

# Tartalomjegyzék

<b>1. A disszertáció tárgya</b>	<b>1</b>
<b>2. A disszertáció módszere</b>	<b>2</b>
<b>3. A tartó laboratóriumi mérései</b>	<b>4</b>
<b>4. A mérésekből levont következtetések</b>	<b>5</b>
4.1. Statikus vizsgálat	5
4.2. Dinamikus vizsgálat	9
<b>5. A disszertáció eredményei, megállapításai</b>	<b>13</b>
<b>6. Az eredmények használhatósága</b>	<b>17</b>
<b>7. További kutatások</b>	<b>18</b>
<b>8. A hivatkozott szakirodalom és publikációk</b>	<b>20</b>

**DR. TECHN LŐRINCZ GYÖRGY**

H-9024 Győr, Hunyadi u. 7A.

E-mail: lorincz@gyor.net

**A dolgozat tartalma:**

*Disszertáció*

*Melléklet*

*Kísérleti jegyzőkönyv (Kivonat)*

## 1. A disszertáció tárgya

Tartószerkezetek létrehozása és a kívánt funkció szerinti működtetése a tervezés-kivitelezés-fenntartás feladatainak egységes szemléletét igényli ahhoz, hogy teherhordó szerkezeteinket egyre magasabb igényszinten (gazdaságos építés, korszerű fenntartás, a mindenkori állapot objektív ismerete) működtethessük.

A megépített tartószerkezetek tényleges viselkedésének egyre pontosabb leírása, ezen viselkedés tapasztalatainak visszacsatolása a tervezési ismeretek halmazába az elméleti, tervező, kivitelező és fenntartó mérnökök tudomásul vett és elfogadott feladata, amely egységes szemléletének kialakításához/erősítéséhez szolgáltat a disszertáció adalékot.

Valamely szerkezet reakcióerőinek, belső erőinek és mozgásainak kiszámítása csak modell közbeiktatásával lehetséges. Egy modell elfogadása magában foglalja közelítések szükségszerű tudomásulvételét is. Modellezzük a szerkezetet, a terhek elhelyezkedését és megoszlását, az építőanyagok tulajdonságait. Egyszerűsítjük a modelleket, hogy azok matematikailag minél pontosabban és egyszerűbben legyenek leírhatók. Ez az egyszerűsítés már nem feltétlenül eredményez olyan modellt, amelyet az analitikus geometria módszereivel leírva – és beillesztve azt az egyensúlyi követelmények rendszerébe – oldunk meg. A fenti geometriai definíció szükséges továbbra is, azonban a számítógépek alkalmazásával nem kell szigorúan törekednünk a meghatározandó ismeretlen mennyiségek korlátozására, ill. a keresett statikai/dinamikai függvények analitikus megoldására! És minden konkrét esetben ezek teljes szerkezetre vonatkozó összefoglaló leírására sem! Ezt megteszik a számítógépes software-ek.

A véges elemekre bontás lehetősége, az elemek kapcsolatának megfogalmazása, a kívánt mennyiségek meghatározása a kapcsolódó pontokban, a számítási módszer kidolgozása nem jelent elméleti egyszerűsödést! De eredményezi a pontosabb modellalkotást, az egyre kevesebb, vagy egyre pontosabb közelítést, a tartószerkezetek igénybevételeinek-feszültségeinek-mozgásainak a valóságot jobban megközelítő meghatározását! A felszabadult számítási lehetőségek felső határát az értelem, ill. a gyakorlat igénye szabja meg.

Feltételezzük, hogy a gyakorlati tapasztalatokkal alátámasztott, az elméletből következő azon tény, hogy a tartószerkezetek változása egyértelműen módosítja azok dinamikus viselkedését is, eszközéül válik a gyakorlat azon igényének, hogy a tartószerkezetek mindenkori állapotát a lehető legegyszerűbben, és mindenképpen roncsolásmentesen megismerhessük.

A disszertáció részben vizsgálja ezen feltételezést, azt a lehetőséget is szem előtt tartva, hogy az elméleti bizonyosság nem feltétlenül jelenti a gyakorlati megvalósíthatóságot, pl. azért, mert ez nehézkes vagy drága, vagy azért, mert az elérhető eredmény nincs arányban a befektetett munkával. A

kis változások detektálása az építőiparban elérhetetlen (és szükségtelen) pontosságot kíván.

## 2. A disszertáció módszere

A tervező, kivitelező, fenntartó mérnökök mindennapos gyakorlatukban a műszaki mechanika általános törvényeit rutinszerűen alkalmazzák. Erőtani szempontból általában csak az időtől független folyamatokat vizsgálják a statika módszerével. Az időtől függő kinetikai folyamatokat nem, ill. kevésbé. Márpedig ezen jelenségek magukban hordozzák a statikus folyamatokat is, csak az időváltozót zérusnak kell tekintenünk! (Matematikusan fogalmazva: a statikus folyamatokat leíró függvények idő szerinti parciális deriváltja zérus.)

Az idő szerinti viselkedés ismeretében egy szerkezetről sokkal többet tudhatunk – ezen megismerés érdekében rögzítjük a dinamikai állapotot –, hiszen ezen állapot elemzése mind a statikai, mind a kinetikai folyamatok analizálására képessé teszi a vizsgálódót. A figyelt dinamikai jellemzők – sajátalakok, sajátlengésszámok, csillapítás – önmagukban talán kevésbé adathordozók az építőmérnöki gyakorlat számára. Ezek változása azonban igen, különösen akkor, ha az információkat hordozó függvényeket a használatbavétel előtt is rögzítették, hogy a változások detektálhatók legyenek.

A fenti előnyök kihasználása érdekében a múlt század hatvanas éveitől kezdődően voltak is mérések a világon (Magyarországon is), amelyeket a szerkezetek minél pontosabb megismerése érdekében végeztek, az eredményeket ezen cél érdekében dolgozták fel, és rendszerezték a dinamikus szerkezetvizsgálat elméleti alapjait.

**R. Harnach** szerint a faszerkezetű tartók dinamikai vizsgálata (ill. az erre vonatkozó igény) jelentősen növekszik, valamint a fa-, acél- és vasbetontartók közül (ugyanazt a szerkezetet vizsgálva) a fatartók sajátfrekvenciái a legmagasabbak (Ugyanezen cikk ismerteti a faszerkezetek dinamikai sajátosságait is, elsősorban a csillapítás mértékét illetően.) Akkor nyilván az egy adott szerkezeti változás előidézte dinamikai változás egy fatartóban karakterisztikusabb, mint egy acél, vagy egy vasbeton tartóban!

Sajnos ez a sejtés a disszertációban vizsgált tartók esetében nem igazolódt be, a dinamikai viselkedés változásai megfigyelhetők, de nem egyértelműek, valamint nehéz egyeztetni a mérési és a számítási eredményeket.

