinamikus relaxációjával kapott alak

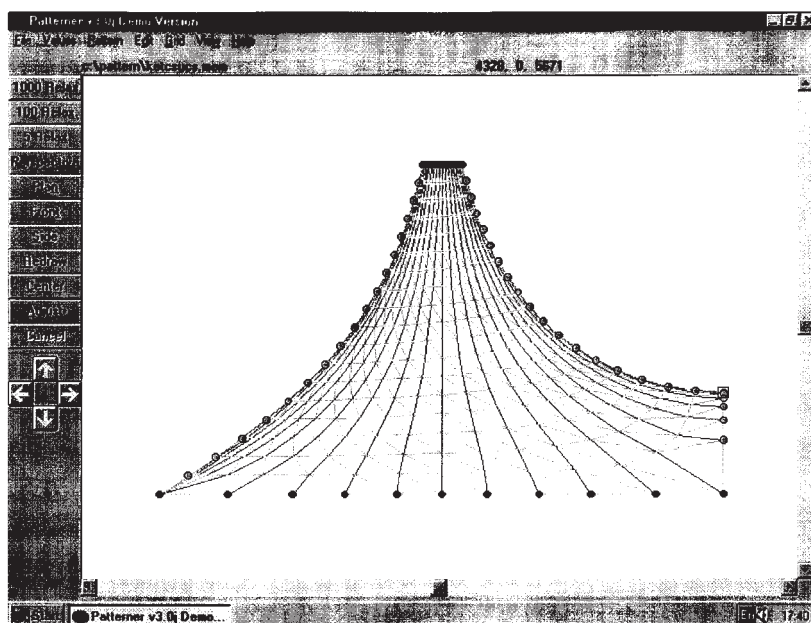
Hasonló elven működik a Phaedrus Publishing Ltd. által forgalmazott Patterner v3.0 nevű program is, amely által számított félfelület látható az 5. ábrán. A további programokkal való összehasonlíthatóság miatt a feszítést állandónak tekintjük, így az eredményeket a korábbi programok 1:1 arányú feszítéshez tartozó eredményeivel vetjük össze. A középső nyeregpont magasságait különféle módszerek esetén az 1. táblázat mutatja.

1. táblázat. A középpont magassága különböző módszerek esetén

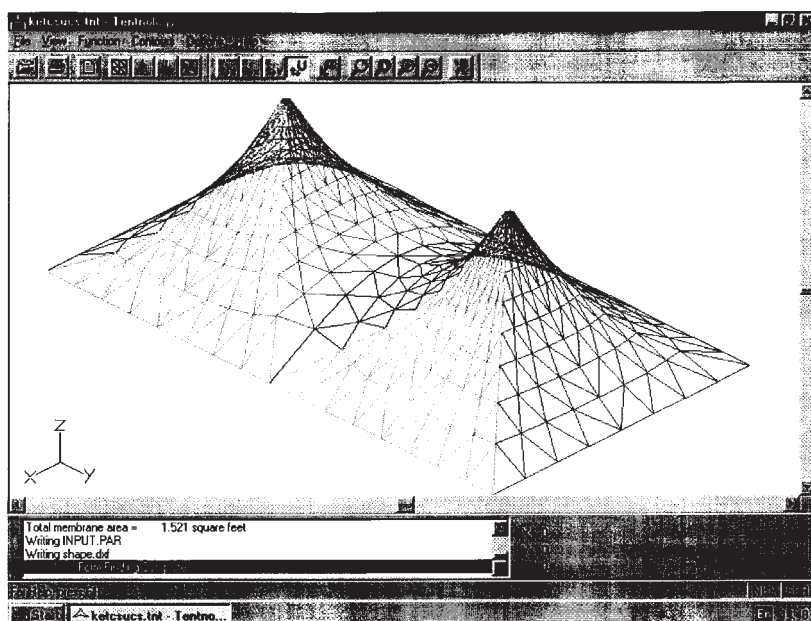
Módszer	Rúdháló	Membrán	Patterner	Tentnology
Eredmény [mm]	1342	1604	1549	1491

