

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem
Építőmérnöki Kar
Hidak és Szerkezetek Tanszék

Tudományos Diákköri Konferencia 2017

Eurocode szabvány lemezhorpadási ellenállásának megbízhatósági analízise

Készítette:

Hornyák Tamás

Szerkezet-építőmérnök mesterszak (MSc)

Konzulensek:

Dr. Kövesdi Balázs Géza, egyetemi docens

Somodi Balázs Norbert, doktorjelölt

Budapest, 2017

Köszönetnyilvánítás

Köszönetet szeretnék mondani konzulenseimnek, Dr. Kövesdi Balázs Géza egyetemi docensnek és Somodi Balázs Norbert doktorjelöltnek, akik szakmai tudásukkal, tapasztalataikkal és türelmükkel segítettek dolgozatom megírását.

Szintén köszönettel tartozom a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék Szerkezetvizsgáló Laboratórium munkatársainak a méréseim során nyújtott segítségért.

Nélkülük ez a dolgozat nem jöhetett volna létre.

Összefoglaló

Manapság az építőmérnöki gyakorlatban elsődleges szempont közé tartozik a gazdaságosság és az esztétika. A követelmények kielégítésének érdekében a tervező minél kevesebb anyagból, minél kifinomultabb szerkezet megalkotására törekszik. Egyre inkább előtérbe kerülnek a karcsú szerkezeti elemek és a nagyszilárdságú acél alapanyagok. A stabilitásvesztés kockázata megnő, így az ehhez hasonló jelenségekkel kapcsolatos vizsgálatok pontossága és az eredmények megfelelő kiértékelése kulcsfontosságú.

A tartószerkezeti Eurocode-ok rengeteg összefüggést tartalmaznak különböző szerkezeti elemek ellenállásának meghatározására. Néhány tönkremeneteli mód könnyen modellezhető, más tönkremenetek (leggyakrabban stabilitási problémák) azonban komplex összefüggéseket igényelnek. A tervezés megbízhatóságát legjobban ezen összefüggések pontossága és az alkalmazott parciális biztonsági tényezők értékei befolyásolhatják. Korábbi vizsgálatok már kimutatták, hogy szükségessé válhat az Eurocode által ajánlott lokális horpadási ellenálláshoz tartozó biztonsági tényező növelése annak érdekében, hogy az előírányzott megbízhatósági szint teljessüljön.

A dolgozatomban célja a lemezhorpadáshoz tartozó szabványosított Winter-görbe előállítás és statisztikai kiértékelése különböző terhelésekre (tisztá nyomás, tisztá hajlítás) és acélminőségekre (S235-S960) hegesztett zárt- és I-szelvény esetén. Korábbi publikációk alapján verifikált numerikus modellen geometriai és anyagi nemlineáris imperfekt analízist (GMNIA) hajtok végre, több lépcsőben. Először determinisztikusan, sajátfeszültség figyelembevétele nélkül és az Eurocode által javasolt ekvivalens geometriai imperfekcióval határozom meg a tervezési görbét. Következő lépésként, szintén determinisztikusan, már sajátfeszültségek figyelembevételével végzem el a vizsgálatokat. Az imperfekció mértékét saját és az RWTH Aachen Egyetemen elvégzett mérések felhasználásával határozom meg ebben az esetben. Legvégül az utóbbi elemzést sztochasztikusan, Monte Carlo szimulációra épített válaszfelület módszer segítségével is végrehajtom. A tervezési görbék előállítás után megvizsgálom a lemezhorpadási ellenállásokat megbízhatósági analízis alapján is.

Abstract

Nowadays, economics and aesthetics are the primary aspects of civil engineering practice. In order to satisfy the requirements, the designer aims to create a more sophisticated structure made of the least material. Slender structural elements and high strength steel materials are becoming more and more popular. The risk of a loss of stability is increasing, so the accuracy of the tests on such phenomena and the proper evaluation of the results are very important.

The structural Eurocodes contain thousands of formulas for determining the resistance of different structural elements. Some failure modes can easily be modeled, other failure (most often stability problems) require complex design expressions. The reliability of design is best influenced by the accuracy of these expressions and the values of the partial safety factors used. Previous studies have already shown that it may be necessary to increase the safety factor for plate buckling in Eurocode to ensure that the required level of reliability is met.

The purpose of this study is to define and statistically evaluate the standardized Winter-curve for plate buckling for welded box- and I-sections for different load scenarios (compression, pure bending) and steel grades (S235-S960). Geometrically and materially nonlinear analysis with imperfections (GMINA) was performed in several steps on a verified numerical model. First deterministically, the design curve was defined with the equivalent initial imperfection shape and amplitude recommended by Eurocode and without residual stresses. Next also deterministically, the tests were already carried out taking into account the residual stresses. In this case the value of imperfection was calculated based on own measurements and at the RWTH Aachen University evaluated measurement results. Finally, the latter test was performed stochastically using the Monte Carlo simulation with response surface method. After defining the curves, the plate buckling resistances were investigated with reliability analysis.

Tartalomjegyzék

1	Bevezetés.....	1
2	Szakirodalmi áttekintés.....	2
2.1	Nagyszilárdságú acélok jellemzői.....	2
2.2	Lokális horpadás elméleti háttere az Eurocode szerint.....	5
2.3	Nemzetközi szakirodalmi vizsgálatok eredményei.....	8
2.4	Parciális biztonsági tényezők meghatározása az Eurocode szerint.....	12
3	Numerikus modell	15
3.1	Numerikus modell leírása	15
3.2	Numerikus modell verifikációja	16
4	Determinisztikus numerikus vizsgálatok.....	20
4.1	Bevezetés	20
4.2	Kiindulási paraméterek	20
4.2.1	Anyagi jellemzők.....	20
4.2.2	Sajátfeszültség	21
4.2.3	Lokális geometriai imperfekció.....	24
4.3	Eredmények bemutatása	30
4.3.1	Első eset.....	30
4.3.2	Második és harmadik eset	31
5	Sztocasztikus numerikus vizsgálatok	33
5.1	Bevezetés	33
5.2	Valószínűségi változók	33
5.2.1	Geometriai jellemzők	33
5.2.2	Anyagjellemzők.....	35
5.2.3	Sajátfeszültség	35
5.2.4	Lokális geometriai imperfekció.....	35
5.2.5	Valószínűségi változók összefoglalása.....	38
5.3	A sztochasztikus numerikus analízis menete.....	38
5.4	Eredmények bemutatása	42
5.4.1	A Monte Carlo szimuláció során kapott eredmények	42
5.4.2	A sztochasztikus analízis során meghatározott teherbírás görbék.....	44
5.5	Eredmények kiértékelése	48
6	Következtetések összefoglalása, további kutatási irányok	51
	Hivatkozások	52

1 BEVEZETÉS

Az acél anyagtulajdonságainak javulása és az acélgyártási folyamatok továbbfejlesztése révén a kiváló hegeszthetőséggel rendelkező nagyszilárdságú acéltípus (HSS: High Strength Steel, amelynek névleges folyáshatára $f_y \geq 460$ MPa) széleskörben elterjedté vált a világon, beleértve az épületeket és hidakat is. A nagyszilárdságú acélhoz kapcsolódó tervezési módszereket azonban nem alakították ki kellőképpen a szabványosítási folyamatok során. Például az acélszerkezetek tervezésére vonatkozó kínai szabvány (GB 50017-2003 [1]) csak az alacsony (vagy másképpen normál) szilárdságú acélok (NSS: Normal Strength Steel, amelynek névleges folyáshatára $f_y < 460$ MPa) esetére ad tervezési előírásokat [2]. Az amerikai (ANSI/AISC 360-10 2010 [3]) és európai (Eurocode 1993-1-12 2007 [4]) szabványok 700 MPa folyáshatárig ugyan foglalkoznak az acélszerkezetek méretezési eljárásaival, azonban az ezekhez tartozó tervezési módszerek és összefüggések többnyire megegyeznek az alacsony szilárdságú acélokra megfogalmazott megállapításokkal, figyelmen kívül hagyva a két acélminőség közötti különbségeket.

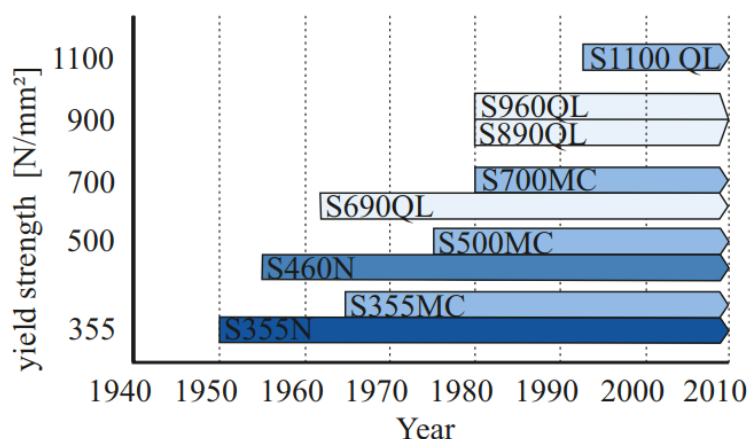
A tartószerkezeti Eurocode-ok számos tervezési összefüggést tartalmaznak különböző szerkezeti elemek ellenállásának meghatározása érdekében. Ezen összefüggések minősége változó, attól függően, hogy mennyire képesek összhangban lenni a korábbi és jelenlegi kísérleti eredményekkel. Néhány tönkremeneteli mód könnyen modellezhető: egy oldalirányban megtámasztott hajlított gerenda például egyszerűen vizsgálható. Más tönkremenetelek (leggyakrabban stabilitási problémák) azonban komplex tervezési összefüggéseket igényelnek adott jelenség összes fontos paraméterének figyelembevételére érdekében. A bonyolultabb tönkremeneteli módoknak - mint például a lemezes szerkezetek horpadási stabilitásvesztésének – tervezési összefüggései még mindig viszonylag durva korrelációban vannak a kísérletekkel.

Összefoglalva tehát, a nagyszilárdságú acélokra vonatkozó Eurocode méretezési eljárásai módosításra szorulnak, valamint főleg a stabilitásvesztés témakörében további kutatások szükségesek.

2 SZAKIRODALMI ÁTTEKINTÉS

2.1 Nagyszilárdságú acélok jellemzői

Már az 1950-1960-as években elkezdődtek a kutatások a nagyszilárdságú acélok fejlesztése érdekében (*1. ábra*), eleinte azonban csak az anyag szilárdsági tulajdonságaiban történtek áttörő eredmények. Már akkoriban sikerült 500 MPa-nál nagyobb folyáshatárt elérni, azonban a hegeszthetősége, duktilitása és korrózióállósága még nem volt ideális az anyagnak [5].



1. ábra: Nagyszilárdságú acélok fejlődése [6].

A kémiai összetétel, a hőkezelés és a gyártási eljárások kombinációja meghatározza az acéltermékek mechanikai tulajdonságait. Bár az acél szilárdsága megnövelhető különböző ötvözőelemek hozzáadásával, egyéb tulajdonságai, például a duktilitás, a szívósság és a hegeszthetőség hátrányosan befolyásolhatók. A szénttartalom növelésével ugyan a szilárdság nő, azonban az alakíthatóság csökken. Ezért a szénttartalmat 0.15-0.30% között kell tartani minden szerkezeti acélnál. A magas szilárdságot a HSS típusú acélok esetében 0.15%-os értékkel érik el, azonban csak a szénttartalom adott szinten tartásával jelentősen lecsökken a duktilitás mértéke [5]. A kezdetben előforduló hátrányos tulajdonságokat sikerült kiküszöbölni az anyagtudomány és acélgyártási folyamatok fejlődésének köszönhetően. A hőkezelés, amely egy meghatározott sebességgel történő hűtést foglal magában, finomítja az anyag szemcseösszetételét, lehetővé téve a nagyobb szilárdságú és jobb gyártási tulajdonságokkal rendelkező acélok gyártását. Ennél fogva a hőkezelés nagy jelentőséggel bír az új, nagyszilárdságú acélminőségek fejlesztésében, és az ötvözőelemek hozzáadásával együtt alkalmazható az optimális teljesítmény elérése érdekében [7].