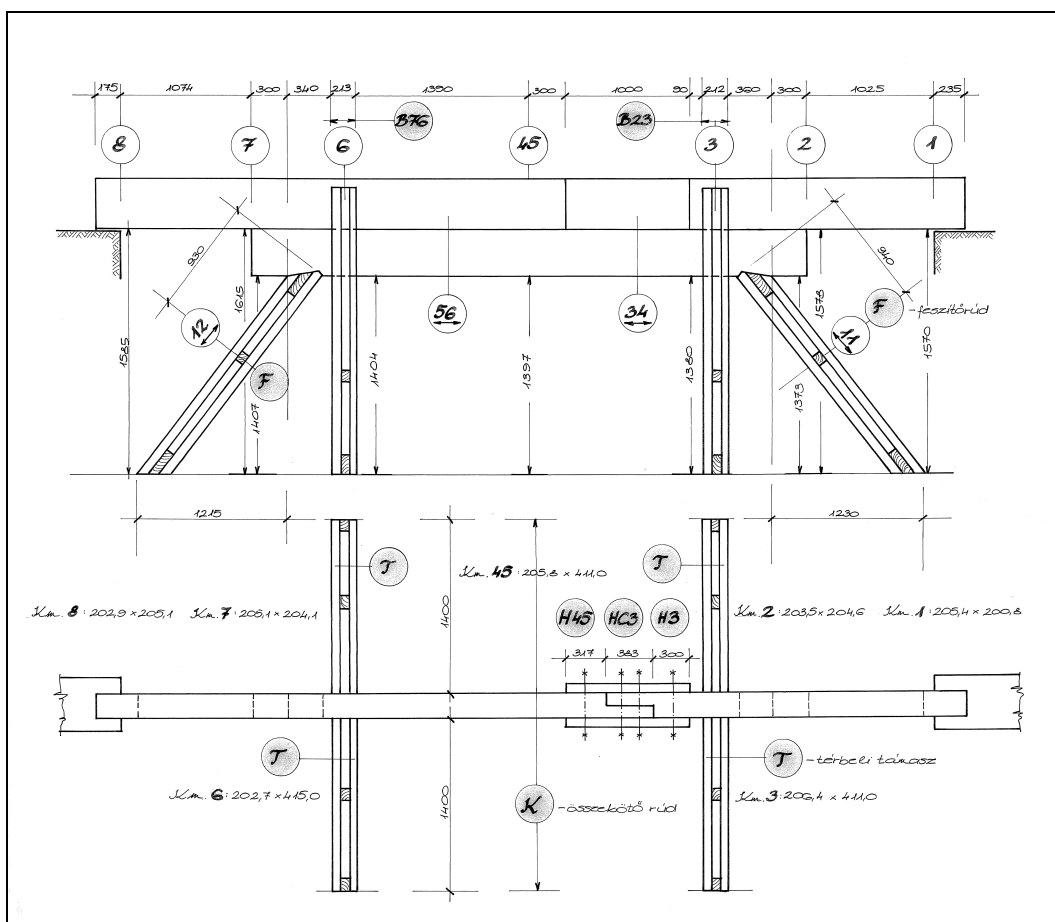
A disszertáció végigköveti a laboratóriumi körülmények között elvégzett adatrögzítés – identifikálás – diagnosztika folyamatát, amelynek során elméletileg a dinamikai állapot változásából a gyakorlat számára is használható következtetések vonhatók le.

A vizsgált fatartó változó keresztmetszetű, gerendájának közbenső ~70% - a kétfás. (1. ábra) Ezen tartó differenciálegyenletét főként **R. Heilig** és **R. Pischl** cikkeire valamint **F. Stüssi** és **S. Timoshenko** könyveire támaszkodva

írta fel a szerző. Így a tartó alakváltozásai számíthatók lettek. A mért és a számított adatok egyeztetéséből a viselkedésre jellemző értékeket lehetett meghatározni a vizsgált kéttámaszú tartó kilenc állapotában. A merevségi mátrixok nem mért értékeinek meghatározásával a dinamikai számítások is elvégezhetők és a változások értékelhetők lettek.

A mért rezgésyorsulásokból meghatározva a sajátfrekvenciákat mindegyik fatartó (4) mindegyik, tartónként 9 állapotában szolgáltatva azt az adatbázist, amelyre alapozva megfogalmazhatók a tézisek.

A dinamikai számításokat csillapítatlan tartón végezte el a szerző, de néhány állapotban meghatározta a csillapításokat is, valamint ezek változását. Ez sajnos azt mutatta, hogy a tartó nem lineáris viselkedésű.



1. ábra

A vizsgált laboratóriumi tartó kialakítása és az elhelyezett érzékelők Jelölések a fenti ábrán:

- **csomópontok, keresztmetszetek és mérési helyek:**  
1, 2, 3, 45, 6, 7, 8
- csak **keresztmetszet** azonosítására szolgálnak az alábbi jelek:  
B23, B76, H45, H3, HC3, F, K, T
- csak **mérési helyet** jelentenek:  
11, 12, 34, 56

### 3. A tartó laboratóriumi mérései

A szerző megtervezett egy kísérleti fatartót, amelynek szerkezeti tulajdonságai változtathatók. A legcélszerűbbnek az tűnt, hogy az egyes tartók az előzőkből, bizonyos szerkezeti elemek elhagyásával hozhatók létre rövid idő alatt.

A felállított tartó fokozatos szétszedésével tehát több tartószerkezet is kialakítható, így a változások hatását többfajta tartószerkezeten is mérhetjük. (A tartószerkezet gyártásánál különleges igényünk nem volt, úgy készült fűrészelt gerendákból, mint egy helyszínen ácsolt faszerkezet. Pl. állvány-szerkezet, tetőszerkezet, vagy éppenséggel egy fa gyaloghíd.)



2. ábra

A laboratóriumban vizsgálatra felállított faszerkezet.

#### *A tartók statikai jellege*

☐ Térben is kitámasztott kétszeres feszítőmû.

- Síkbeli kettős feszítőmû. (Mint ☐, de a térbeli ferde kitámasztások nélkül.)

Ž Síkbeli egyszeres feszítőmû. (Mint •, de csak egyik síkbeli ferde kitámasztással.)

- Kéttámaszú gerenda.

#### *A tartók elméleti dinamikai jellege*

A tartók szakaszonként folytonos tömegeloszlásúak, inerciájuk a tengelyük mentén nem állandó. Viselkedésük várhatóan lineáris, csillapításuk elhanyagolható.

### **Változtatható a**

- a kétfás gerenda elemeinek egymáson való elcsúszása, és az elcsúszás mértéke. *(Ez utánozza a valóságot, mert idővel a kapcsolt rudak egymáson való elcsúszása növekszik a tartószerkezetekben, és annak nagysága általában ismeretlen.);*
- a felső gerendát egy rugalmas csukló szakítja meg, így a felső gerenda illesztésében a terhelés hatására kialakul egy relatív elfordulás. Az illesztést modellezzük rugalmas csuklóként, amelynek az elfordulásal szembeni ellenállása rad/kNm.
- *(A fakapcsolatok nem biztosítanak merev befogást, ill. idővel a kezdeti befogás lazul, elfordulások alakulhatnak ki.);*
- a ferde támaszok és a gerenda relatív elfordulása a csatlakozás km-ében mindkét feszítőrúdnál változtatható. *(A ferde támaszoknál idővel relatív elfordulások keletkezhetnek.)*

A fenti változtatások mindegyikéhez tehát hozzárendelhető egy-egy, a gyakorlatban előforduló szerkezeti módosulás. A teljes kísérletsorozat feldolgozása eredményezhet egy hibakatalógust, amelyben dinamikai változásokhoz szerkezeti változást rendelünk hozzá.

A mérések és azok feldolgozása után a faszervezetek hibakatalógusának elkészítéséről lemondtam, ugyanis a megfigyelt/tapasztalt dinamikai változások nem karakterisztikusak.

## **4. A mérésekből levont következtetések**

A külső teher (egy koncentrált erő) a gerenda középső keresztmetszetében volt. Nagyságát mérték/beállították 5-35 kN között.

A faszervezet mérései az alábbi jelenségekre irányultak:

- a két fa abszolút és relatív elcsúszásai egymáson;
- a tartó lehajlásai;
- autonóm rezgésgyorsulások.

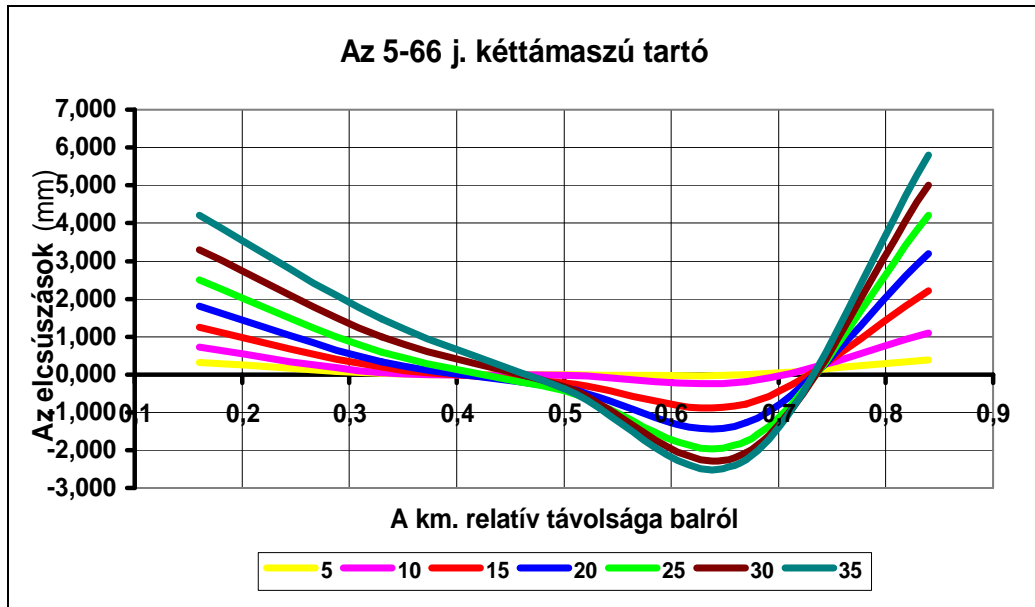
### **4.1. Statikus vizsgálat**

Az **elcsúszások** értékeiből és jellegéből az alábbi következtetések vonhatók le:

1. Az elcsúszási ábrák nem szimmetrikusak, a relatív elcsúszási ábrák pedig nem antimetrikusak. (A jelenségek mindkét fajtája azonos abban a tekintetben, hogy a görbék jobb és a bal oldala egységesen tér el egymástól mindegyik terhelő erő és mindegyik állapotú tartó esetén. A kétfás szakasz bal végén az elcsúszások kisebbek, mint a kétfás szakasz jobb végén.)