### 2.3. ALAK-MEGHATÁROZÁS VÉGES ELEMES PROGRAMRENDSZERREL

A Tentnology Co. végeeselemes programjával is lefuttattuk a fenti feladatot. Sajnos a program szűkszavú leírása nem nyújt elegendő információt arra, hogy pontosan milyen módon történik az alak-meghatározás. A programrendszer alkalmas szél és



5. ábra. A félfelület hosszszelvénye a Patterner v3.0 program képernyőjén



6. ábra. Kiindulási alak a Tentology program képernyőjén

hóteherből (az USA szabványa alapján) feszültség analízisre és szabásminták előállítására is. A középpont magassága az 1. táblázatban már szerepelt.

Az eredmények összevetésénél feltűnő, hogy az egyes programok eredményei viszonylag nagy eltérést mutatnak. Az eltérések elemzése további kutatások témája lehet.

### 3. A SZERKEZET MÉRETEZÉSE

A méretezés a ponyva számításával kezdődik. A ponyvában keletkező erőket a 2.1 alatt leírt módon, alaprajzában derékszögű rudakból álló térbeli rácsos modell különféle terhek hatására bekövetkező állapotváltozása segítségével közelítjük. A ponyvában keletkező igénybevételek ismeretében már számíthatók az alátámasztó szerkezetekre jutó erők, és azok méretezhetőek.

#### 3.1. A PONYVÁRA HATÓ ERŐK SZÁMÍTÁSA

Az állapotváltozás vizsgálatánál mindig egy lehetséges egyensúlyi alakból kell kiindulni, vagyis egy kinematikailag túlhatározott szerkezetnek abból a helyzetéből, amikor a terhek hatására a szerkezet minden pontja egyensúlyban van. (Természetesen e teher megváltozásakor a szerkezet – vagy annak egy része – már nem lesz egyensúlyban.)

Az állapotváltozás eredményeként modellünk rúdjaiban a normál erők új értékeit kapjuk meg. A ponyva előfeszítését (azaz a kezdeti erőrendszert) úgy kell megválasztani, hogy az egyes terhelések fellépte után is húzás maradjon a rudakban, vagyis ne keletkezzen nyomás a felület egyetlen pontján sem (hiszen a ponyva azt nem veszi fel). Ez a kritérium néha túlságosan nagy feszítő erőket igényelne, ezért ettől a gyakorlatban ritkán előforduló teherkombináció esetén eltekintünk, vagyis megengedjük a ponyva ráncosodását egyes esetekben.

#### 3.1.1. Terhelési esetek és kombinációjuk

A ponyvaszerkezetekre jellemző, hogy a gyakorlatban előforduló terhek hatására nagy elmozdulások jönnek létre, és a szerkezet nemlineárisan viselkedik. Az elsőrendű elmélettel történő számításnál szokásos egymásra halmozás nem használható. Az állapotváltozás esetében a megoldás módszere tehát lényegesen eltér az elsőrendű elméletnél hagyományosan alkalmazottól, ahol gépi számításnál a mértékadó igénybevételt általában a számítógép választja ki az egyes terhelési esetek

igénybevételeiből a megfelelő biztonsági és egyidejűségi tényezővel való beszorzósa után.

Nagy elmozdulások esetén a statikus tervezőnek kell eldöntenie, hogy milyen sorrendben veszi tekintetbe a terheket. Szerencsére csak a meteorológiai terhekkel kell számolni, hasznos teher általában nincs, a ponyva önsúlya pedig gyakorlatilag elhanyagolható. Általában a biztonsági tényezővel felszorozott hőterhet szokás a szerkezetre ráhelyezni, és ebből meghatározni az elmozdulásokat és igénybevételeket. Az így kapott állapotra kell a (az iránytól függően többféle) szélterhet egyenként ráhelyezni, s az eredményekből a maximumot kiválasztani. A ponyva szimmetria-tulajdonságaitól függően gyakran két (de általában több) széliránynál kell a szélszívás, illetve szélnyomás hatását meghatározni, és így számos végállapotba juthat el a szerkezet. Ezekből kell kiválasztani a mértékadó igénybevételeket, és arra méretezni a ponyvát.