A nagyszilárdságú acélok alkalmazása már széles körben elterjedt az energiaszektorban, például csővezetékek és offshore platformok esetén, valamint a gépjármű-, repülőgép- és hajóiparban is régóta használatosak. Felismerve a megnövekedett szilárdságban rejlő előnyöket (súlycsökkenés, igénybevétel csökkenés), az utóbbi években kiterjedt az alkalmazásuk épületszerkezetekre és hidakra is. Világszerte több megépült példa is mutatja, hogy a nagyszilárdságú acélok felhasználására igenis nagy igény mutatkozik. Például a Pekingi Nemzeti Stadion (*2. ábra*) és a franciaországi Millau viadukt egyes részei is tartalmaznak HSS anyagot. Magyarországon hídszerkezetekbe épült be a legnagyobb mennyiségben 420-460 MPa folyáshatárral rendelkező nagyszilárdságú acél [5]. A 2007-ben átadott dunaújvárosi Pentele

híd (3. ábra) ív- és merevítőtartója például S460 acélminőségből készült el, amelynek hatására a beúsztatási tömeg mintegy 10%-kal csökkent. A hazai hídépítésben ekkor alkalmaztak először nagyszilárdságú, termomechanikusan hengerelt acélt [8].



2. ábra: Pekingi Nemzeti Stadion [9].



3. ábra: Dunaujvárosi Pentele híd [10].

Magasépítési szerkezeteknél elsősorban zárt szelvények alkalmazása terjedt el acélszerkezetű rácsos tartók esetén, ahol a nagyszilárdságú acél számos előnyös tulajdonsága kihasználható. A nagyobb folyáshatár miatt kisebb keresztmetszetű elemeket lehet alkalmazni, amely súlycsökkenéssel együtt járó igénybevétel csökkenést jelent. Ezenkívül a szelvények méretében alkalmazható redukciónak köszönhetően kevesebb a festendő felület és a tűzvédelmi bevonat mennyisége

is, amely a költségek további csökkenését vonja maga után [5]. A kisebb keresztmetszeti méretek azonban karcsúbb, ezáltal stabilitásra érzékenyebb szerkezeti kialakításokhoz vezetnek, amelyeknél a lokális horpadás és a kihajlás nagyobb hangsúlyt kap a tervezésben. Fontos még megemlíteni, hogy a nagyszilárdságú acélok gyártása, hengerlése, hegesztése a folyáshatárhoz viszonyítva kisebb sajátfeszültséget eredményez a normál szilárdságú acél anyagokkal összehasonlítva [25][26].

További előnyök a HSS típusú acélok alkalmazása esetén [5]:

- esztétikusabb megjelenés a karcsúbb szerkezeti elemek miatt,
- kisebb szerelési költség a kisebb varratméretek és vékonyabb lemezek miatt,
- egyszerűbb szállíthatóság és összeszerelhetőség a kisebb önsúly következtében,
- a szerkezet élettartama megnő a jobb korrózióállóság és ezáltal könnyebb fenntarthatóság miatt,
- kedvezőbb hegeszthetőségi tulajdonság csökkenti a gyártási költséget,
- hibetolásnál negatív nyomaték csökkentésének lehetősége.

A nagyszilárdságú acélanyag viselkedése az alábbiakban tér el a normál szilárdságú acélokétól:

- a normál szilárdságú acélokhöz képest akár 4-5-ször nagyobb névleges folyáshatárral rendelkezhetnek,
- nincs egzakt folyási plató, ezért a 0.2%-os maradó nyúláshoz tartozó egyezményes folyáshatárral jellemezhető a szilárdságuk,
- az Eurocode szabvány különböző duktilitási követelményeket ír elő HSS acélok esetén:

Normál szilárdságú acélok (Eurocode 1993-1-1 [31]):

- $f_u/f_y \geq 1.10$
- $\epsilon_f \geq 15\%$
- $\epsilon_u/\epsilon_y \geq 15$

Nagyszilárdságú acélok (Eurocode 1993-1-12 [4]):

- $f_u/f_y \geq 1.05$
- $\epsilon_f \geq 10\%$
- $\epsilon_u/\epsilon_y \geq 15$

ahol:

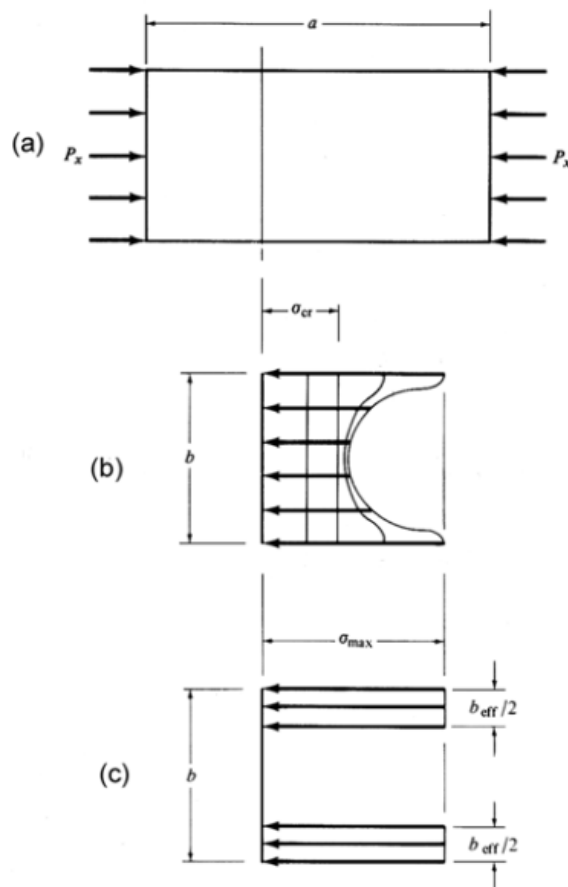
- f_y – folyáshatár
- f_u – szakítószilárdság
- ϵ_f – szakadási nyúlás
- ϵ_u – f_u -hoz tartozó nyúlás
- ϵ_y – f_y -hoz tartozó nyúlás

Az Eurocode a normál szilárdságú acélokra megfogalmazott tervezési összefüggéseket ajánlja nagyszilárdságú acélok esetén is, néhol csak kis eltérésekkel. Azonban a szabványban leírt méretezési összefüggések felülvizsgálatra és pontosításra szorulnak a két acéltípus viselkedésbeli különbségei miatt. Az alacsony szilárdságú acélszerkezetekre kidolgozott méretezési eljárások közül számos képlet kihasználja a képlékeny teherbírási tartalékot, illetve a képlékeny tartományban bekövetkező feszültség átrendeződést. Egy új vagy frissített, a nagyszilárdságú acélszerkezetekre is vonatkozó szabvány megalkotása erősen javasolt. Ennek érdekében jelenleg is számos hazai és külföldi kutatás folyik.

2.2 Lokális horpadás elméleti háttere az Eurocode szerint

A jelenlegi Eurocode 1993-1-5 [23] szabványban megtalálható, lemezes szerkezetek lokális horpadási ellenállásának meghatározására vonatkozó tervezési összefüggések az úgynevezett effektív szélesség módszerén alapulnak.

Kármán Tódor et al. 1932-ben publikált feltételezései szerint [11] a lokális horpadás kialakulása után a feszültségek a horpadt szakaszon lecsökkennek, a lemezszéleken viszont megnőnek és akár az acél folyáshatárát is elérhetik. A tényleges feszültségeloszlást oly módon közelítette, hogy a lemezszéleken a horpadás után kialakult maximális feszültséget feltételezte konstans eloszlással. A kihorpadt részt figyelmen kívül hagyta és csak az úgynevezett hatékony (effektív) szélességgel rendelkező szélő sávokat tekintette dolgozó egységeknek (4. ábra).



4. ábra: Feszültségeloszlás a lemezben lemezhorpadás előtt (a) és után (b), valamint a Kármán Tódor által feltételezett effektív szélesség (c) [12].

Kármán Tódor feltételezései szerint a horpadás utáni effektív szélességgel (b_{eff}) rendelkező lemezsávok esetén a kritikus feszültség megegyezik a folyáshatárral ((1)-(2) összefüggések).

$$\sigma_{cr} = k_{cr} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (1)$$

$$\sigma_{cr} = f_y \quad (2)$$

Továbbá, ha a lemez tisztán nyomottnak és négy oldalán csuklósan megtámasztottnak feltételezhető ($k_{cr} = 4$), akkor a (3) összefüggés kapható vagy az eredeti lemez b szélességének figyelembevételével a (4) összefüggés írható fel. Utóbbit a Kármán Tódor féle effektív szélesség képletének hívják [12].

$$4 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b_{eff}}\right)^2 = f_y \quad (3)$$

$$b_{eff} = b \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \quad (4)$$

Ezenkívül az (5) összefüggést az kihajlásnál már jól ismert karcsúsági paraméter mintájára alkották meg és a lemez referencia karcsúságának nevezték el.

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = 1.05 \cdot \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{k_{cr} \cdot E}} \quad (5)$$

Kármán Tódor et al. publikációjában [11] a (6) összefüggés szerepel, vagy másképpen felírva megegyezik a (7) összefüggéssel tisztán nyomott, négy oldalán csuklós lemez feltételezésével.

$$b_{eff} = 1.9 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6)$$

$$\frac{b_{eff}}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p}, \bar{\lambda}_p \geq 1 \quad (7)$$

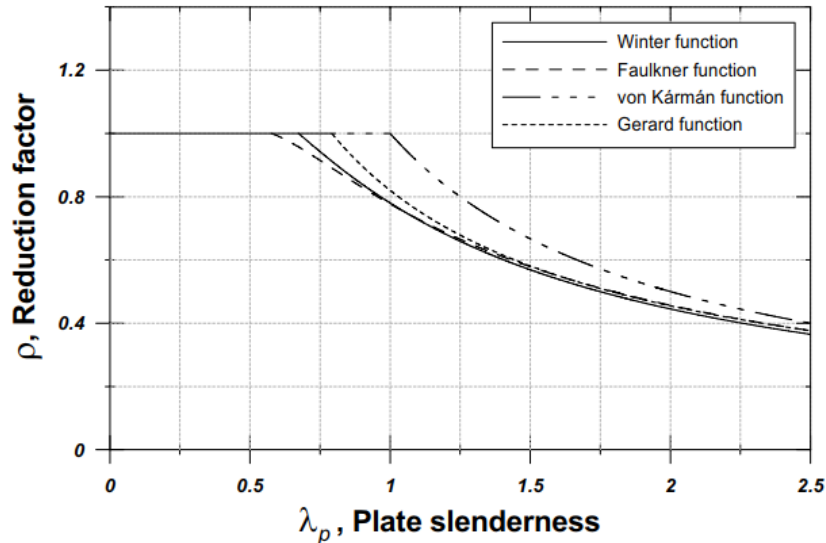
A jelenlegi Eurocode 3-ban szereplő lemezhorpadási ellenálláshoz tartozó görbe az előbb említettek továbbfejlesztéseként jött létre és az úgynevezett Winter-görbének hívják, amelyet George Winter származtatott 1947-ben szemi-empirikus módon [13]. Winter kísérleteket hajtott végre hidegen alakított U-, valamint két U gerinc összecsavározásával kapott I-szelvényeken és Sechler [11] teszteredményeit is felhasználva a teherbírások átlagára legjobban illeszkedő (8) összefüggést javasolta [6]. Ezt a jelenleg hatályos Eurocode 1993-1-5 [23] is tartalmazza a képlékeny teherbírásra vonatkozó csökkentő tényező (ρ) képletéeként. Érdemes megemlíteni, hogy Winter az összefüggést hajlító kísérletekkel vizsgált, hidegen alakított szelvények eredményeiből származtatta. A hidegalakítás által az acél anyagtulajdonságai kedvezőbbek a szelvény sarkainál, mint hegesztett esetben, valamint a hajlítás jobb merevségi viszonyokat eredményez, mint a tiszta nyomás, a csatlakozó lemezelemek megtámasztó hatása miatt. Az utóbbi két hatás következtében 1968-ban Winter az eredetileg 0.30 konstans értékkel szereplő képletét 0.22 értékre módosította [6][14].

$$\frac{b_{eff}}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \cdot \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}_p}\right), \bar{\lambda}_p \geq 0.673 \quad (8)$$

Winter után más kutatók is javasoltak különböző módosításokat Kármán Tódor eredeti képletére. Gerard 1957-ben a (9)-es, Faulkner 1965-ben a (10)-es összefüggést írta fel [12]. Az egyes változatok közötti különbségeket az 5. ábra szemlélteti.

$$\frac{b_{eff}}{b} = \frac{1.05}{\bar{\lambda}_p} \cdot \left(1 - \frac{0.26}{\bar{\lambda}_p}\right), \bar{\lambda}_p \geq 0.55 \quad (9)$$

$$\frac{b_{eff}}{b} = \frac{0.82}{\bar{\lambda}_p^{0.85}} \quad (10)$$



5. ábra: A csökkentő tényező meghatározásának különböző változatai [12].