Az elcsúszási görbék szélsőértékének helye a felső gerenda toldása alá esik. Itt kell feltételeznünk a rugalmas csuklót. Ez teszi lehetővé a

gerenda nem szimmetrikus viselkedésének követését. Ugyanis a  $f$  és a  $\dagger$  pontokban mért lehajlások nem egyenlők. Ha a pontok szimmetrikus elhelyezkedését elfogadjuk, akkor csak a rugalmas csukló elfordulása miatt térhet el a két lehajlás. A toldás szakasza alá esik az elcsúszási ábrák szélsőértékének keresztmetszete.



3. ábra

Mért abszolút elcsúszások a tartó tengelye mentén ábrázolva

Az elcsúszási ábrák szélsőértékének helye	5-66	5-46	5-26
		0,663	0,654

A fenti értékek állapotonkénti átlagok. A tényleges hely pontosan nem meghatározható. Legyen a rugalmas csukló feltételezett helye a három fenti érték középértéke:  $x_c=0,658$

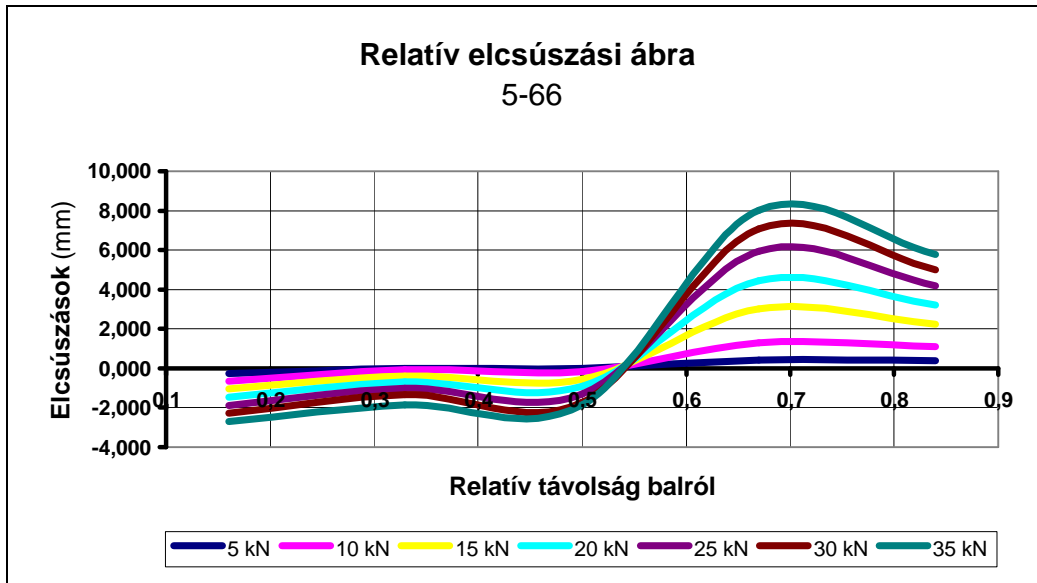
A csuklót az ismeretlen  $k$  rugóállandó nagyságától függő koncentrált hajlítónyomatékkal modellezzük.

Megfigyelhető, hogy a görbék bal oldali szakasza szinte párhuzamos és arányos, a jobb oldalon a terhelés növekedésével aránytalanul egyre kisebb lesz a különbség az elcsúszások között. Ezen oldalon a görbék egy jól meghatározható pontban metszik egymást.

2. A relatív elcsúszások értékei az alábbi helyeken jelölik ki a relatív elcsúszásokat mutató görbék zérushelyeit:

Állapot	Terhelő erő						
	5 kN	10 kN	15 kN	20 kN	25 kN	30 kN	35 kN
5-66	0,510	0,531	0,538	0,540	0,542	0,545	0,543
5-46	0,523	0,538	0,540	0,542	0,544	0,547	0,548
5-26	0,529	0,541	0,544	0,548	0,551	0,552	0,553

A csúsztatóerő előjelváltásának helye a terhelő erő növekedésével és az egyes fák együttdolgozásának csökkenésével 15-85 mm értékben jobbra tolódik. A tartó számítása során ez már befolyásolhatja a számított értékeket.



4. ábra

Mért relatív elcsúszások a tartó tengelye mentén ábrázolva

- Sarkalatos probléma a tartó szimmetriája és linearitása. A terhelés szimmetriáját és linearitását valamint az alkalmazott anyagok lineáris viselkedését a szerző esetében is elfogadhatónak tartja. (Az alkalmazott anyagok rugalmassági modulusa állandó.)

A tartószerkezet kialakítása nem szimmetrikus. A gyakorlati eseteknél nem jobban, de változnak a méretek, az alátámasztások helyei, a közbenső szakaszon kialakított kétfás szakasz felületeinek illeszkedése, az együttdolgoztatás erőssége és hatékonysága. (A  $K$  elcsúszási modulus és a  $g^2$  elcsúszási reláció nem állandó.) A felső gerenda toldása sem szimmetrikus, valamint a toldási szakaszon relatív elfordulás lehetséges. Ezen kialakítás nem idegen a gyakorlattól. A határállapotra épülő méretezés esetén ezen egyenlőtlenségek nem játszanak szerepet. Esetünkben azonban, amikor mért és elméleti adatokat egyeztetünk, emiatt érzékenyebb elméleti megfontolásokat kell tennünk, a szimmetriától való eltérésnek az egyeztetés eredményességét nehezítő következménye van, vagy a megoldhatatlanságig bonyolított sokparaméteres vázat kell felvennünk. (Ezen utóbbinak nincs értelme, mert ez esetben általánosabb következtetések nem vonhatók le.)

Felveszünk egy, a lehető legtöbb sajátosságot figyelembe vevő szimmetrikus modellt. Az 5 és 10 kN nagyságú terhelésekből kialakuló elcsúszások feldolgozása azt a megállapítást támasztja alá, hogy



ezen terhekre a szerkezeti viselkedés nem lineáris. Azaz az erő és az elcsúszások közötti összefüggés nem egyenes arányt mutat és változik a tartó állapotától és a terhelő erőtől függően.

A 15, 20 és 25 kN terhelésre feltételezhetünk linearitást. Ennek a hajlékonysági mátrix számításánál van különös jelentősége. Ugyanis a mátrix elemei egységnyi terheléshez rendelt lehajlásokat tartalmaznak, tehát vagy az alkalmazott terhekből keletkező lehajlásokat arányosítjuk – a mátrix középső oszlopa –, vagy egységteherre végezzük el a számításokat a mátrix két szélső oszlopa elemeinek meghatározásához a három szabadságfokú modellen.

4. Összességében: a tartó mért elmozdulásaiból és a feldolgozott mozgásaiból azt határozhatjuk meg, hogy sikerrel próbálkozhatunk egy anyagában lineáris (rugalmas), geometriai és szerkezeti kialakításában szimmetrikus, 15 kN – nál nagyobb terhelés esetében lineáris erő-lehajlás kapcsolatú szerkezet statikai és dinamikai számításai alapján a Disszertációban feltett kérdésre – dinamikai tulajdonságok változása a szerkezeti változások következtében – választ adni. A laboratóriumi mérésekből közelítőleg meghatároztuk az **E** és **K** modulusokat, valamint eldöntöttük a tartó viselkedése megközelítésének alapjait.