### 3.1.2. A hőteher számítása

A hóból függőleges erők hatnak a felületre. A hóréteg vastagsága, illetve súlya szabványokban egyértelműen adott. Csupán azt a tényt kell számításba venni, hogy a hó a meredek részeken nem marad meg, hanem lecsúszik. Az MSZ [5] úgy rendelkezik, hogy ha a felület a vízszintessel 30 foknál kisebb szöget zár be, akkor a teljes hőteherrel kell számolni, míg 60 foknál meredekebb tető esetén értéke nulla. A két hajlásszög között a teher intenzitását lineárisan kell interpolálni. Ez az előírás algoritmizálható, ha a felület normálisát ismerjük.

A modell nem felületelemekkel dolgozik, hanem rudakkal. A belső csomópontokba négy, a peremen lévőkhöz három rúd fut be. Ezért a szomszédos rudak az első esetben négy, a másodikban pedig két síkot határoznak meg. (Perempontnál a harmadik sík már nem része a felületnek.) Két rúd irányvektorainak vektoriális szorzataként számítható a normálvektor iránya. A két rúd által kifeszített paralelogramma területét pedig a skaláris szorzat adja meg. A hó mindig függőlegesen hat, így e területnek a vízszintes vetületét kell szorozni a teher intenzitással és elosztani négygyel. (Erre az osztásra azért van szükség, mert a paralelogramma oldalhosszainak a fele által meghatározott területre jutó erő terheli a csomópontot.) A fenti lépést elvégezve a vizsgált pont valamennyi szomszédos felületelemére a csomóponti koncentrált erő intenzitása kiszámítható.

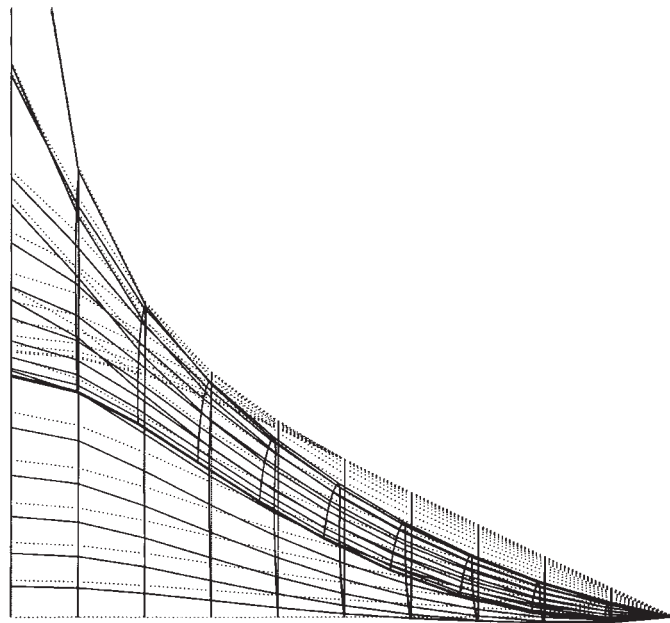
A szabályzat kitér a hózugok esetére is. Itt is, mint minden szerkezet esetében végig kell gondolni, hogy hova kerülhet a meredekebb részekről lecsúszó hó. Ha a hó nem tud a felületről leesni, (mert például a tervezett sátor egyik oldalával falhoz kapcsolódik, vagy a felület laposabb része elegendően nagy ahhoz, hogy ott a lecsúszó hó megálljon), akkor a feladat két lépésben oldható meg.