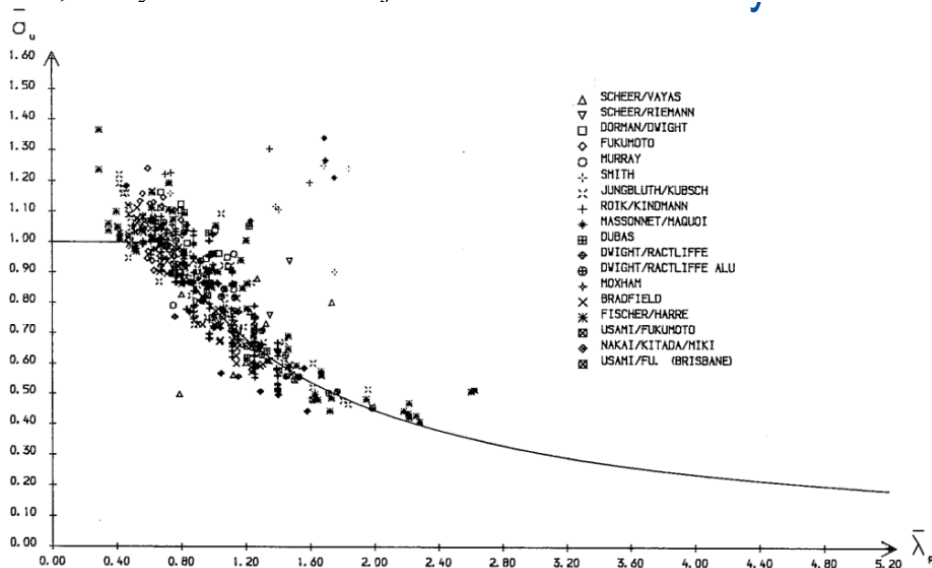
Az Eurocode 3-ban Winter képlete kibővített alakban szerepel, mivel magában foglalja a lemezben kialakuló aktuális feszültségeloszlást is egy ψ tényező által. Tiszta nyomás ($\psi=1$) és négy oldalán csuklósan megtámasztott belső lemezelem ($k_\sigma=4$) esetén a (11)-(13) összefüggésekkel visszakapható az eredeti Winter-képlet.

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0 \quad (11)$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \leq 1.0 \quad (12)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (13)$$

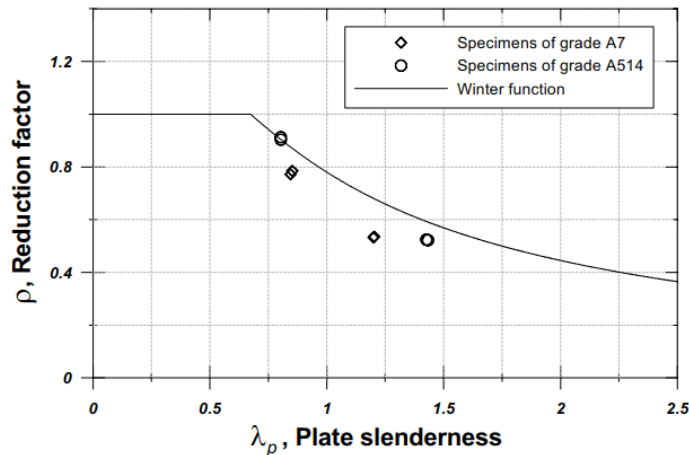
A Winter-görbe helyességét később többen is vizsgálták különböző tesztek keretein belül. Az első nagyobb kiértékelés Scheer 1987-es publikációjában található, aki saját és mások által elvégzett laborkísérletek eredményeit hasonlította össze a görbével [15]. Az eredményekből jól látható, hogy közel a teherbírások átlagát adják vissza Winter feltételezései, azonban több pont is a görbe alá esik, így nincs a biztonság oldalán (6. ábra). Ezzel a problémával később többen is foglalkoztak, amellyről a következő fejezetben írok részletesebben.



6. ábra: Scheer által összegyűjtött kísérleti eredmények [15].

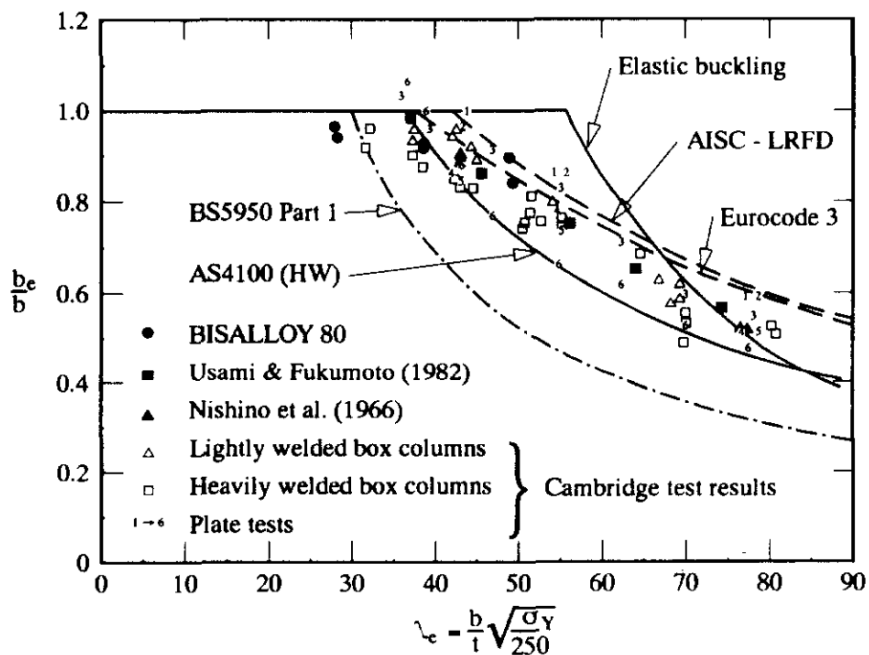
2.3 Nemzetközi szakirodalmi vizsgálatok eredményei

Nishino et al. [16] 1967-ben a sajátfeszültségek lokális horpadásra gyakorolt hatását vizsgálta hegesztett zártszelvények esetén. Összesen négy darab próbatesten végeztet el kísérleteket, ASTM A7 ($f_y=250$ MPa) és ASTM A514 ($f_y=690$ MPa) acélminőségekkel, valamint sajátfeszültség méréseket is végrehajtott. A tisztán nyomott próbatestek hossza kellően rövid volt, így csak a lokális horpadási hatásokat vizsgálta. A kísérleti eredményeket Clarin [12] értékelte ki a Winter-görbével való jobb összehasonlíthatóság érdekében (7. ábra).



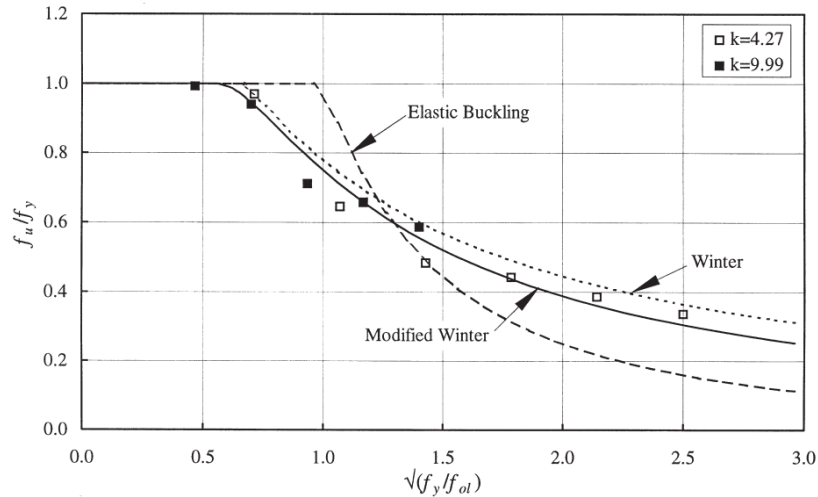
7. ábra: Nishino et al. [16] mérési eredményeinek kiértékelése Clarin [12] szerint.

Rasmussen és Hancock [17] 1992-ben hegesztett I-, kereszt alakú- és zártszelvényekre végzett kísérleteket. Utóbbiból három darabot készítettek nagyszilárdságú BISALLOY 80 ($f_y=690$ MPa) acélminőséggel. Eredményeiket az akkor érvényben lévő ausztrál (AS 4100), amerikai (AISC-LFRD), brit (BS 5950) és európai (Eurocode 3) szabványok által javasolt méretezési eljárásokkal is összehasonlították (8. ábra).



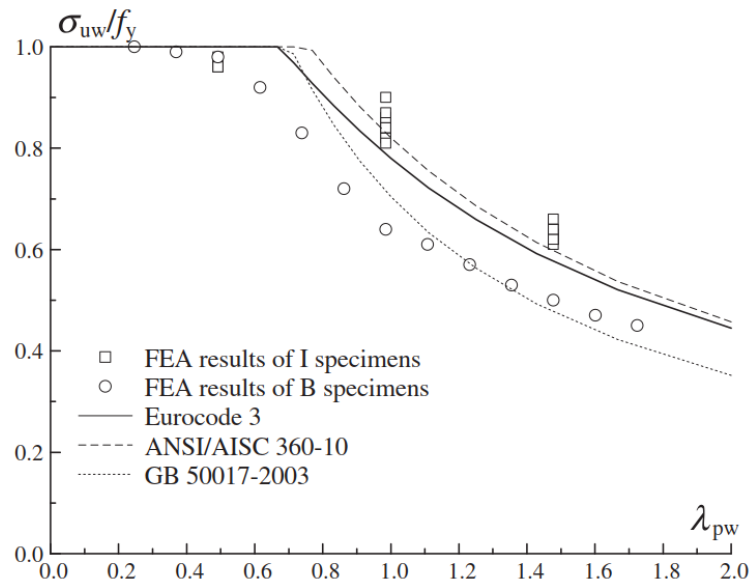
8. ábra: Rasmussen és Hancock [17] eredményei közbelső lemezelemek horpadása esetén.

Bridge és O'Shea [18] 1998-ban hegesztett zártszelvényeket vizsgált tiszta nyomásra, betonnal kitöltött esetben és anélkül. Eredményeiket az amerikai szabványban (AISC-LFRD) leírt Winter-görbével hasonlították össze, ami megegyezik az Eurocode 3 ajánlásaival, valamint egy módosított Winter-képletet is alkalmaztak (9. ábra). A vizsgálataikat imperfekció és sajátfeszültség mérésekkel is kiegészítették, amelyek felhasználásával 2002-ben M. Pircher et al. [19] végeeselemes modellen is megvizsgálta a szerkezeti elemek viselkedését. A numerikus és laborkísérleti eredmények jó egyezést mutattak.

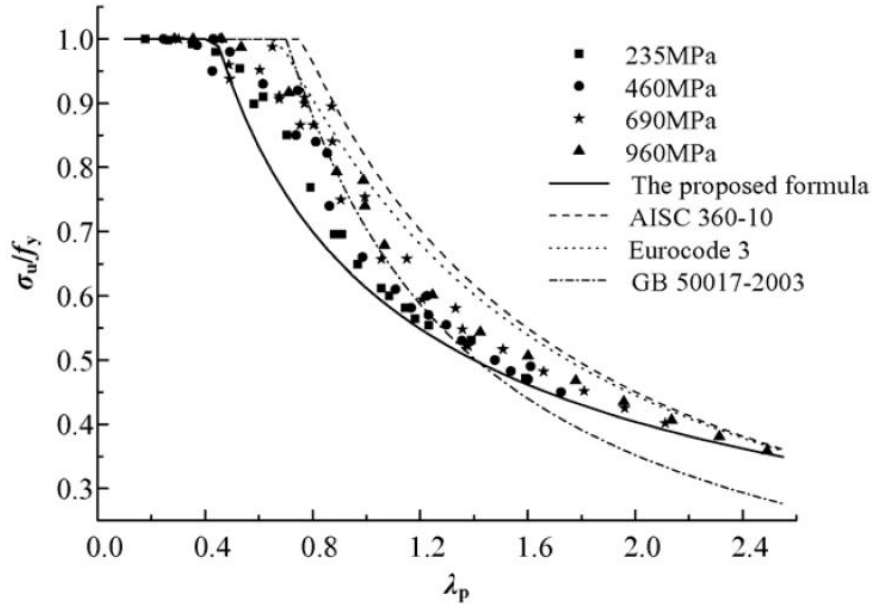


9. ábra: Bridge és O'Shea [18] kísérleti eredményeinek összevetése a Winter-görbével (kitöltés nélküli zártszelvények esete: $k=4.27$).