A **lehajlások** vizsgálata a kialakítandó modell vonatkozásában a fentiekkel azonos eredményre vezetett.

Az előzőkhöz igazodó, a mérési és a számított eredmények összehasonlításához alkalmazott statikai modell tulajdonságai:

- a szerkezet a rugalmasan viselkedik, azaz érvényes Hook törvénye. Az elcsúszások arányosak a csúsztatóerővel, arányossági tényező a **K** rugóállandó, azaz az egységnyi relatív elcsúszáshoz szükséges csúsztatóerő;
- a felső gerenda toldása miatt kialakított rugalmas csuklóban keletkező elfordulások nyomatékkal arányosak, arányossági tényező a **k** rugóállandó, azaz az egységnyi elfordulást előidéző nyomaték. A csukló jellemzői ismeretlenek, és a csavarokban lévő tengelyirányú erő változásával módosulnak. Hatását legegyszerűbb az **M** nyomatékugrással figyelembe venni;
- a rugalmas viselkedés legalább annyit jelent, hogy tartószerkezet lehajlásainak matematikai leírása a rugalmasságtan segítségével gyakorlatban elfogadható eredményeket ad;
- a **K** elcsúszási modulus és a **k** rugóállandók nagysága nem függ a külső terheléstől;
- az **E** és a **K** a tartó tengelye mentén állandó. Ugyancsak szakaszonként (egyfás-kétfás) állandó a keresztmetszet is, valamint a tartó kialakítása (elvileg) szimmetrikus, a terhelés egy db. koncentrált függőleges erő a középső keresztmetszetben;

- a nyíróerőből keletkező alakváltozási munka nagysága elhanyagolható, de az elérhető nagyobb pontosság érdekében azt is figyelembe vesszük;

- a mérésekkel meghatározott anyagállandók:

$$E_h = 4400 \text{ N/mm}^2; G_h = 220 \text{ N/mm}^2 (G_h \approx E_h/20);$$

Az elcsúszás mértékét alig befolyásolta a csavarokban keletkező erő, emiatt a  $g$  közeli értékek között változik:

$$6,0 \times 10^{-4} \text{ 1/mm} < g < 7,5 \times 10^{-4} \text{ 1/mm}$$

Az elcsúszási modulus nem konstans, mert a csavarok egymástól mért távolsága nem állandó. Átlaga:

$$K = 8,83 \text{ N/mm}^2$$

A csavarok elcsúszással szembeni ellenállásának átlaga:

$$C = 3860 \text{ N/mm}$$

A felsorolt feltételezések megfelelnek az általános gyakorlatnak, a szabványok engedményeinek. Azonban a tervezés/ellenőrzés során alkalmazott modellnek nincs olyan kontrollja, amelynek során mért és számított értékeket egyeztetünk, mint esetünkben a lehajlásokat. (Hiszen így lehetséges ismeretlen értékek meghatározása.) Tehát minél inkább egyszerűsített a számítási modell, annál kevésbé kapunk valóság-hű eredményeket a  $K$  és az  $E$  modulusokra.

A fentiek figyelembevételével az adott körülményekre alkalmazza a disszertáció az öszvértartókban keletkező  $N(x)$  normálerőre felírt differenciálegyenletet. Az  $M(x)$  külső erők okozta függőleges síkú hajlítónyomaték változásai által meghatározott szakaszokra írja fel a függvényt kezdeti értékekkel és a simaságot biztosító csatlakozási feltételekkel:

$$\gamma^2 = \frac{K}{E} \cdot \frac{h}{I_1 + I_2} \cdot \frac{I_s}{S_s} \quad [1/\text{mm}^2]$$

$$\alpha = \frac{K}{E} \cdot \frac{h}{I_1 + I_2} \quad [1/\text{mm}^3]$$

$$\frac{d^2 N(x)}{dx^2} - g^2 N(x) + a M(x) = 0$$

$$\frac{dN(x)}{dx} = T(x)$$

$$N/\text{mm}^2$$

$$K \cdot Du = T(x)$$

Az  $N(x)$  és a  $T(x)$  függvények ábrázolása. A rugalmas csukló elfordulása miatti nyomatékváltozás hatása mindkét függvény képében látható.

## 4.2. Dinamikus vizsgálat

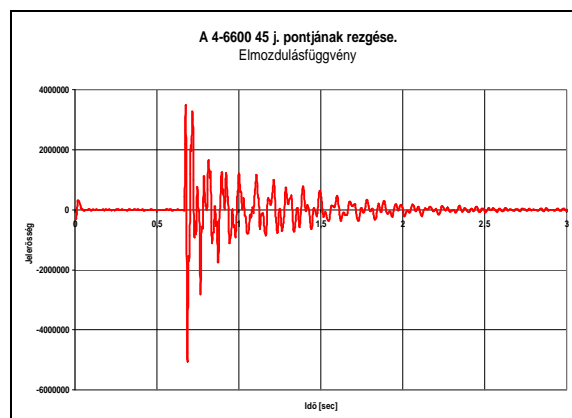
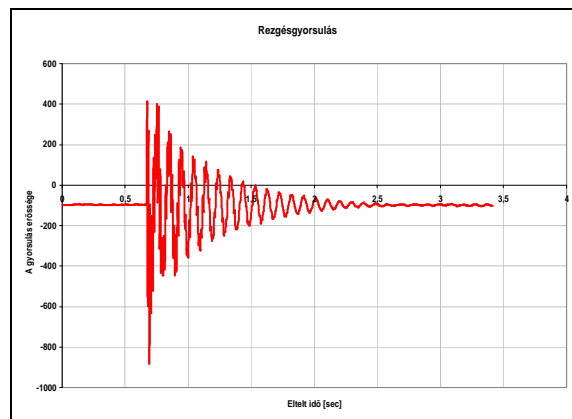
A szerző az adott körülmények között pontosan meghatározott statikai vázon meghatározza a  $H$  hajlékonysági és a  $K$  merevségi mátrixokat a vizsgált tartó kilenc állapotában. Az  $M$  tömegmátrix ismeretében az elhanyagolható csillapításúnak vett tartó dinamikai jellemzői kiszámíthatók. A disszertáció meghatározza a sajátfrekvenciákat, a sajátalakokat és egy esetben a rezgésalakot, amelyet mért alakkal hasonlít össze, miután a mért görbékben meghatározott csillapítás egy jellemző értékét állandónak tekintve kiszámítja a csillapított rezgésalakot.

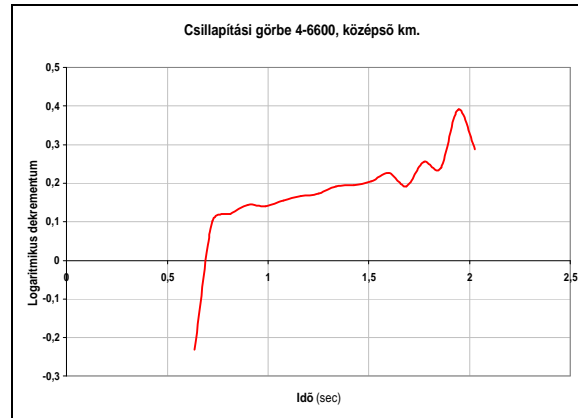
A mért rezgésyorsulásokból a mérési válaszjelek feldolgozására készített **catman** program segítségével mindegyik tartó mindegyik állapotában meghatároztam a frekvencia-spektrumokat, és a felrajzolt spektrumok segítségével kiválasztottam azokból a sajátfrekvenciákat. Az egyes értékek változásából, a mért és a számított jellemzők összehasonlításából a dinamikai vizsgálatokból a 3. tételben felsorolt következtetések vonhatók le. A statikai vizsgálatok megállapításai az alábbiakkal egészülnek ki a dinamikai mérések feldolgoása után:

5. A dinamikai jellemzők változását vizsgálva el kell döntenünk, hogy két különböző időpontban végzett mérés összehasonlítható-e? Azaz egy esetleges változás/változatlanosság minek lehet a következménye?
6. Mivel a faszervezetek aránylag könnyű súlyúak, kapcsolataik mozgásában változó szerkezetek, dinamikai vizsgálatuk kevesebb eredményt ígér, mint a beton- vagy acélszerkezeteké.