Először a szabvány előírásai szerint a program a fentebb leírt algoritmus alapján kiszámítja a csomóponti hóterheket, majd ezen értékeket összegeznünk kell. Szerkezetünk esetében a szimmetria miatt elegendő a sátor egynegyedét vizsgálni. Erre a részre jutó csomóponti hóteher összege  $s = 38$  kN.

Ezután kiszámítjuk azt a terhet is, amelyet akkor kapnánk, ha az egész felület egyenletesen borítaná a hó ( $t = \text{alapterület} \times \text{hóteher} \times \text{biztonsági tényező} = 48,5$  kN). Ennek a két függőleges erőnek a viszonyszámával ( $t/s = 1,27$ ) megszorozva a kezdeti hóintenzitást meghatározható az az új teher, amely akkor hat a ponyvát modellező csomópontokra, ha a meredekebb részekről lecsúszó hó nem esik le a felületről (és a 30 foknál laposabb részekben arányosan oszlik el). Az esetleges hózug hatására keletkező többleterőket a fenti teherhez a terhelt pontokban még hozzá kell adni.

A negyed ponyvára a hó hatására bekövetkező elmozdulásokat a 7. ábra szemlélteti (pontvonalal az eredeti, folyamattal pedig az elmozdult alakot mutatja). Látható, hogy a felületnek van olyan része, amely a perem alá süllyedt. Az ilyen területről nem folyik le az olvadó hó, amely lehűléskor jéggé válik. Így jéglencsék alakulhatnak ki, ami elsősorban esztétikailag kedvezőtlen.

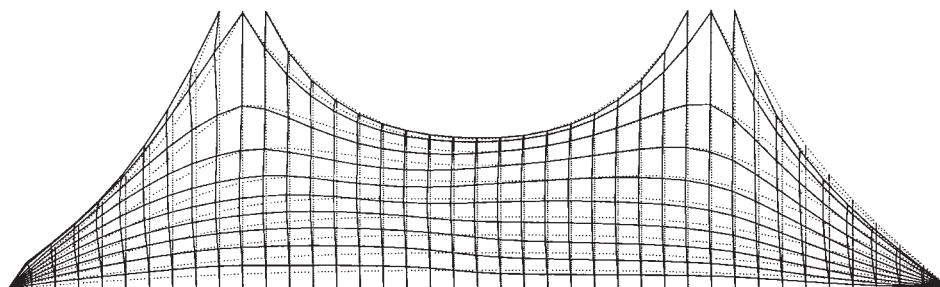


7. ábra. Elmozdult alak a hóteher hatására

### 3.1.3. A szélteher számítása

Nagy fontosságú szerkezeteknél szokás szélcsatorna vizsgálatot végezni, hogy a felületre ható erőket meghatározhassák. Ez a módszer idő- és pénzigényes, ennél a kis szerkezetnél ilyen kísérletre nem került sor. Számítógép segítségével a hőteherhez hasonló módon generálható a csomópontokra ható szélterő is. Ekkor bemenő adatként a szél irányvektorát is meg kell adni az intenzitás mellett.

A szél a szabvány előírásai szerint merőleges a felületre, vagyis normális irányú, ha a szélsúrlódástól eltekintünk. Nagyságát az intenzitáson kívül az alaki tényező is befolyásolja, amely a normálvektor és a szél irányvektora által bezárt szög függvényében az MSZ 15021 alapján számítható. Az egyes felületelemekre és azokból a csomópontokra az előzőleg leírt algoritmus továbbfejlesztésével az adott irányú szélből származó csomóponti terhek előállíthatók. (A használt geometria kissé eltér a 2. ábrán szereplőtől, mert a hosszirányú szél esetében csak egyszeres szimmetria van.)