Shi et al. [2] nagyszilárdságú, 460 MPa névleges folyáshatárral rendelkező hegesztett zárt- és I-szelvények lokális horpadását vizsgálta tiszta nyomásra, 2014-ben. A vizsgálatokat numerikus modellen is végrehajtotta és azok eredményeit összehasonlította a szabványok ajánlásaival (10. ábra). Később, 2016-ban Shi et al. [20] normál és nagyszilárdságú acélok esetén is elvégezte a kísérleteket, de már csak numerikus modellen. Széles karcsúsági tartományban vizsgálta a zártszelvények viselkedését S235-S460-S690-S960 acélminőségek esetén. A meglévő teszteredményeket és az új, numerikus kísérlettel kapott teherbírásokat összehasonlította a szabványos értékekkel, valamint egy új formulát is javasolt alsó burkológörbének (11. ábra).

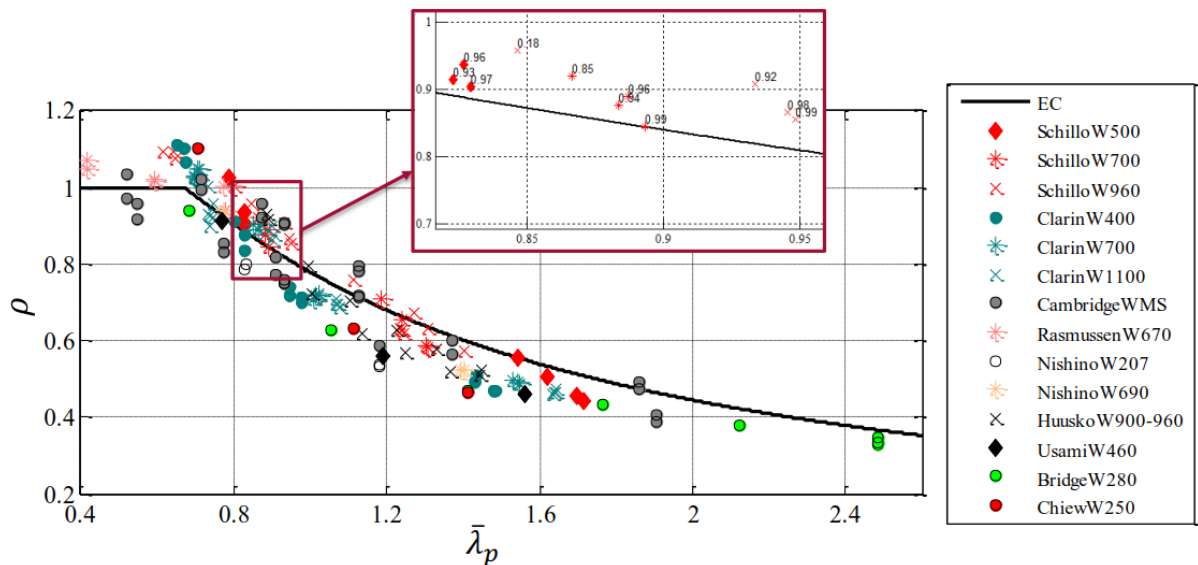


10. ábra: Shi et al. [2] numerikus eredményei 460 MPa acélminőségű esetben.



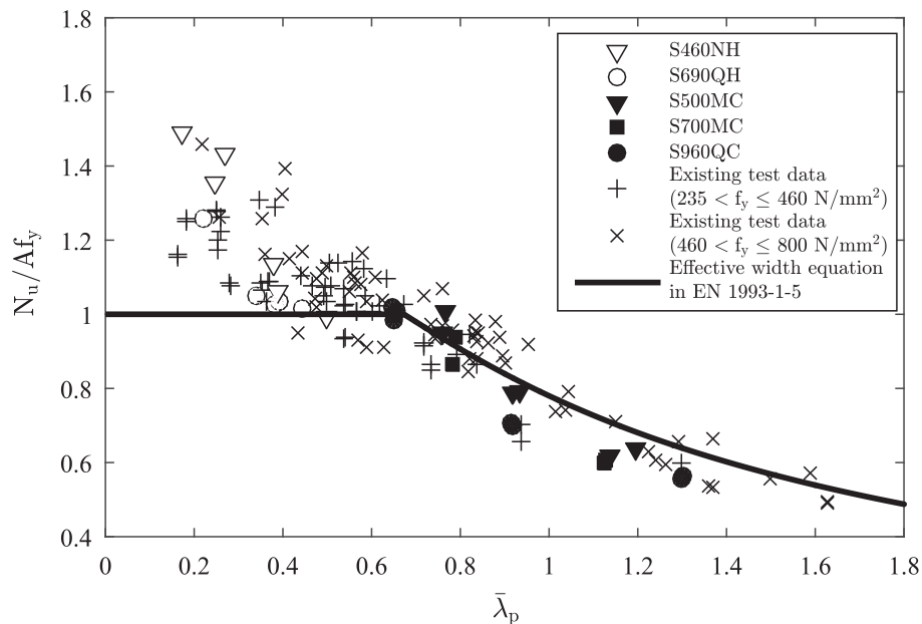
11. ábra: Shi et al. [20] kiértékelései saját numerikus és meglévő laborkísérletek alapján.

Schillo et al. [22][36] nagyszilárdságú hegesztett zárszelvények lokális horpadásvizsgálatát az RWTH Aachen Egyetemen végezte el. Összesen 34 próbatesten hajtott végre laborkísérleteket és imperfekció méréseket. Ezek alapján verifikáltam a numerikus modelletem, amelyet bővebben a 3.2 fejezetben mutatok be. Schillo a kísérleti eredményeit összehasonlította a szabványosított Winter-görbével, valamint a szakirodalomban található eredményekkel is (12. ábra).



12. ábra: Schillo et al. [36] kísérleteinek összehasonlítása a Winter-görbével és korábbi eredményekkel.

Wang et al. [7] nagyszilárdságú, hidegen alakított és melegen hengerelt zártszelvények anyagtulajdonságait és lokális horpadási viselkedését mutatja be 2017-es publikációjában (13. ábra). Az összesen 20 darab próbatesten elvégzett vizsgálatok imperfekció mérést is magukban foglaltak.



13. ábra: Wang et al. [7] kísérleti eredményei hidegen alakított és melegen hengerelt zártszelvények esetén.

Együttes következtetésként azt lehet levonni a fejezetben bemutatott nemzetközi szakirodalmi vizsgálatokból, hogy a laboratóriumban és numerikus modellen végrehajtott kísérleti eredmények többsége az Eurocode 3-ban szereplő Winter-görbe alatt található, így nincs a biztonság oldalán sem normál-, sem nagyszilárdságú acélok esetén. Ennél fogva kijelenthető, hogy a tiszta nyomásra vizsgált közbenső lemezelemek horpadási teherbírásának meghatározásához alkalmazott Winter-görbe módosításra szorul, akár a parciális biztonsági tényezők értékeinek felülbírálása által, akár új, a laboreredményekkel jobban összhangban lévő tervezési összefüggések kifejlesztésével. Ráadásul az Eurocode 3 lokális lemezhorpadási ellenálláshoz javasolt (14) összefüggését is célszerű lenne megváltoztatni 4. keresztmetszeti osztály esetén, mivel jelenleg keresztmetszeti szinten, azaz γ_{M0} parciális biztonsági tényező figyelembevételével történik a teherbírás meghatározása, azonban a lokális horpadási jelenség miatt következetesebb lenne γ_{M1} alkalmazása [7].

$$N_{c,Rd} = \rho \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (14)$$

2.4 Parciális biztonsági tényezők meghatározása az Eurocode szerint

Az Eurocode 1993-1-5 [23] lokális horpadásra vonatkozó összefüggései még azelőtt szabványosításra kerültek, hogy az Eurocode 1990 [32] biztonsági koncepciója megjelent volna. Az Eurocode 1990 szerint előírányzott megbízhatósági szintet a különböző parciális biztonsági tényezőkkel (γ_M) lehet elérni. Mivel a Winter-görbét a kísérleti eredmények átlagából származtatták, ezért a biztonság feltétele nem teljesül minden esetben. Az alkalmazott γ_{M0} vagy γ_{M1} parciális biztonsági tényező értéke módosításra szorul, mivel nem terjed ki a teszteredmények alsó határára.

Az Eurocode 1990 [32] szerint kétféle parciális tényező adható meg. Az általánosan használt parciális biztonsági tényezőt γ_M , a módosított parciális biztonsági tényezőt γ_{M^*} jelöléssel látták el. Definíció szerint a γ_M értéke megegyezik a karakterisztikus (5%-os kvantilis) és tervezési (1%-es kvantilis) teherbírás hányadosával. A γ_{M^*} értéke viszont azt adja meg, hogy a szabványos teherbírást milyen mértékben kell letranszformálni ahhoz, hogy a tervezési teherszintre (1%) jussunk. Ha a kísérleti eredményekből kapott karakterisztikus (5%-os) teherbírások megegyeznek a szabványban megadott teherbírás értékekkel, akkor a γ_M és γ_{M^*} gyakorlatilag megegyezik. Mivel a Winter-görbe nem az 5%-os karakterisztikus értékekből lett származtatva, hanem a teherbírások átlagából, ezért a módosított, azaz γ_{M^*} parciális biztonsági tényezővel adható meg, hogy milyen mértékű transzformáció szükséges a tervezési teherszint eléréséhez (1%).

A lokális horpadási tönkremenetek jóval nagyobb szórással rendelkeznek, mint más, keresztmetszeti szinten ellenőrizhető jelenségek (pl. képlékeny tönkremenetel), ezért a megfelelő biztonsági szint nem teljesíthető sem $\gamma_{M0} = 1.0$ (magas- és hídépítési szerkezetekre egyaránt), sem $\gamma_{M1} = 1.0$ (magasépítési szerkezetek) által. Ezen biztonsági tényező értékek gyakorlatilag azt feltételezik, hogy a karakterisztikus és tervezési teherbírások megegyeznek, azonban a megnövekedett szórás miatt ez így nem igaz. Az utóbbi érték hídépítési szerkezetek esetén ugyan $\gamma_{M1} = 1.1$, de ez sem teljesíti minden esetben a megbízhatósági követelményeket.

A parciális biztonsági tényezők értékét kétféle módon lehet meghatározni:

A tervezési (1%-es) teherbírési görbék közvetlen előállítás

Fejlett sztochasztikus numerikus szimulációval és a teherbírást befolyásoló paraméterek pontos sztochasztikus tulajdonságaival (eloszlás, szórás, várható érték) meghatározhatók mind az átlagos, mind a karakterisztikus (azaz 5%-os kvantilishez tartozó) és tervezési (azaz 1%-es kvantilishez tartozó) teherbírési görbék. Ezután a szabványosított teherbírás értékek és az 1%-es értékek hányadosa alapján meghatározható a módosított parciális biztonsági tényező minden egyes karcsúság esetén. Végül az összes eredmény átlagából megkapható az összesített γ_{M^*} értéke a (15) összefüggés alapján, amellyel letranszformálva a Winter-görbét a megkívánt biztonsági szint elérhető.

$$\gamma_{M^*} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\rho_{Winter,i}}{\rho_{1\%,i}} \quad (15)$$

A kísérleti eredmények transzformációja a relatív szórások alapján

A numerikus vagy laborkísérletek során meghatározott tényleges teherbírásokból a tervezési változók (V_x) és a hibafüggvény (V_δ) relatív szórásai alapján meghatározhatók a karakterisztikus és tervezési értékek. Ebben az esetben gyakorlatilag a teherbírásokat normális eloszlás feltételezésével letranszformáljuk az 1%-os szintre és ezután határozzuk meg a parciális biztonsági tényező értékét. A módszer lépései röviden a következők (Eurocode 1990, D melléklet [32]):

1. Tervezési modell felépítése

A tervezési modell gyakorlatilag megegyezik a teherbírás meghatározásához szükséges képlettel, ami lokális horpadás esetén a Winter-képletet jelenti.

$$r_t = g_{rt}(X) \quad (16)$$

2. A kísérleti és elméleti eredmények összehasonlítása

A numerikus vagy laborkísérletek során mért valódi jellemzőket be kell helyettesíteni az előző függvénybe, amely megadja az r_{ti} elméleti értékeket, majd ezeket kell összehasonlítani a vizsgálatok eredményeiből meghatározott r_{ei} értékekkel. A kettő eltérései alapján meghatározható a hibák relatív szórása (V_δ).