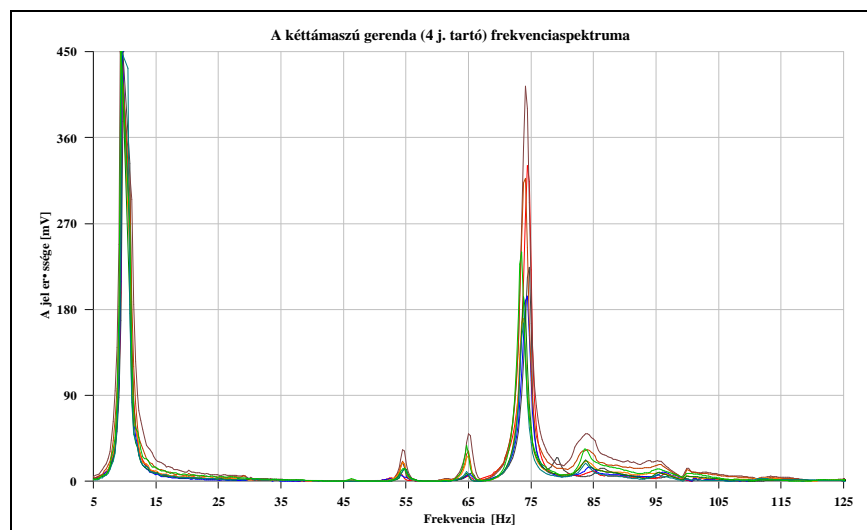
A dinamikai vizsgálat elsősorban a négy tartó autonóm mérését, másodsorban a kéttámaszú gerendán végzett dinamikai számításokat jelenti. Ezen munka során a Disszertáció az alábbi jelenségeket vizsgálta:

- a 4 tartó rezgésyorsulásainak rögzítése 9-9 állapotban, egyidejűleg mindig 3 pontban, állapotonként legalább kétszer. A kéttámaszú gerendán néhány csillapítási görbe és elmozdulásfv. kiszámítása;





- a rezgésyorsulásokból a frekvenciaspektrumok számítása a **catman®** programmal



**5. ábra**

A mért és feldolgozott dinamikai jelek

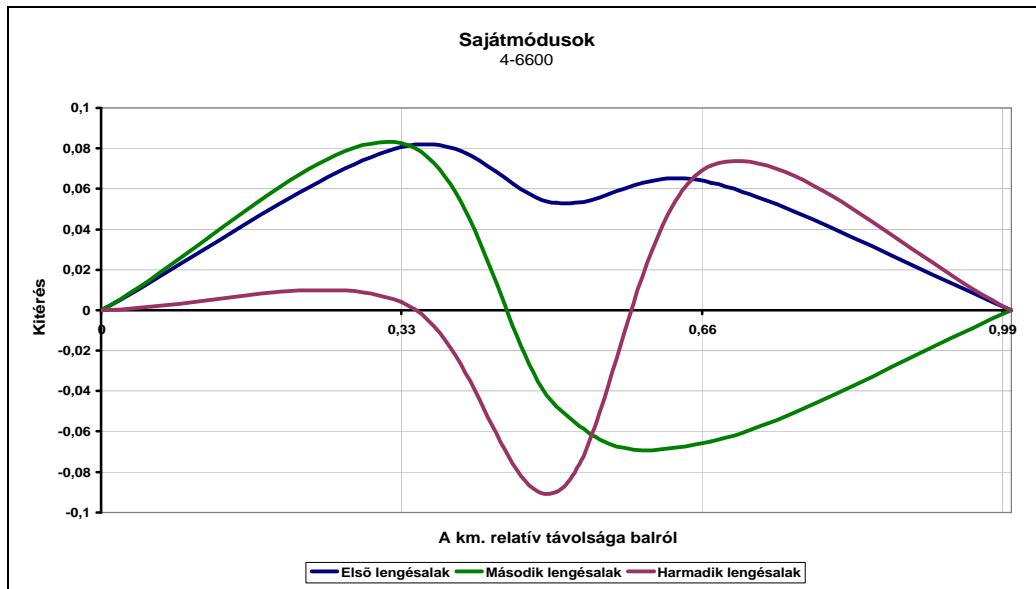
A sajátfrekvenciák mérési eredményekből való meghatározása a változások kiváltotta jelzések értelmezése céljából végzett dinamikai vizsgálatok eredményességének vagy értelmetlenségének meghatározására is alkalmas. A feldolgozás teljessége miatt a kéttámaszú gerenda – mivel ismertek a hajlékonysági mátrixok – dinamikai jellemzőit számítással is meghatározhatja a szerző. Így a sajátfrekvenciákat, a sajátmódusokat és a rezgéképet:

- számított sajátfrekvenciák

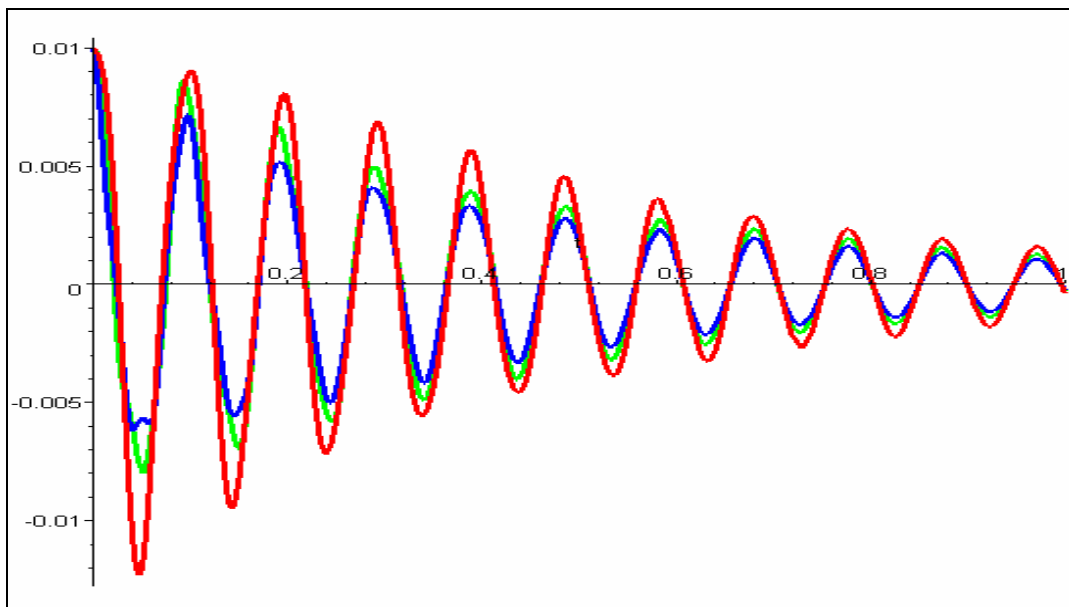
$f_i = \omega_i/2\pi$ [Hz]									
i	4-6600 j. tartó	4-6400 j. tartó	4-6200 j. tartó	4-4600 j. tartó	4-4400 j. tartó	4-4200 j. tartó	4-2600 j. tartó	4-2400 j. tartó	4-2200 j. tartó
1	10,368	10,098	9,977	10,141	10,081	9,941	10,010	9,842	9,719
2	21,991	21,682	21,270	21,997	21,821	21,447	21,856	21,469	21,074
3	39,672	38,534	37,777	36,417	35,839	35,108	35,543	34,704	34,416

A csillapítás nélküli rezgések  $(\underline{\underline{K}} - \omega_0^2 \cdot \underline{\underline{M}}) \cdot \underline{y} = \underline{0}$  homogén lineáris egyenletéből kell meghatározni az  $\omega_0$  sajátértékeket és az ezekhez tartozó  $\underline{y}$  sajátvektorokat. Az egyenletnek akkor van a triviálistól különböző megoldása, ha az egyenlet  $|\underline{\underline{K}} - \omega_0^2 \cdot \underline{\underline{M}}|$  determinánsa zérus. Ezen homogén egyenletből a sajátfrekvenciák kiszámíthatók. (Három szabadságfok esetén a  $\underline{\underline{K}}$  merevségi mátrix és az  $\underline{\underline{M}}$  tömegmátrix  $3 \times 3$  méretű, így az első három sajátértéket lehet meghatározni.)