8. ábra. Elmozdult alak a szél hatására

A 8. ábra a hosszirányú szél hatására keletkező elmozdult alakot mutatja. Az ábra jobb oldalán látható, hogy a szélárnyékos oldal alján a felület metszetének inflexiós pontja van, vagyis az eredetileg felülről nézve domború görbe egy része alulról lett domború. A két állapot között a felület egy kis része közel sík volt. Ezen a ponton az állapotváltozást számító program sikeresen átlépett, annak ellenére, hogy egy felületre merőleges terhet csak normál erőkkkel síkfelület esetén nem lehet egyensúlyban tartani.

### 3.2. A PONYVÁT TARTÓ VÁZ MÉRETEZÉSE

A ponyva csúcsai egy-egy 30 cm átmérőjű, vízszintes síkban fekvő, olyan acél tárcsákon nyugszanak, melyek felső élét gondosan lekerekítették úgy, hogy a végérintő a ponyva felső indulási szögével egyezzen meg. A tárcsát egy függőleges acélrúd támasztja alá. Ennek hossza nagyobb, mint a ferde rudak metszéspontja és a csúcs közötti tervezett távolság, hogy a sátor esetleges utófeszítése e rúd felfelé való nyomásával megoldható legyen.

A csúcsot tartó rúd ereje négy ferde rúdon oszlik meg. Ezen rudak méretezésénél a teljes hőteher ( $2 \times t = 97$  kN) volt a mértékadó.

A ferde rudakra jutó erő vízszintes komponense elég jelentős, és ez a ponyva alsó peremét tartó vízszintes gerendát erősen hajlitaná. Ezt a hatást a ferde rudak alsó csatlakozási pontjából a szemközti csatlakozási ponthoz futó, vízszintes kötél (mint egy vonórúd) veszi fel.

A ponyva alsó csatlakozási pontjánál végigfutó gerendát a ponyváról átadódó ferde erőre kell méretezni. (Vízszintesen elhelyezett U140 szelvényű acélgerendát alkalmaztunk a teher felvételére.)

A ponyva és az azt tartó acélszerkezet összesen 13 oszlopon áll. (Hosszirányban 5–5 darab a két oldalon, keresztirányban a két végen és a szerkezet közepén egy-egy.) Az oszlopok  $90 \times 90 \times 4$  zárt szelvényből készültek. Valamennyi oszlopnál (így a középen levő átkötésnél is) a szerkezet merevségét  $45^\circ$ -os irányban elhelyezett könyökök növelik.

## 4. A SÁTOR FELÁLLÍTÁSA

A tervezés megkezdése előtt a fogadószint (azaz a ponyva által fedendő terület) már készen, lebetonozva állt. A sátor építése az oszlopok elhelyezésével kezdődött. Az oszlopok talplemezét „Hilti” típusú dübelekkkel rögzítették a beton alaplemezhez.

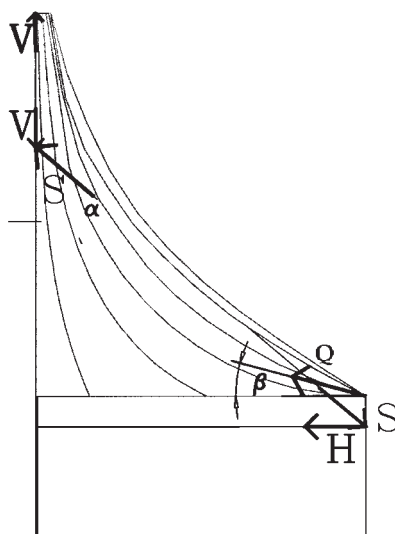
A következő lépés az U acélgerendák rögzítése volt az oszlopok tetején, amelyek andráskereszt alakban elhelyezett szélrácsokkal merevítve kerültek a helyükre.