3. A tervezési változók eredő szórása az egyéni relatív szórások alapján:

A tervezési változók eredő relatív szórása (V_{rt}) az egyes változókhoz tartozó relatív szórásokból (V_{xi}) állítható elő. Egyszerű ellenállásfüggvény (g_{rt}) esetén a (17) összefüggés szerint határozható meg.

$$V_{rt}^2 = \sum_{i=1}^j V_{xi}^2 \quad (17)$$

4. A tervezési ellenállás és a biztonsági tényező meghatározása:

A tervezési ellenálláshoz először az eredő szórást kell meghatározni (V_r), amely magában foglalja a modell (V_δ) és a valószínűségi változók (V_{rt}) bizonytalanságait. A V_δ számítása során meghatározott korrekciós (b) és egyéb tényezők ($k_{d,n}$ vagy $k_{d,\infty}$, amely a kísérletek számától (n) függ) segítségével meghatározható a tervezési ellenállás, majd a módosított parciális biztonsági tényező (γ_{M^*}) is. Nagyszámú minta ($n > 100$) esetén az alábbiak szerint kell eljárni:

$$V_r^2 = V_{rt}^2 + V_\delta^2 \quad (18)$$

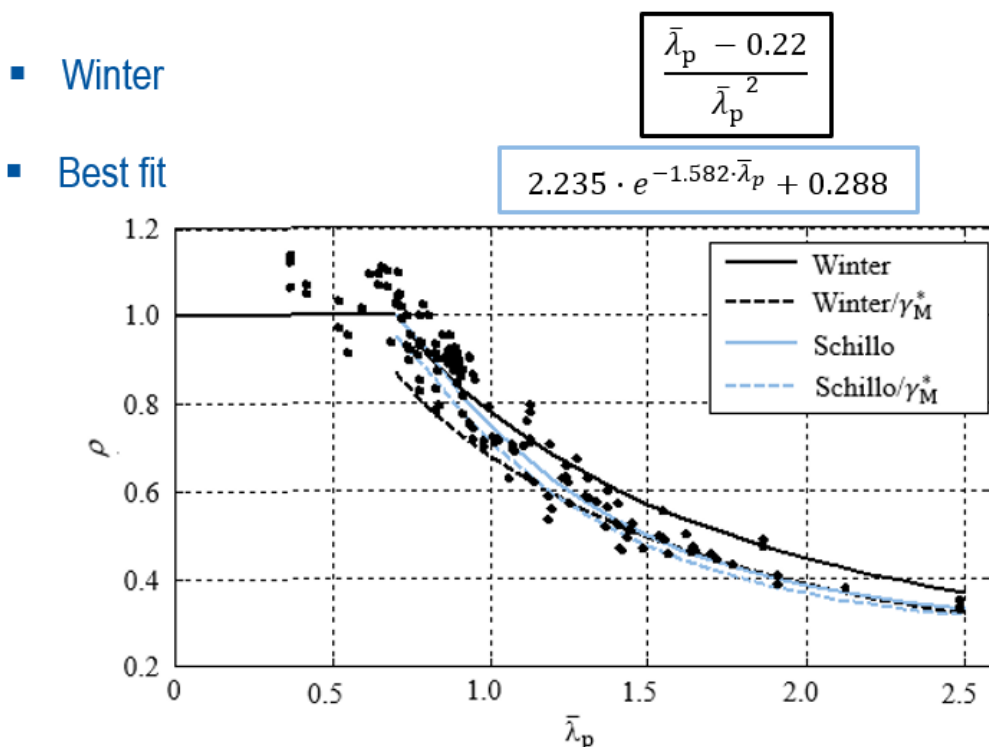
$$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} \quad (19)$$

$$r_d = b \cdot g_{rt}(X_M) \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot Q - 0.5 \cdot Q^2) \quad (20)$$

$$\gamma_{M^*} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{r_{t,nom,i}}{r_{d,i}} \quad (21)$$

Schillo et al. [15][30][36] a (2.3 fejezetben már bemutatott) kísérleti eredményeket statisztikailag is kiértékelte az előbb említett második módszer szerint és több variáció esetére is meghatározta a módosított parciális biztonsági tényező (γ_{M^*}) értékét. Összesen 131 darab, hegesztett négyszög zártszelvényre vonatkozó kísérlet állt rendelkezésére, ami alapján megbízható kiértékelést sikerült végrehajtani.

Első lépésben a JCSS-ben megadott [28] konstans relatív szórásokat vette figyelembe a tervezési változóknál. Ebben az esetben $\gamma_{M^*} = 1.41$ átlagos értéket határozott meg az eredményekből. Második lépésben egy fejlettebb relatív szórásmodellt alkalmazott a lemezvastagság esetében, amelynél figyelembe vette a gyártási toleranciákat is [29], így végül $\gamma_{M^*} = 1.30$ -as értéket ért el. Ezt követően egy újabb kiértékelést hajtott végre, de csak a saját kísérleti eredményeit vette figyelembe, ami az eredetileg 131 darab eredményből 34 darabot tett ki. Ekkor $\gamma_{M^*} = 1.18$ -as értéket sikerült meghatároznia, ha a Winter-görbe karakterisztikáját vette alapul. Abban az esetben, ha a Winter-görbe helyett egy, a saját teszteredményeivel összhangban lévő függvényt alkalmazott, akkor egészen $\gamma_{M^*} = 1.06$ értékig sikerült redukálnia a kezdeti 1.41-es értéket. Schillo et al. eredményeit a 14. ábra reprezentálja.



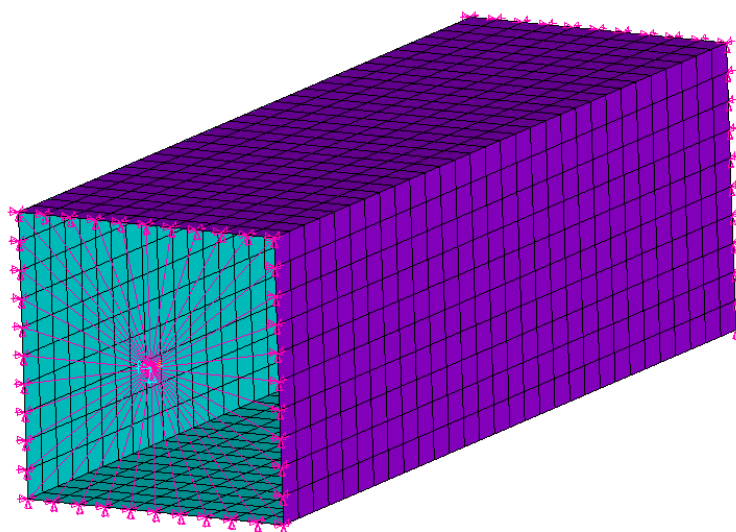
14. ábra: Schillo et al. [15] által javasolt módosítások a Winter-görbére.

Schillo et al. kiértékeléséhez hasonlóan több lépcsős determinisztikus és sztochasztikus analízist hajtottam végre hegesztett négyszög zártszelvények esetén, amelyet a következő fejezetekben mutatok be részletesen. A módosított parciális biztonsági tényező értékét (γ_{M^*}) az e fejezet elején említett első módszer szerint határoztam meg, azaz a tervezési (1%) teherbírási görbék előállításával.

3 NUMERIKUS MODELL

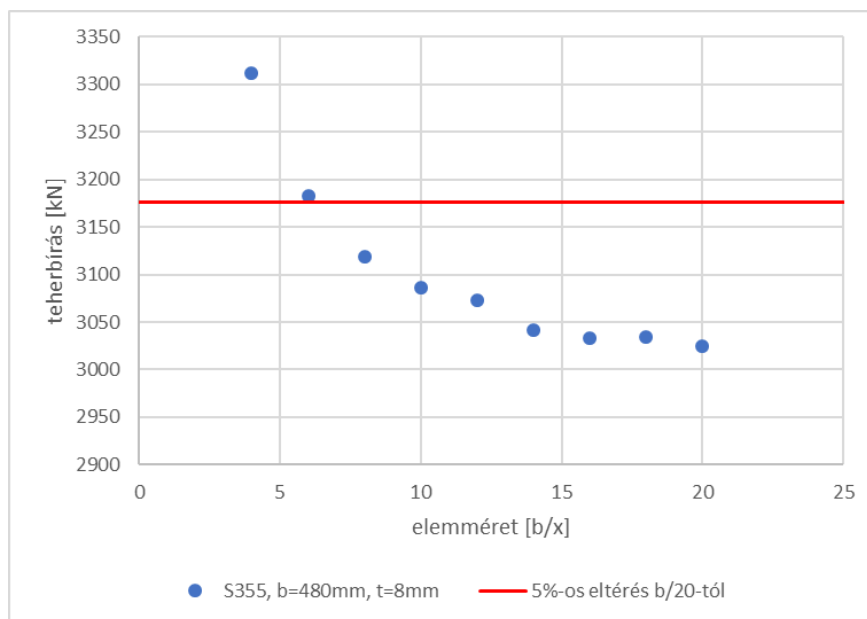
3.1 Numerikus modell leírása

A hegesztett zártszelvények horpadási teherbírásának vizsgálatához numerikus modellt dolgoztam ki ANSYS 16.2 [21] végeselemes programban. A modellt négy csomópontú négyszög héjelemekből építettem fel (15. ábra). A teherbírásokat geometriai és anyagi nem-linearitásokat tartalmazó analízis segítségével határoztam meg, kezdeti lokális geometriai imperfekció és hegesztési sajátfeszültségek figyelembevételével (GMNIA: Geometrically and Materially Nonlinear Analysis with Imperfections). Az analízis végrehajtása a Newton-Raphson iterációs eljárással történt. A terhelést az egyik végkeresztmetszet középpontjában, elmozdulásvezérelt módszerrel adtam rá a szerkezetre.



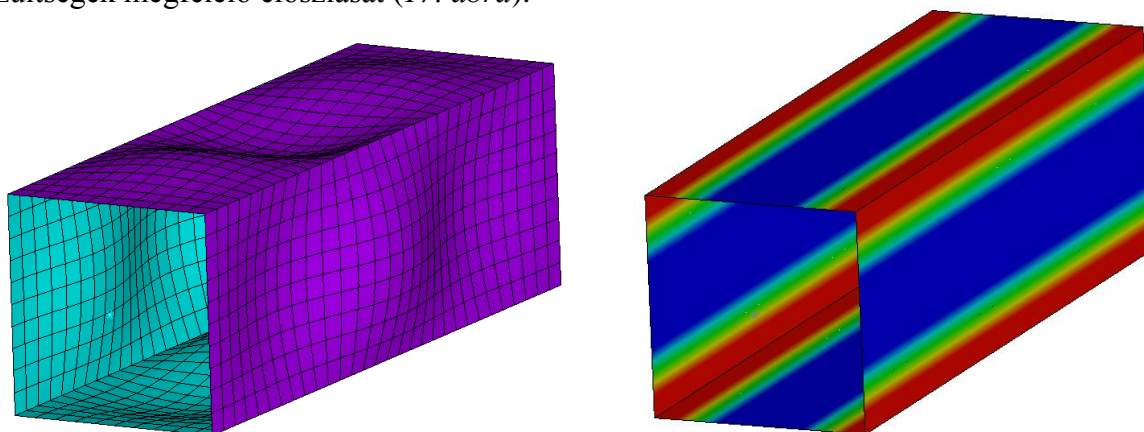
15. ábra: Az alkalmazott végeselemes modell kialakítása.

A megfelelő elemméret meghatározása érdekében konvergencia vizsgálatot hajtottam végre (16. ábra). A vizsgálat alapján a szélesség (b) egytizedére vettem fel a maximális elemméretet. A keresztmetszet szélességét a lemezek középfelületének egymástól mért távolsága alapján határoztam meg. A szerkezet két végkeresztmetszete merev diafragmaként lett kialakítva, a hossz tengely körüli elcsavarodást meggátló támaszokkal. A próbatest hossza megegyezik a szélesség háromszorosa + 50mm-rel, amely így kellően rövid a globális tönkremeneteli módok elkerüléséhez.



16. ábra: Konvergenciavizsgálat.