- a számított sajátmódusok egyike



- a rezgési elmozdulás számított ábrán (annak feltételezésével, hogy a kezdeti elmozdulás 0,01 mm)



6. ábra  
Számított dinamikai függvények

## 5. A disszertáció eredményei, megállapításai

A szerző megtervezett, majd a laboratóriumban felállított egy faszerkezetet. A szerkezet utánozni hivatott egy hagyományos módszerrel épült fatartó idők során bekövetkező változásait.

A vizsgált faszerkezet 6,5 m hosszú gerendája a középső, mintegy  $\bullet$  l hosszszon kétfás. A felső fa egy helyen rálapolással, – hevederlemezzel és átmenő csavarokkal erősítve – toldott. A kétfás szakasz gerendáinak egymáson való elcsúszása, valamint a toldásban kialakult rugalmas csukló elfordulása változtatható volt. – A megépített szerkezet az alábbi tartók vizsgálatát teszi lehetővé (fokozatos elbontással):

- térben kitémasztott kettős feszítőmű;
- síkbeli kettős feszítőmű;
- síkbeli egyszeres feszítőmű;
- kéttámaszú gerenda.

Majd a szerző – az eredeti elképzelések szerint – elvégezte a szerkezet tényleges viselkedésének meghatározására vonatkozó statikus és dinamikus méréseket. A mérési eredményeket a további feldolgozás céljából átszámította, rendszerezte és leírta.

A Kísérleti jegyzőkönyv tartalmazza a tartószerkezeten mért elmozdulásokat, szögváltozásokat és rezgésgyorsulásokat az alábbi hatásokra:

- statikus terhelés: 5-35 kN között változó nagyságú koncentrált erő a középső keresztmetszetben;
- gerjesztés: impulzuskalapács.

A laboratóriumi mérések elvégzése és feldolgozása, a részben kétfás két-támaszú gerenda elméleti vizsgálata valamint a mért és számított dinamikai tulajdonságok összevetése alapján a szerző a lenti, tézisekben megfogalmazott eredményeket érte el és az alábbi megállapításokat teheti:

### 1. TÉZIS

Az összetett faszerkezet állapota változásainak nyomon követése statikai és dinamikai laboratóriumi mérésekkel rávilágított ezen összetett vizsgálat létjogosultságára, ugyanis a felállított modellen kapott számítási eredmények valamint a mérési eredmények néhány százalékon belüli pontossággal megegyeztek. – De az aránylag pontos számítási modell felállításához a szerző sok mérési eredményre támaszkodhatott. Megállapítható, hogy

- a faszerkezetű tartók kísérleti – valamint „in situ” – méréseit is a faszerkezet tulajdonságainak szórása miatt nagy számban kell végeznünk;
- célszerű egyidejűleg mind statikai, mind dinamikai méréseket is végezni és azokat feldolgozni;
- a tartó tengelye mentén elosztva végzett sok és többfajta mennyiség mérési meghatározása a pontos modell alapkövetelménye.

## 2. TÉZIS

A felállított modellen végzett mérések feldolgozása és ábrázolása, a modellen elvégzett számítások eredményei, valamint a mért és számított eredmények összevetése alapján megállapítható, hogy

- a faanyag és a szerkezet tulajdonságai miatt a mért elcsúszási ábrák nem szimmetrikusak, a relatív elcsúszási ábrák pedig nem antimetrikusak. A csúsztatóerő zéruspontjának helye, az igénybevétel növekedésével és az egyes fák együttdolgozásának csökkenésével eltolódik;
- a kísérleti és elméleti összehasonlítás egyaránt bizonyítja, hogy az elcsúszási görbék szélsőértékének helye a felső gerenda toldásához közel esik. A toldás km.-ében kialakuló relatív elfordulás miatt a hajlítási merevség lokálisan nagyon lecsökken, ami a kérdéses km.-ben az elcsúszást befolyásolja;
- a valóságot jól modellező tartó teljes hosszán érvényes a Hooke-törvény, alkalmazható Maxwell tétele, a tartó keresztmetszeti és szerkezeti méretei közelítésekkel elfogadhatók szimmetrikusnak. A két fa illesztése – a  $K$  elcsúszási modulus hektikus változása miatt – a szerkezet viselkedése nem lineáris. Különösen nem a kis terhekre!
- az egységére keletkező lehajlásokat, a mért értékek arányosításával, a rugalmas csukló elfordulása okozta nyomatékváltozással kell számítani. – A lineáris modell csak a tönkremeneteli terhet közvetlenül megelőző erőkre alkalmazható biztonsággal;
- a közelítések, az anyagmodell, az anyagi jellemzők, a statikai váz, az önsúly nagysága és eloszlása, a tartók repedései, stb., mind-mind felveti a nemlineáris modell alkalmazását. Ki kellene próbálni!

## 3. TÉZIS

A mérések és az ezekhez kapcsolódó elméleti számítások elvégzése bebizonyította, hogy a faszerkezetek lineáris viselkedésének feltételezése sok megépült faszerkezet esetében tévedésekhez vezethet. (Esetünkben a gerenda két fájának abszolút és relatív elcsúszásai, a sajátrezgések csillapításának változása mutatta, hogy a tartószerkezet viselkedése nem volt lineáris.)

Ennek ellenére a kivitelezés hibái (pl. a faanyag minősége az elvártnál rosszabb, a kapcsolatok kialakítása pontatlanabb), az idő múlása miatti szerkezeti változások (pl. a tartó kapcsolatai idővel lazulnak, nem várt mozgások rontják az együttdolgozást) miatt módosult tartószerkezetet lineáris elmélettel is leírhatók módosító tényezők segítségével. Azaz a lineáris elméletet szerkezeti nemlineáris tartóra lehet alkalmazni, a feltételezés szerint lineárisan viselkedő szerkezetre felírt differenciálegyenletet is (ezek megoldhatóságához kiindulási értékeket vesz fel a disszertáció a laboratóriumi faanyagvizsgálatok alapján), amennyiben az elkövetett hibát mérési eredményeken alapuló mó-

dosító tényezőkkel korrigálni és eredményeinket ellenőrizni tudjuk.

A laboratóriumi mérések elvégzése után tanácsolható, hogy a mérési eredményeket rendszeresen érdemes kiértékelni amíg a szerkezet korrigálható. Minden, az elméleti számításokhoz szükséges értéket meg kell mérni, hogy a nemlinearitás miatti pontatlanságot mérsékeljük. Mérésekkel ellenőrizni kell az esetleges szimmetria mértékét ill. közelíthetőségét.

#### 4. TÉZIS

Elméletileg igazolt, és a szakirodalom szerint mérésekkel alátámasztott (Illéssy, Cantieni, Flesch, Tilly, Jávor, stb.), hogy a hídszerkezetek dinamikai változása karakterisztikus. (Pl. öregedés) – A disszertációban ismertett mostani vizsgálat alapján (is) meg kell állapítani, hogy minden egyes változás létesítmény- ill. szerkezetspecifikus.

Hasonlóan a két fa egymáson való elcsúszásához.

A hidaknál azt jelentették ki, hogy az első sajátlengésszám egy oktávus (felére) csökkenése a híd használhatóságának a végét jelzi. (Nem mintha erre sok mérés létezne, de ez az első sajátfrekvenciának olyan drasztikus csökkenés, mely a szerkezet teherbírásának közeli kimerülését prognosztizálhatja.)

A sajátfrekvenciák disszertációban ismertett maximális változása a kiindulási érték 3-10%-a között van. Hasonlóképpen a lehajlások tartó gyengülése (a hajlékonyság növekedése) miatti fokozódásához. Mivel ismert a merevségcsökkenés oka, a sajátfrekvenciák csökkenésének ezen mértéke már hibához/szerkezeti változáshoz köthető. (Növekszik a két fa közötti elcsúszás, ill. a rugalmas csukló elfordulása, csökken a ferde megtámasztások és a gerenda közötti szög, azaz nő az alátámasztó rúdiban a normálerő, változnak sajátfrekvenciái.)