Ezután kezdődött a ponyva elhelyezése. Az U szelvények belső éléhez rögzítették a ponyva széleit, miközben a csúcsok még lefelé lógtak a tér belsejébe. Majd a két csúcspontot emelte egymás után végleges helyzetük közelébe (de még a tervezett magasság alá) egy, az alapterületen kívül álló autódaru. Ezután kezdődött a ponyva beszabályozása, kezdeti megfeszítése a csúcsok kinyomásával a négy ferde rúd felső találkozási pontjáról.

A csúcsok emelésekor azonban egy nem várt esemény következett be. Ahogy a csúcsot felfelé nyomva nőtt az erő a ferde rudakban, valamennyi vízszintes kötél kilazult. Ekkor a feszítést, besabályozást azonnal abbahagyták.

Vajon mi lehetett az oka annak, hogy a rúdban növekvő nyomóerő ellenére a kötélen nem keletkezett húzás? Ha a ferde rúd alsó végpontja befelé mozdul, akkor (ha kis mértékben is) a felső vége felfelé mozdul. Vagyis a sátor saját magát emeli fel?

A vízszintes U tartók középpontja csak akkor indulhatott el befelé, ha a ponyváról átadódó erőből származó befelé történő elmozdulás nagyobb, mint a rúd hatására kifelé történő eltolódás. A számítások során a következő egyszerűsítő feltevésekkel élünk (,tartó' alatt az U tartót értjük):



9. ábra. A szerkezetre ható erők

- Feltételezzük, hogy a csúcra ható erő egyenletesen oszlik el az oldalak mentén.
- A tartót kéttámaszúnak tételezzük fel, melyek oldalhossza  $l$  és csak a vízszintes erők hatását vizsgáljuk. (A tartó közepén található oszlop a függőleges erők nagy részét felveszi és gyakorlatilag csak vízszintes eltolódást enged meg.)
- A ponyváról a peremre adódó megoszló erők eredőjét  $Q$ -val jelöljük, amely a vízszintessel  $\beta$  szöget zár be. A 9. ábrán ugyan látható, hogy a ponyva vízszintessel bezárt szöge változik a tartó mentén, ennek ellenére a megoszló erő nagyságát ( $p$ ) és irányát állandónak tekintjük. (Ez a legdurvább közelítés.)

- A ferde rúdról átadódó  $S$  erő vízszintes komponense  $H$ , amely közvetlenül a középén elhelyezett oszlopra hat, de a tartó síkja alatt. Ezt az erőt kell a vízszintesen keresztbe futó kábelnek felvenni. Ha a kábel laza, akkor a teljes  $H$  nagyságú erő az oszlopra hat, amely alul csuklós. Miután az oszlop felső pontjánál levő  $U$  tartó és a csukló közötti távolság nagyobb, mint a csukló és a ferde rúd bekötési pontja (ahol a  $H$  hat) közötti távolság, ezért az  $F$  erő a két távolság arányával nagyobb lesz, mint a  $H$ . Ha az egyszerűség kedvéért ettől kb. 10% nagyságú növekménytől eltekintünk, akkor  $F = H$ .

Egy  $l$  oldalhosszúságú,  $p$  megoszló erővel terhelt kéttámaszú tartó középső pontjának elmozdulása:

$$e_p = \frac{5pl^4}{384EI}.$$

A középső pont elmozdulása középén ható  $F$  erő esetén:

$$e_F = \frac{Fl^3}{48EI}.$$

Az, hogy a középső pont befelé vagy kifelé mozdul el, attól függ, hogy  $e_p$  kisebb vagy nagyobb, mint  $e_F$ . Ha ez a két érték egyenlő, akkor nincs elmozdulás a tartó közepén. Ekkor

$$\frac{5}{8}pl = F.$$

A feltételezések alapján  $Q = p \times l$  és  $H = F$ . Ha a csúcs felfelé nyomásából származó erőt ( $V$ ) adottnak vesszük, akkor ezen erők a 9. ábrán jelölt szögekből  $V$  függvényében a következő módon határozhatók meg. A  $V$  erő 4 ferde rúd között oszlik meg, így ezek vízszintes komponense:

$$H = \frac{V}{4 \times \operatorname{tg}\alpha}.$$

A ponyváról a függőleges erő 3 peremre adódik át. (Középén a szimmetriatengely-nél a ponyva érintője vízszintes.) Elhanyagolva az oldalhosszak ( $l$ ) különböző hosszúságát

$$p \times l = \frac{V}{3 \times \operatorname{tg}\beta}.$$

Behelyettesítve a korábbi összefüggésbe, annak feltétele, hogy a középső pont helyben maradjon

$$\frac{5}{6} \operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \beta.$$

Az *eltolódásmentes állapot* tehát *csak* ferde rúd és a ponyva indítási szögétől, vagyis a *geometriától függ*.

Esetünkben  $\alpha = 40$ , míg  $\beta$  körülbelül  $15^\circ$ . Vagyis a fenti egyenlőség nem teljesül, hanem a baloldali (megoszló terhelésből származó) érték 2,6-szer nagyobb, mint a jobboldal. Ezzel tehát indokolható az U tartó középső pontjának befelé történő mozgása és a feszítőkötél kilazulása.

A még be nem szabályozott szerkezetet a leállást követő napon viharos szél rázta meg. Ennek hatására a ponyva kezdeti (a ponyvákra jellemző viszonylag jelentős mértékű) nyúlása gyorsan lezajlott és a vízszintes kábel másnapra megfeszült. A csúcs kisebb mértékű emelésével a szerkezet beszabályozása, a csomópontok rögzítése a következő napokban gond nélkül elkészült.

## ÖSSZEFOGLALÁS

Ez a cikk egy egyszerűnek mondható sátorforma kezdeti alakjának számítását mutatja be különféle számítási módszerekkel. Összehasonlítja a kapott formákat és elemzi az egyes módszerek előnyeit és hátrányait. Az elméleti részt a gyakorlati megvalósítás során adódó nehézségek leírása és a megoldása zárja.

## IRODALOMJEGYZÉK

- [1] Szabó J. – Kollár L.: *Függőtetők számítása*. Műszaki Könyvkiadó, 1974.
- [2] Galaskó Gy. – Gáspár Zs. – Nouri-Baranger, T. – Leon, J.C. – Trompette, P. – Veron, P.: Comparison of tent structures calculation in Hungary and France. *Acta Technica Acad. Sci. Hung.*, 107 (1–2) 1996, pp. 27–36.
- [3] Schek, H. J.: The force density method for form finding and computation of general networks. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 3, 1974, pp. 115–134.
- [4] Hincz K. – Gáspár Zs.: Ponyvaszerkezetek szerelési alakjának meghatározása. *Építés-Építészettudomány*, 27 (1–2), 1998, pp. 41–67.
- [5] MSZ 15021: *Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Magasépítési szerkezetek terhei*. 1986.
- [6] Kollár L. (szerk.): *Ponyvaszerkezetek*. Műszaki Könyvkiadó, 1987.

## WALK AROUND A TENT

### *Summary*

The topic of this report is a tent, which is a developed version of the ‘Chinese hat’ with two hoops.

The first question was the initial unloaded form of the textile. Four computer programs – applying several methods – were used and they produced similar surfaces, but the height of the middle point was different.

Analysis of the used methods is not easy because the description of the programs are generally not sufficient for exact conclusions but we tried to find the reason why the differences occurred.

The other shocking event, which surprised us very much, took place in April of 1998, when the structure was erected. Typical stretching technic of this type of tent is the lifting up of the mast. During this process the transverse cables of the structures became loose, which meant that the cables lost their initial stresses. Realizing this fact the workers immediately stopped the erection of the textile. An approximate calculation (which is the second topic of this presentation) proved that the geometry determined the stress distribution between the different elements of the structures. The actual sizes gave the reason why the initial stress of the cables disappeared.