A lokális imperfekciót lineáris kihajlás vizsgálatból (LBA: Linear Buckling Analysis) megkapott első sajátalak szerint vettem fel, amely minden esetben három szinusz félhullámra (ennek megfelelően kerül meghatározásra a próbatest hossza) adódott a hossz mentén (17. ábra). Ezt a horpadási alakot transzformáltam fel $b/1000$ -re. A nyomó sajátfeszültséget $0.2f_y$ -ra (későbbiekben részletezve ennek okát), a húzó sajátfeszültséget pedig a folyáshatár értékére vettem fel. A húzó sajátfeszültségeket a modell sarkainál kialakított külön héjelem-sávokon működtettem, amelyek szélességét az egyensúlyi feltételekből számítottam, így biztosítva a feszültségek megfelelő eloszlását (17. ábra).



17. ábra: Nagyított kezdeti geometriai imperfekció (bal) és a sajátfeszültségi rendszer (jobb).

3.2 Numerikus modell verifikációja

A kialakított végeselemes modell összhangban van a verifikálásához felhasznált korábbi kísérletekkel, amelyet N. Schillo és M. Feldmann végeztek el hegesztett zártszelvényekre a németországi RWTH Aachen Egyetemen [22]. Összesen 34 db nagyszilárdságú (S500MC, S700MC és S960MC anyagú) próbatesten hajtottak végre laboratóriumi kísérleteket (1. táblázat). A mintakonfigurációkat oly módon állították össze, hogy minél nagyobb karcsúsági tartományt fedjenek le (0.64-1.55), valamint kellően rövidek legyenek a globális

tönkrementeli módok elkerüléséhez ($L=3b+50\text{mm}$). Minden konfiguráció esetén 4 vagy 5 próbatestet vizsgáltak, különböző terhelési külpontosságok figyelembevételével. A verifikáció során a vizsgált próbatestek tényleges anyagi tulajdonságait használtam fel, amelyet a szerzők táblázatos formában adtak meg (2. táblázat). Az alacsonyabb folyáshatárral rendelkező S500 és S700 anyagok teljesítették a nagyszilárdságú acélokra vonatkozó előírásokat (lásd 2.1 fejezet), azonban az S960 acél esetén a szakadó nyúlás kisebb lett, mint a folyáshatárhoz tartozó nyúlás 15-szöröse ($3.02 < 7.08$). A horpadási ellenállások meghatározása mellett sajátfeszültség és imperfekció méréseket is végeztek, előbbit röntgensugaras, utóbbit pedig lézeres módszerrel.

1. táblázat: A verifikáció alapjául szolgáló kísérleti konfigurációk [22].

Steel	Cross-section [mm]			Specimen length [mm]	$\bar{\lambda}_p$	Number of tests
S500MC	195 ×	195 ×	6	650	0.783	4
"	250 ×	250 ×	4	800	1.554	4
S700MC	180 ×	180 ×	6	590	0.851	5
"	260 ×	260 ×	6	830	1.256	5
S960MC	120 ×	120 ×	6	410	0.641	4
"	170 ×	170 ×	6	560	0.937	4
"	220 ×	220 ×	6	710	1.234	4
"	250 ×	250 ×	6	800	1.411	4

2. táblázat: A verifikáció során alkalmazott anyagi jellemzők [22].

Steel	t [mm]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_u/f_y [-]	ϵ_u [%]	$15 \cdot f_{y,actual}/E$ [%]	A_{80} [%]	A_5 (min 10 %) [%]
S500MC	4	610	690	1.13	10.64	4.35	17.29	n.a.
S500MC	6	561	634	1.12	12.1	4.00	23.94	25
S700MC	6	760	822	1.08	12.92	5.42	20.04	n.a.
S960MC	6	991	1083	1.09	3.12	7.08	9.42	11

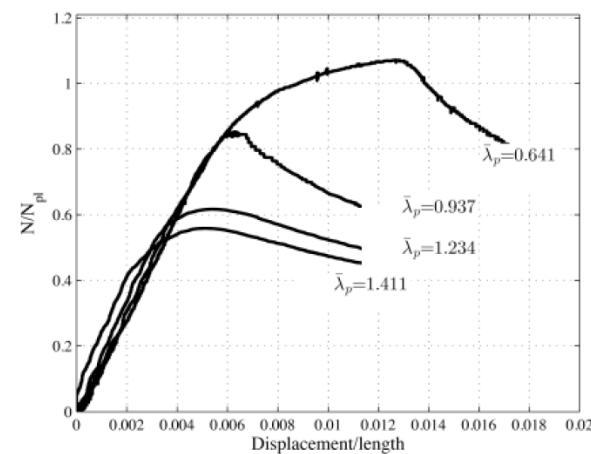
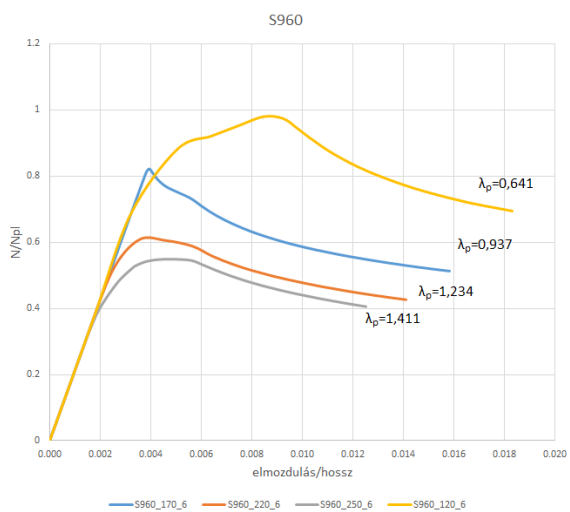
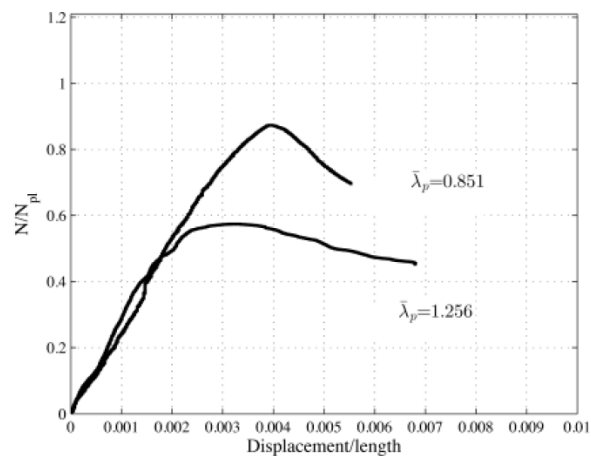
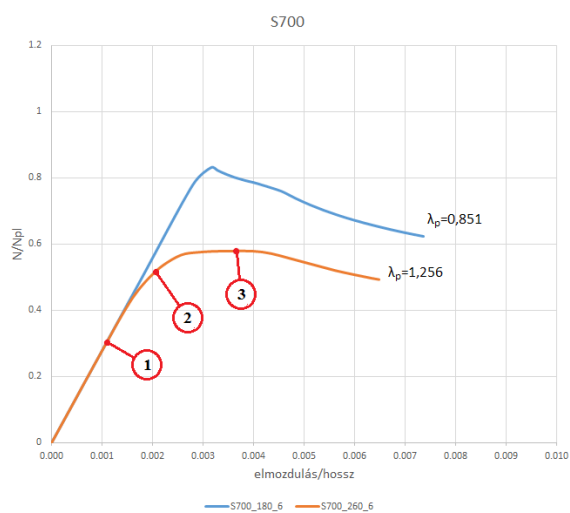
Annak érdekében, hogy az alkalmazott modell kellő pontossággal használható legyen, különböző acélminőségek esetére lett végrehajtva a verifikáció. Ez a modell ellenőrzési stratégia biztosítja, hogy a hegesztett zártszelvények lokális horpadási ellenállását fejlett numerikus modellel és megfelelő pontossággal meg lehessen határozni.

A mért és számított teherbírások jó egyezést mutatnak (3. táblázat), valamint a fajlagos erő-elmozdulás diagramok hasonló jellegűek a valódi és a numerikus vizsgálatok esetén. (18. ábra). A kijelölt 1-2-3 pontokhoz tartozó állapotot reprezentálják az alább bemutatott (19. ábra) numerikus eredmények, deformált alak és kialakult feszültségek formájában. Jól látható, hogy a rugalmas szakaszon (1) még a sajátfeszültségi eloszlás jelentkezik, majd ezután megjelenik a rugalmas-képlékeny átmeneti állapot (2). Végezetül a próbatest további teher felvételére nem képes, eléri a teherbírását és bekövetkezik a lokális horpadás okozta stabilitásvesztés (3).

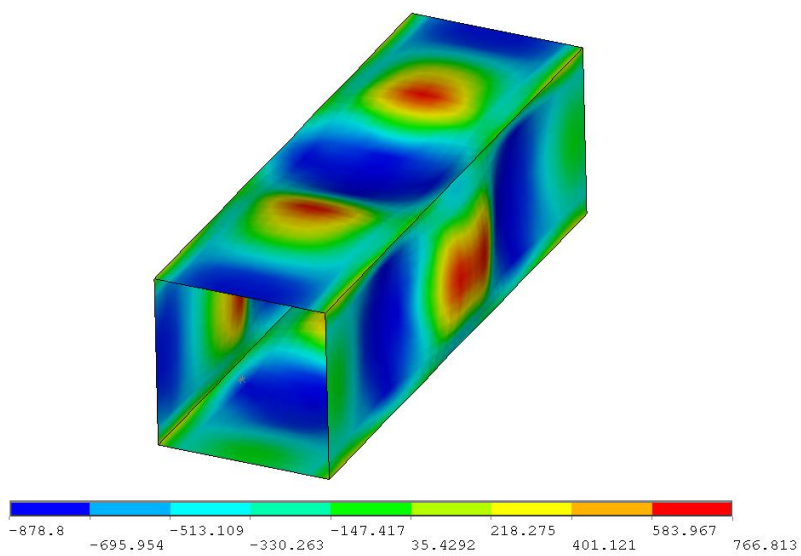
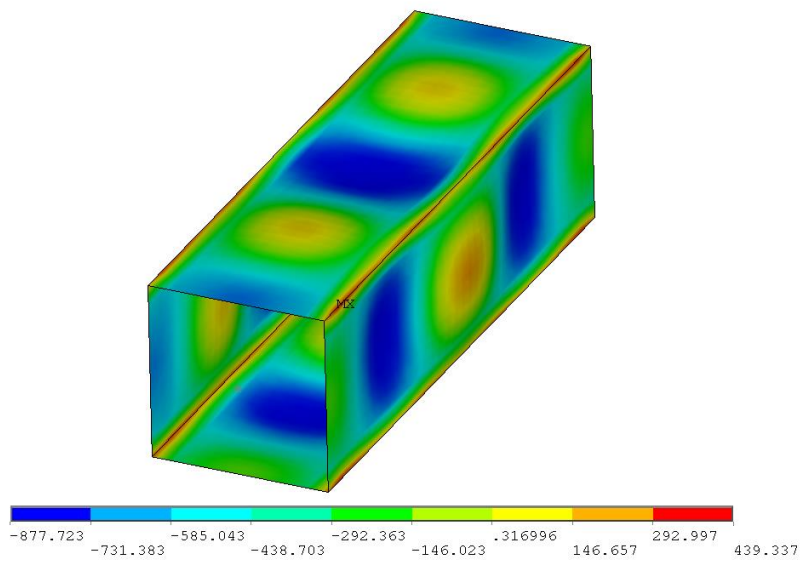
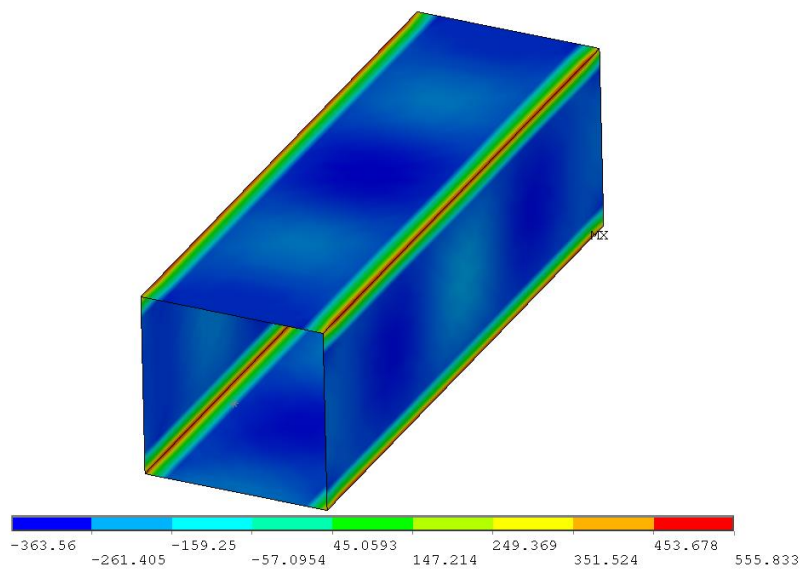
A verifikáció során igazoltam, hogy a hegesztett zártszelvény vizsgálatára kialakított végeselemes modellem viselkedése megegyezik a valós viselkedéssel, valamint a kapott teherbírások számszerűen is reprezentálják, hogy a felépített numerikus modell megbízhatóan alkalmazható a további analízisekhez.