A változások hatásának elemzéséből megállapítható, hogy

- a sajátfrekvenciák 1% körüli változása mérésnél a csillapítás módosulása (több repedés kialakulása, a nedvességtartalom változása, a kötések lazulása, stb.) és számításnál a csillapítás figyelembe nem vétele miatt is lehetséges, így a változás ezen mértéke következtetések levonására alkalmatlan;
- az első sajátfrekvencia változatlansága nem jelenti azt, hogy a dinamikai jellemzőket (pl. a felharmonikusokat) az idő múlása nem befolyásolja. Dinamikai megfigyelés esetén legalább három – de inkább hat – sajátfrekvenciát detektálni kell. A kis változásokat inkább a módosuló felharmonikusok jelzik;
- a frekvenciák 3% körüli változása (elsősorban csökkenése) már szerkezeti módosulásra utalhat. A sajátfrekvenciák változásának mértéke függ a szerkezet jellegétől, térbeli viselkedésétől, a megtámasztások irányától, ill. ezen paraméterek esetleges megváltozásától. A tömeg mindenkor elrendezésétől. A szerkezet tömege és a hordott tömeg arányától;



- a válaszjelekből készíthető csillapítási görbe utal a szerkezet linearitására/nemlinearitására. Ha a mérésekből számított csillapítás, vagy annak jellege állandó, akkor a szerkezet gyakorlatilag lineáris;
- lehetnek olyan kisebb, nem a hajlítási merevség csökkenésével együtt járó tartószerkezeti változások (elfordulás, függőleges síkú tartószerkezet vízszintes elmozdulása, alátámasztó lábak elferdülése, stb.), amelyek a sajátfrekvenciák növekedését eredményezik, ezáltal a tartónak az idő múlásával járó merevségcsökkenését esetleg kompenzálják, ill. marad az emelkedő érték.

## 5. TÉZIS

A dinamikai jellemzők változását vizsgálva el kell döntenünk, hogy két különböző időpontban végzett mérés összehasonlítható-e? Azaz egy esetleges változás/változatlanság minek lehet a következménye?

Pl. mennyire azonos két vizsgálat során a szerkezet tömege ill. a szerkezet által hordott tömeg; két vizsgálat során a szerkezeti csillapítást befolyásoló változások (pl. repedezettség növekedése, kiszáradás) történtek-e; változott-e a szerkezet merevsége/hajlékonysága (nem fordult-e el egy csuklós támasz, a befogott támasz elfordult-e, csökkent egy alátámasztás hatása vagy rugalmas lett, stb.)

A csillapítás elhanyagolása 1% alatti hibát jelent a rezgésszámokban. A szám-szerű értéknél azonban sokkal többet jelent a csillapítás folyamatának megfigyelése. Ugyanis az adott rezgésszámhoz tartozó  $T_0$  periódusidő állandó, így az egymást követő kitérések hányadosa konstans. Így az állandóhoz közel álló érték ezek természetes alapú logaritmus, a  $J$  logaritmusos dekrementum is.

Mivel a faszerkezetek aránylag könnyű és pl. anyagukban (a tömegükben is), kapcsolataik mozgásában változó szerkezetek, dinamikai vizsgálatuk kevesebb gyors közvetlen eredményt ígér, mint a többi anyagból épült szerkezet vizsgálata.

A helyszíni vizsgálatokat – a szerkezeti változások dinamikai hatásait felmérendő – további laboratóriumi méréseknek kell megelőzniük, ill. a helyszíni vizsgálatokkal párhuzamosan ezeket is folytatni kell. – A további vizsgálatok során az alábbiakra feltétlenül figyelmet kell fordítani:

- a mért dinamikai válaszjelekből meg kell határozni a szerkezet csillapítását/logaritmusos dekrementumát attól függetlenül, hogy a gyakorlat esetleg a csillapítást elhanyagolja;
- minden egyes statikus terhelésből – a nemlineáris viselkedés miatt – maradó alakváltozások keletkeznek. A dinamikai méréseket minden egyes terhelés után el kell végezni, hogy a változásokat mind a terhelés jellegéhez, mind annak nagyságához hozzá tudjuk rendelni;
- a két- vagy többfás tartók nemcsak a terhelés okozta igénybevételekre, de a terhelés jellegére is reagálnak. Így célszerű többfajta teherre (pl. egy, kettő, három koncentrált erő) is elvégezni a vizsgálatokat.

- tanulságos és fontos mozzanata a dinamikus vizsgálatnak a frekvenciaspektrumok összehasonlítása:
  - térbeli kitámasztott kétszeres feszítőmûnél: 45, 52,7, 55,66 Hz;
  - a kétszeres feszítőmûnél 18, 16, 52, 44, 66,21 Hz;
  - az egyszeres feszítőmûnél 19, 62, 57, 42, 75,29 Hz.
  - a kéttámaszú gerendánál 10,25, 20,21, 29,88, 54,42, 65,62, 74,70, 86,42 Hz.

## 6. Az eredmények használhatósága

A disszertáció nem elméleti jellegű, tehát nem egy számítási probléma/részprobléma kibogozását célozza, nem adalék valamely mérnöki kérdésre adott válaszhoz, nem egy eddignél elegánsabb matematikai tárgyalásmódot taglal, esetleg a számítógépi alkalmazást könnyíti.

A disszertáció témája az, hogy mennyire közelítik a számításaink a valóságot, ill. a mérési eredmények hogyan segíthetik a szükségszerűen közelítő modelleken végzett számításaink pontosságát? Ahhoz szolgál egy kevéske részletül, hogy tudjunk egy modell pontosságáról, ill. arról dönteni, hogy egy modellnek mennyire kell pontosnak lennie? Ahhoz szolgál példaként, hogy a probléma megoldására igazából alkalmatlan modell (értsd: a gerenda és leírása teljes linearitást feltételez) a mérési eredmények ismeretében hogyan korrigálhatók – az egyébként régóta alkalmazott módosító tényezők meghatározásával.

A disszertáció vizsgálati problémája valós, megoldása sürgető. De amint a disszertációból kiderült, a szerkezeti problémák olyan roncsolásmentes észlelése, mely a változás okára is rávilágít nem általánosítható, legalábbis a hagyományos módon épített faszervezetek esetén nem. Főként a változások szerkezetspecifikus jellege miatt.

A disszertációhoz elvégzett laboratóriumi mérések, azok feldolgozása, azaz át-számításuk a gépi egységről *mm*-re ill. *Hz*-re, a részben változó keresztmetszetű tartó elméleti taglalása, a mért és számított eredmények azonosítása során kapott eredmények elsősorban arra mutatnak rá, hogy a dinamikai módszerekkel végzett szerkezet-diagnosztikai vizsgálatok – bármilyen tiszta legyen is az elméletük –, nem egyértelműen válnak gyakran alkalmazott vizsgálati eljárássá, hiszen drága műszerezettség, a dinamika jeleinek olvashatóságát, az azonos körülmények közötti megismételhetőséget követelik az alkalmazótól.

Azt is ki kell még derítenünk, hogy egy dinamikai jelváltozás mikor szignifikáns, mikor figyeljünk oda rá, és mikor tekintjük csak a választott vagy adott körülmények következményének.

Definiálnunk kell esetenként az adott körülmények között megkövetelt pontosság fogalmát, azaz mennyire kell egy modellnek követnie a valóságos szerkezetet? A változások lehetnek olyan kicsik is, amelyek nem haladják meg a modell pontatlanságából eredő eltéréseket, így azokat meghatározva sem tudunk a szerkezetről hasznos ítéletet mondani.

## 7. További kutatások

Az elvégzett mérések nagyobbik részét is dokumentálja (de területi okból nem közli nyomtatásban) a disszertáció. Ezen – a statikailag határozott kéttámaszú gerendánál kissé összetettebb szerkezetek – is alkalmasak arra, hogy a dinamikai változásokat, azok okát és lefolyását megfigyeljük. A meglévő és dokumentált mérési eredmények feldolgozása alkalmas a továbbdolgozásra.

A vizsgált faszerkezetek a csillapítás figyelembe vétele – elhanyagolása határára vannak. Célszerű lenne egy feldolgozást a **D** csillapítási mátrix figyelembevételével folytatni. Ugyanis a felharmonikusok változásának legtöbb esetében a változás mértéke összevethető az elhanyagolt csillapítás okozta hibával.