3. táblázat: Mért [22] és számított teherbírások.

Próbatest jele (fy_b_t)	Acélminőség	N _{teszt} [kN]	N _{num} [kN]	Eltérés
S500_195_6	S500	2278	2150	-5.9%
S500_250_4		1084	1123	+3.6%
S700_180_6	S700	2688	2637	-1.9%
S700_260_6		2669	2676	+0.3%
S960_120_6	S960	2933	2659	-9.4%
S960_170_6		3365	3207	-5.3%
S960_220_6		3180	3095	-2.7%
S960_250_6		3297	3187	-3.3%
Átlag:				-3.3%



18. ábra: Számított (bal) és mért (jobb, [22]) fajlagos erő-elmozdulás diagramok.



19. ábra: A terhelés során kialakult állapotok S700_260_6 jelű próbatest esetén.

4 DETERMINISZTIKUS NUMERIKUS VIZSGÁLATOK

4.1 Bevezetés

A determinisztikus numerikus vizsgálataim célja a horpadási ellenállások meghatározása és a szabványosított Winter-görbével való összehasonlítása, valamint az alacsony- és nagyszilárdságú acélok viselkedésbeli különbségeinek reprezentálása volt hegesztett négyszög zártszelvények esetében. Többféle anyagminőségre (S235, S355, S500, S700 és S960) végeztem el a futtatásokat, viszonylag nagy karcsúsági tartományt ($\sim 0.4 \div 2.0$), valamint több lemezzvastagságot (4-8-12-16mm) is megvizsgálva.

Összességében három különböző esetet tanulmányoztam:

1. Horpadási ellenállások meghatározása az Eurocode 1993-1-5 [23] által ajánlott ekvivalens geometriai imperfekcióval, sajátfeszültségek nélkül (1-es indexszel ellátott eredmények).
2. Horpadási ellenállások meghatározása korábbi és saját kísérletek alapján számított geometriai imperfekcióval, a nemzetközi szakirodalomban elfogadott sajátfeszültségekkel alacsony szilárdságú, valamint pontosított sajátfeszültségekkel nagyszilárdságú acélok esetén (2-es indexszel ellátott eredmények).
3. Horpadási ellenállások meghatározása korábbi és saját kísérletek alapján számított geometriai imperfekcióval, pontosított sajátfeszültségekkel alacsony- és nagyszilárdságú acélok esetén (2_II-es indexszel ellátott eredmények).

4.2 Kiindulási paraméterek

4.2.1 Anyagi jellemzők

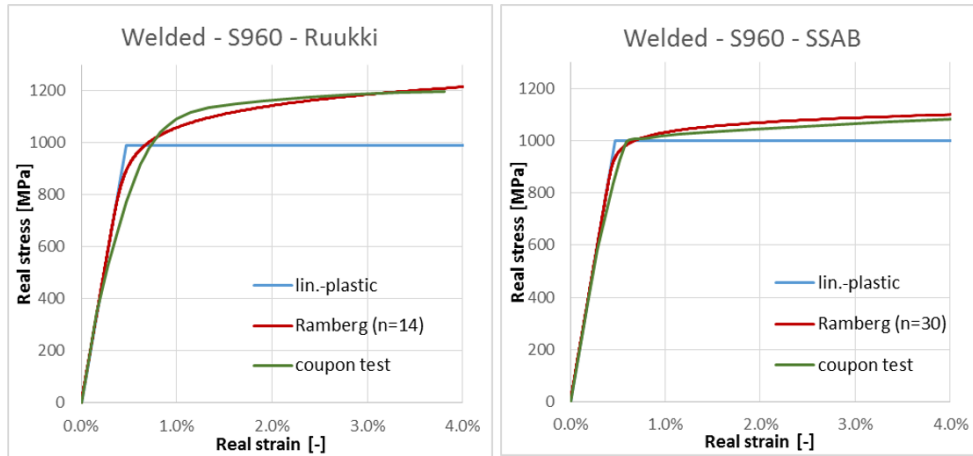
A numerikus vizsgálatok során különböző anyagmodelleket alkalmaztam a két eltérő viselkedésű acél esetében. A folyáshatár (f_y) mindig a névleges értékkel lett figyelembe véve, a rugalmassági modulus (E) minden esetben 210 000 MPa.

Alacsony szilárdságú acélokra lineárisan rugalmas – képlékeny, felkeményedő anyagmodellt alkalmaztam von Mises folyási és kinematikus keményedési feltételekkel. Az anyag lineárisan rugalmasan viselkedik f_y/E relatív nyúlásig (ϵ), majd $E/1000$ mereedséggel enyhén emelkedő, 2% relatív nyúlásig tartó folyási plató jelenik meg. Ezt követően a felkeményedő szakasz következik az $\epsilon=10\%$ -hoz tartozó szakítószilárdságig (f_u), ami után tökéletesen képlékeny viselkedés feltételezhető. Nagyszilárdságú acél esetében a Ramberg-Osgood anyagmodellt használtam. Az acél $1.1f_y$ -ig az (22) összefüggés szerint viselkedik. Ezután egy $E/1000$ mereedségű szakasz következik.

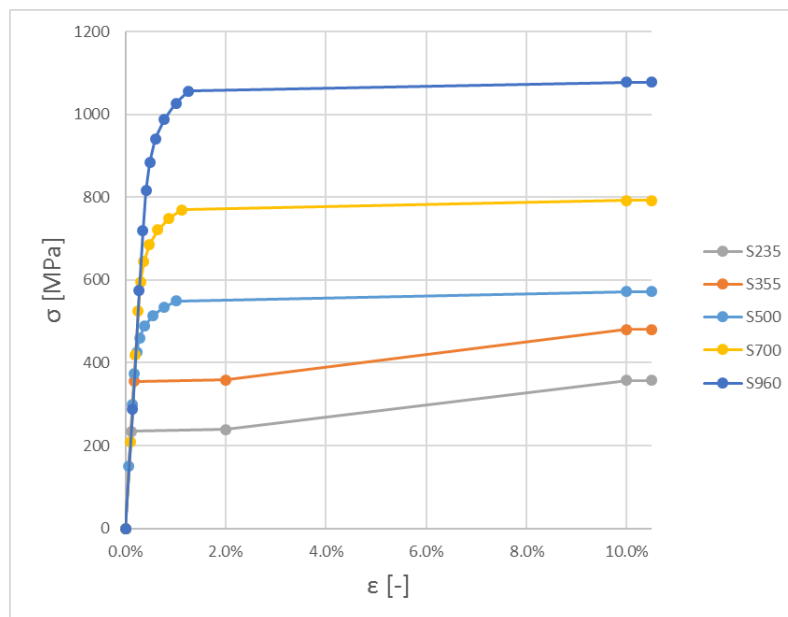
$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} + 0.002 \cdot \left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^n \quad (22)$$

A Ramberg-Osgood paraméterét (n) különböző acélminőségű próbapálcák esetén határozták meg a RUOSTE (Rules On High Strength Steel) projekt [24] keretein belül elvégzett szakító kísérletek alapján. A próbapálcákat hegesztett zártszelvényekből, vízsugaras vágással állították elő. A BME Hidak és Szerkezetek Tanszék Szerkezetvizsgáló Laboratóriumában végrehajtott tesztek során különféle gyártók (Ruukki és SSAB) által biztosított S500, S700 és S960 acélokat

vizsgáltak. Az SSAB acélokra $n=30$, a Ruukki acélokra pedig $n=14$ alkalmazásával közelíti meg legjobban az anyagmodell a szakítókísérletek során tapasztalt tényleges viselkedést. Az S960-as esetre vonatkozó validációs módszert a 20. ábra mutatja be. A leírtak alapján a numerikus vizsgálataim során $n=14$ értéket alkalmaztam. Az egyes acélminőségekhez tartozó anyagmodelleket (σ - ϵ diagramok) a 21. ábra reprezentálja.



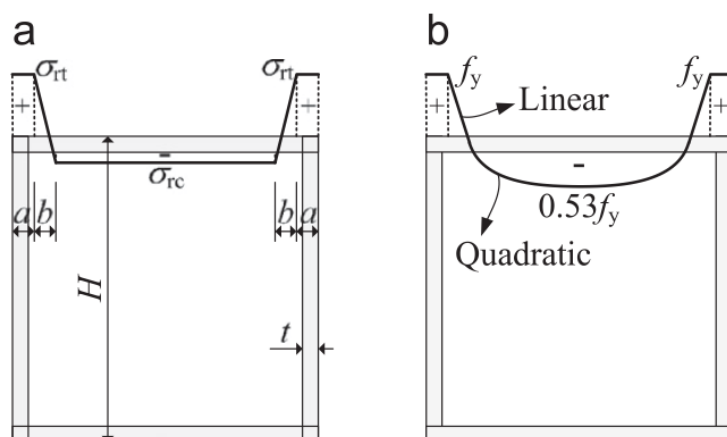
20. ábra: A Ramberg-Osgood anyagmodell “ n ” paraméterének validációs módja [24].



21. ábra: A numerikus vizsgálataim során felhasznált anyagmodellek.

4.2.2 Sajátfeszültség

A sajátfeszültségek pontos meghatározásával kapcsolatosan számos korábbi vizsgálat készült. A nemzetközi szakirodalomban általánosan elfogadottnak tekinthetők a folyáshatárral megegyező húzó és $0.2-0.3f_y$ nyomó sajátfeszültségi értékek normál szilárdságú, hegesztett zártszelvények esetén [25]. Európában a leggyakrabban alkalmazott sajátfeszültségi eloszlás az European Convention for Constructional Steelwork (ECCS) ajánlásain alapul, amelyet szemléletesen a 22. ábra mutat be.



22. ábra: Sajátfeszültségi eloszlások alacsony szilárdságú zártszelvények esetén:
(a) ECCS modell, (b) kínai modell [25].

Az elmúlt években több kísérletet is végrehajtottak többek között nagyszilárdságú acélszerkezetek sajátfeszültségeinek meghatározására is. Somodi B. és Kövesdi B. [26] egy átfogó szakirodalmi kutatást követően 21 darab zártszelvényű próbatesten végzett méréseket összesen 6 darab acélminőség és 9 darab különböző geometriai kialakítás figyelembevételével. A vizsgálati konfigurációk összefoglalva a 4. táblázatban szerepelnek.

4. táblázat: Somodi B. és Kövesdi B. konfigurációi sajátfeszültségek vizsgálatához [26].

Specimen	Material	b	t	$\frac{b_{lok}}{t}$ $(b-2 \times t)/t$	f_y	f_u
W2-80×5	S235	80	5	14.0	327	469
W2-120×6		120	6	18.0	324	451
W2-150×6		150	6	23.0	325	482
W2-180×8_A		180	8	20.5	318	445
W2-180×8_C		180	8	20.5	320	448
W3-80×5	S355	80	5	14.0	404	568
W3-120×6		120	6	18.0	414	571
W3-150×6		150	6	23.0	391	516
W4-180×8	S420	180	8	20.5	451	530
W4-80×5	S460	80	5	14.0	506	574
W4-120×6		120	6	18.0	488	540
W4-150×6		150	6	23.0	479	542
W5-120×6_R	S500	120	6	18.0	546	636
W5-150×6_R		150	6	23.0		
W5-195×6_R		195	6	30.5	563	636
W5-250×4_S		250	4	60.5	624	692
W9-120×6_S	S960	120	6	18.0	1005	1047
W9-120×6_R		120	6	18.0		
W9-170×6_R		170	6	26.3	992	1084
W9-220×6_R		220	6	34.7		
W9-250×6_R		250	6	39.7		

A legelterjedtebb mérési eljárás szerint a próbatestekre nyúlásmérő bélyegeket helyeznek, amelyek környezetében vágásokat ejtenek a keresztmetszetben, ezáltal felszabadítva a feszültségeket (23. ábra). A vágási folyamat során kialakult nyúlások folyamatos mérésével

lehet következtetni a maradó feszültségek mértékére és eloszlására. Másik gyakori mérési mód az úgynevezett lyukfúrásos módszer, amely hasonlóan a feszültség feloldásával együtt járó nyúlások regisztrálásán alapul, azonban ebben az esetben az anyag felületébe fúrt kis átmérőjű lyuk környezetében történik az alakváltozások vizsgálata.