Sajnos a felállított gerenda már nem létezik, új mérésekhez új szerkezet kell készíteni. De az előző alkalommal elvégzett mérés és feldolgozás tapasztalatainak figyelembevételével. Néhány lényeges szempont:

- a feladat megfogalmazásánál jobban kell azt vizsgálni, hogy a vizsgált szerkezet mennyire modellezhető, szabad-e olyan mennyiségek meghatározását elvárni a szokásos modelltől, amelyek kis terhelése, nem laboratóriumi pontosságú kialakítása, bizonytalan tulajdonságú anyaga a jelenségek pontos leírását is megakadályozza;
- kis változások megfigyelését tervezzük. Olyanokét, amelyeket külső körülmények módosulása is előidézhet. Kérdés, hogy két mérés eredményeinek különbségét mikor lehet jellemzőnek tekinteni, hiszen a két vizsgálat közötti időszakban a pontosan meghatározhatatlan szerkezeti csillapítás változ(hat)ott, nem beszélve a tömegek és merevségek szintén követhetetlen módosulásairól;
- a tervezésre vonatkozó szabályzatok azt engedélyezik, hogy a tervezett szerkezetek anyaga a mértékadó teherre határállapotba, azaz a rugalmasság felső határára kerüljön. Biztonsággal. Amikor is a szerkezet leginkább lineáris. (A modellt arra fogalmazzuk meg, hogy az építendő szerkezetek biztonságos kialakítását szolgálja, azaz a számított értékek alapján kialakított szerkezet a szükségesnél erősebb lehet, de gyengébb semmiképpen sem!) – De azt is tudjuk, hogy a mértékadó teher ritkán lép fel, így a rugalmas viselkedés nem biztos. Következésképpen a szerkezetek azon jellemzői, amelyek elméletileg is közvetlenül függnék a keresztmetszetek hajlítási merevségétől, pontatlanok. Csak az a kérdés, hogy mennyire, és mekkora hatással!

Tervezésnél ilyen gondunk nincs. Csak akkor van, ha a mért és a hibákkal szükségszerűen terhelt modelleken számított eredményeket egyeztetjük. – Azaz pl. a jelen disszertáció esetében. Emiatt a vizsgálat céljára épített szerkezetet kis értékektől kezdve a határerőig növekedő teherrel kell vizsgálnunk, megmérnünk.

(A mérés és a számítás eredményei a korrekciók nélkül jobban közelítet-

ték volna egymást, ha nagyobb terheléseket (is) választok. A vizsgált gerenda várható határterhe egy, a középő keresztmetszetében támadó koncentrált erő esetén legalább 70 kN, azaz az alkalmazott terhelésből keletkező szélsőszál-feszültségek legfeljebb a felét/harmadát érték el a szabványos határfeszültségnek, így pedig a rugalmas viselkedés nem biztos.);

- a dinamikus gerjesztést olyan módszerrel kell végezni, amikor is a gerjesztés is rögzített, nem csak a hatása, és a bemenő jel (pl. frekvenciája, az ütés nagysága/energiája) rekonstruálható. Ez megkönnyíti és pontosítja a feldolgozást;
- mivel a dinamikai tulajdonságok változása is szerkezet-specifikus, a gyakran előforduló tartók mindegyikét vizsgálnunk kell, hogy az elméletből is levonható általános következtetések mellett a kis – és matematikailag nem megfogalmazható – változásokra is figyelni tudjunk. Ezek pedig a felharmonikusokat módosítják.

A dinamikus szerkezetvizsgálatoknak van jövője. De a feldolgozás drága és műszerigényes, a vizsgálatoknak csak rendszeres ismétléssel van értelmük, és az időnkénti mérési eredményeket össze kell tudni hasonlítani, ugyanis a szerkezet-specifikus jelleg miatt a változások követésének van diagnosztikai értéke. (Mivel ez szervezési kérdés csak, könnyen megoldható.) – Ezen roncsolásmentes vizsgálati módszertől nem lehet gyors eredményeket elvárni, de célzott kutatásokkal hosszú távon a legpontosabb diagnosztikai eljárássá, szerkezetkövető módszerré tehető.

Győr, 2007. március

---


A Disszertáció elkészítését az alábbi számítógépes programok segítették:

- **MS Word** szövegírás, szerkesztés
- **MS Excel** ábrázolás, táblázatfeldolgozás
- **Maple V és Maple 8** alkalmazott matematika
- **catman<sup>o</sup> 2.2R2 és catman<sup>o</sup> 5.0R3** mérési adatok feldolgozása
- **FEM - Design 5.0 és 6.0** statikai és dinamikai számítások
- **AutoCAD<sup>o</sup> LT 2.0** ábrák rajzolása
- **Allprojekt** statikai számítások, ábrarajzolás

## 8. A hivatkozott szakirodalom és publikációk

- HARNACH, R.      **Zur Schwingungsberechnung von Holztragwerken**  
*bauen mit holz 11/87 pp.725-729 és 12/87 pp.810-814*
- HEILIG, R.        **Zur Theorie des Starren Verbunds**  
*Der Stahlbau, 22.Jahrgang Heft 4 1953, pp. 84-90*
- HEILIG, R.        **Zur Theorie des elastischen Verbunds**  
*Der Stahlbau, 22.Jahrgang Heft 5 1953, pp 104-108*
- TIMOSHENKO, S. – YOUNG, D. H.  
**Vibration Problems in Engineering**  
*D. Van Nostrand Company, Inc., Princeton, New Jersey, 1955*
- PISCHL, R.        **Ein Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter hölzerner Biegeträger**  
*Der Bauingenieur 43 (1968) Heft 12, pp.448-452*
- PISCHL, R.        **Die praktische Berechnung zusammengesetzter hölzerner Biegeträger mit Hilfstafeln zur Berechnung der Abminderungsfaktoren**  
*Der Bauingenieur 44 (1969) Heft 5, pp.181-185*
- PISCHL, R.        **Die Auslegung der Verbindungsmittel bei zusammengesetzten hölzernen Biegeträgern**  
*Der Bauingenieur 44 (1969) Heft 11, pp.419-423*
- STÜSSI, Fritz – DUBAS, Pierre  
**Grundlagen des Stlbaues**  
*Springer-Verlag Berlin-Heidelberg-New York, 1971*
- STÜSSI, Fritz    **Vorlesungen Über Baustatik 1-2**  
*Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, 1971*

### A szerző tárgyhoz kapcsolódó publikációi

- Dinamikus vizsgálatok a hidak hosszútávú megfigyelésében**  
(KTMF Tudományos Közlemények, 1984. VIII. évfolyam 2. szám, pp. 6-9.)
- Hídszerkezetek állapotának meghatározása elméleti és kísérleti alapon**  
(KTMF Tudományos Közlemények, 1987. XI. évfolyam 1. szám, pp. 21-26.)
- How to measure dynamic Characteristics for Diagnostics of Structures**  
National Conference on In situ Behaviour of Consructions  
(Buzias, Romania, 1998. október 1-3.  
(COMPORTAREA IN SITU A CONSTRUCTILOR, pp. 57-68, Bucuresti, 1998)
- Tartószerkezetek diagnosztikai vizsgálatához szükséges összefüggések meghatározása laboratóriumi mérések segítségével I.**  
(Soproni Egyetem Tudományos Közleményei, 1996-1999 év, 42-45. évfolyam, pp. 135-147)
- Egy faszerkezetű tartó számítási modelljének kialakítása. – A tartó dinamikai viselkedésének változása szerkezeti és keresztmetszeti módosulások miatt.**  
(A Magyarország földrengésbiztonsága. Modellezés, méretezés c. tudományos konferencia kiadványa (ISBN 963 7175 24 5), pp. 393-422. Győr, 2004. november 4-5.)
- Über die Realität der durch dynamische Messungen zu erfahrene Veränderungen der Bauholzträger.** **Tervezet**  
(FAIPAR, a faipar műszaki tudományos folyóirata)
- The Dinamic Behavior of a Composite Timber Constructions** **Tervezet**  
Elektronikus publikáció ( Hungarian Electronic Journal of Sciences)  
(<http://hej.szif.hu>)