23. ábra: A sajátfeszültségek egyik mérési módja [26].

A numerikus modellemben Somodi B. és Kövesdi B. [26] ajánlásai alapján a folyáshatár értékére vettem fel a hegesztési varratok környezetében kialakuló húzó sajátfeszültséget. A nyomó sajátfeszültséget (σ_{rc}) a (23)-(24) összefüggéseik segítségével határoztam meg, amely a mérési eredményeik átlagát adja.

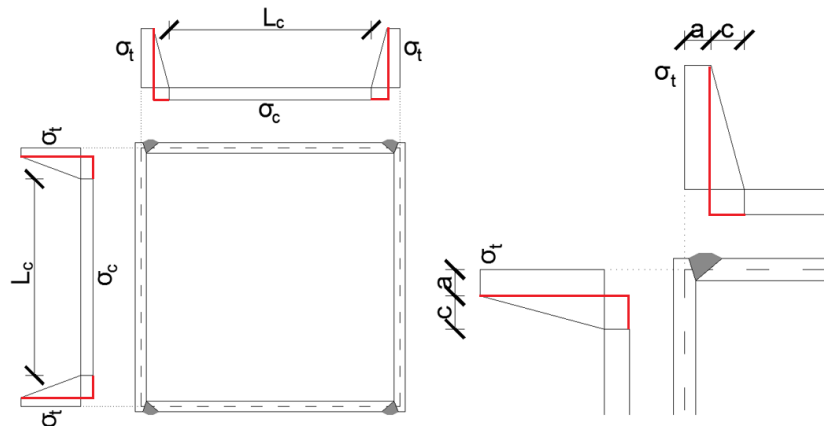
$$\text{Ha } t \leq 5 \text{ mm: } \sigma_{rc} = 70 - 21t + t^2 - (2900 - 3600 \cdot (t - 5)) \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^{-1} \quad (23)$$

$$\text{Ha } t \geq 5 \text{ mm: } \sigma_{rc} = 70 - 21t + t^2 - (2900 - 290 \cdot (t - 5)) \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^{-1} \quad (24)$$

Látható, hogy a lemezszélesség/vastagság arányok mellett külön a lemezvastagságtól is nagymértékben függ a feszültség, viszont a folyáshatártól független. A szerzők által javasolt eloszlás helyett egy egyszerűsített modellt alkalmaztam a számításaimban (24. ábra). A húzó sajátfeszültség szélességét (a) az egyensúlyi feltételek alapján határoztam meg a (25)-(26) összefüggések szerint.

$$r = \frac{-\sigma_{rc}}{f_y} \quad (25)$$

$$a = \frac{r}{2 \cdot (1 + r)} \cdot (b - t) \quad (26)$$



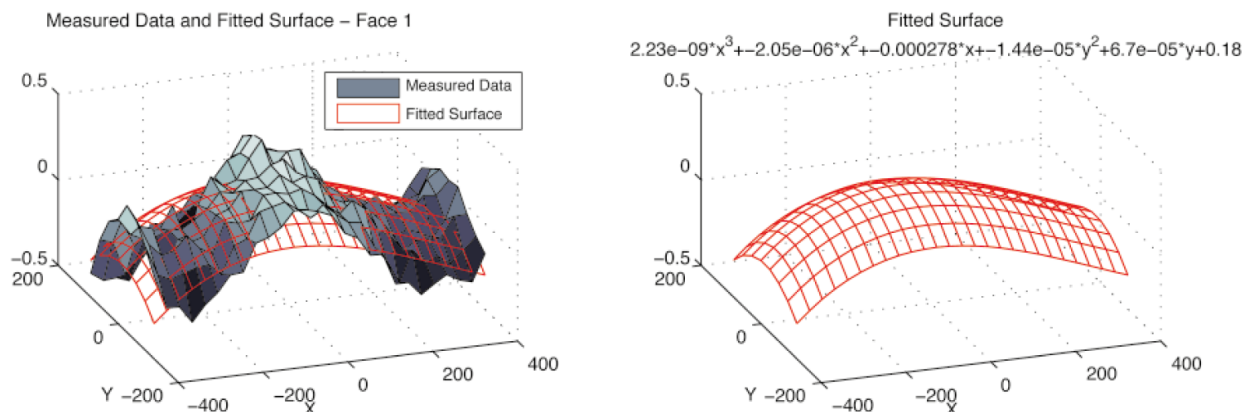
24. ábra: A javasolt sajátfeszültségi eloszlás [26] és a numerikus modellben alkalmazott egyszerűsítések (piros).

A szerzők mérési eredményeire alapozva minimum és maximum feszültségi korlátot is figyelembe vettem a numerikus számításaim során. A minimális nyomófeszültséget alacsony szilárdságú acélnál $0.2f_y$, nagyszilárdságú acélnál pedig $0.1f_y$ értékben korlátoztam, valamint minden esetben $0.6f_y$ vagy 200 MPa értékben maximalizáltam.

4.2.3 Lokális geometriai imperfekció

4.2.3.1 Korábbi vizsgálatok

A numerikus modell verifikációjánál már említett horpadási kísérleteket (3.2 fejezet) lézeres imperfekció vizsgálatok előzték meg. N. Schillo és M. Feldmann [22] a próbatestek szélességének és hosszának függvényében előre beprogramozott mérési útvonalakon vizsgálta a lemezek egyenletlenségeit, végeredményként egy 3D-s képet kapva az imperfekciókról. A mért adatokra egy felületet illesztettek, majd ez alapján határozták meg az amplitúdókat (25. ábra). Az eredményeik az 5. táblázatban szerepelnek összefoglalva. Az $e_{0,mean}$ értékek jelentik adott kísérleti konfiguráció négy oldalán mért imperfekciók átlagát, valamint az $e_{0,max}$ a maximális, de konfigurációnként kiátlagolt imperfekciót tartalmazza. Látható, hogy a lemezek teljesítették az EN 1090-2 szerint előírt ($b/250$) gyártási toleranciát [27]. Az átlagos amplitúdó $\sim b/500$ értéknek felel meg.



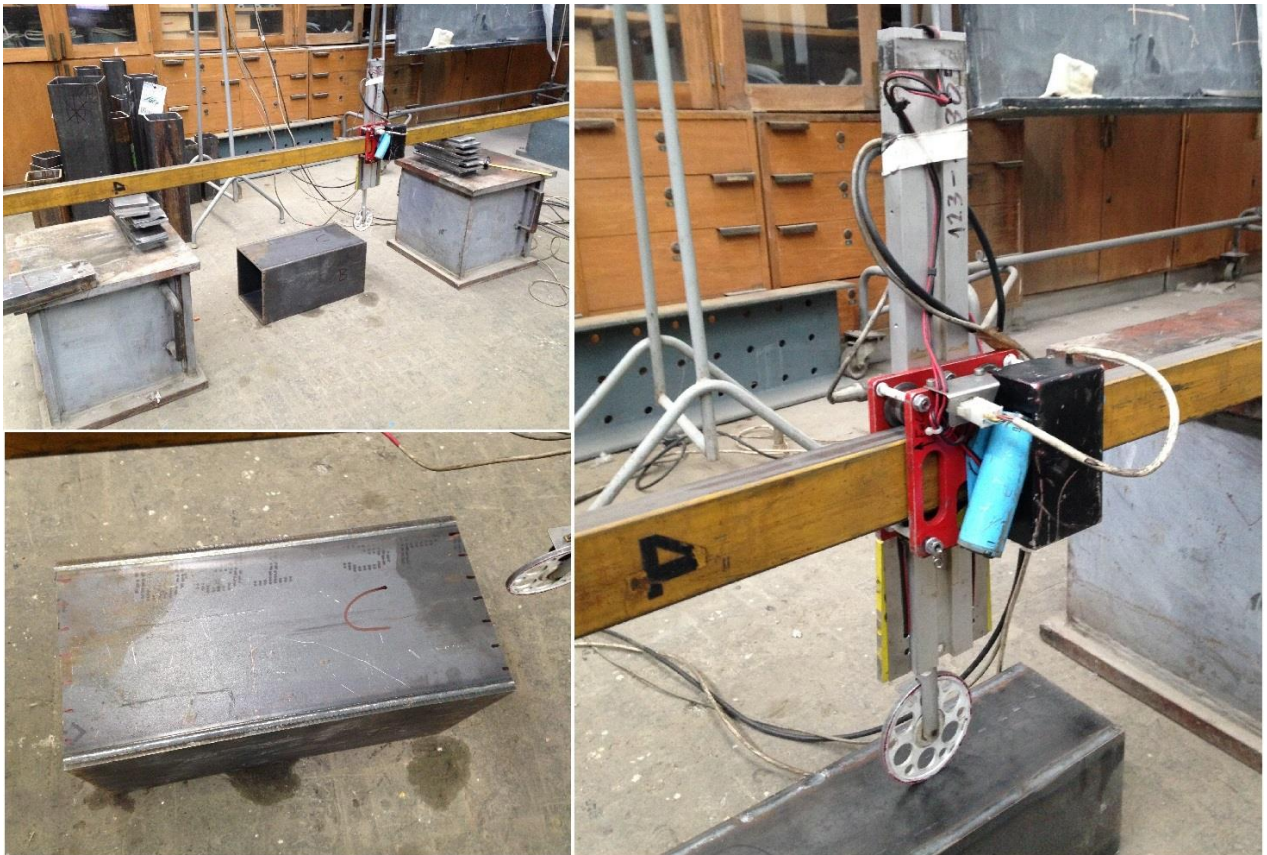
25. ábra: Lézerral mért imperfekció (szürke) és az illesztett felület (piros) [22].

5. táblázat: Lézeres imperfekció mérés eredménye [22].

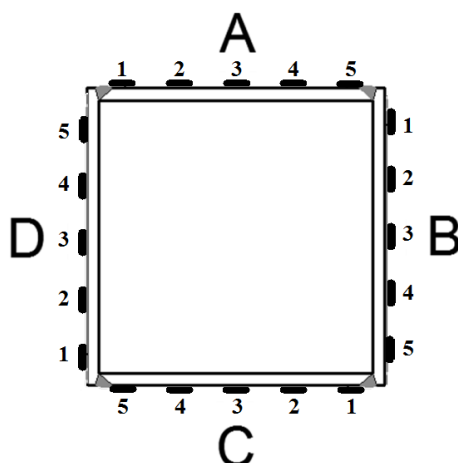
f_y	b	t	b/t	$\bar{\lambda}_p$	$e_{0,mean}$	$e_{0,max}$	EN 1090-2	$e_{0,mean}/EN$	b/e
[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
500	195	6	32.5	0.783	0.2476	0.3761	1.56	0.159	788
500	250	4	62.5	1.554	0.3928	0.5516	2.00	0.196	636
700	180	6	30.0	0.851	0.4011	0.6811	1.44	0.279	449
700	260	6	43.3	1.256	0.4395	0.746	2.08	0.211	592
960	120	6	20.0	0.641	0.4642	0.7368	0.96	0.484	259
960	170	6	28.3	0.937	0.3032	0.4663	1.36	0.223	561
960	220	6	36.7	1.234	0.4639	0.6642	1.76	0.264	474
960	250	6	41.7	1.411	0.4645	0.6749	2.00	0.232	538
								Átlag:	537

4.2.3.2 Saját mérések

A lokális imperfekciók meghatározására 2017 júliusában saját méréseket végeztem a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék Szerkezetvizsgáló Laboratóriumában. A vizsgálatokat egy mozgó induktív jelátalakítóval felszerelt speciális berendezéssel hajtottam végre (26. ábra). Az imperfekció alakját és amplitúdóját szélesebb próbatestek esetén 7, keskenyebb próbatestek esetén 5 mérési útvonalon (27. ábra) határoztam meg oldalanként (A-D), útvonalanként kétszer (oda-vissza). A 6 db rendelkezésemre álló próbatesten ez összesen 288 mérést jelentett.



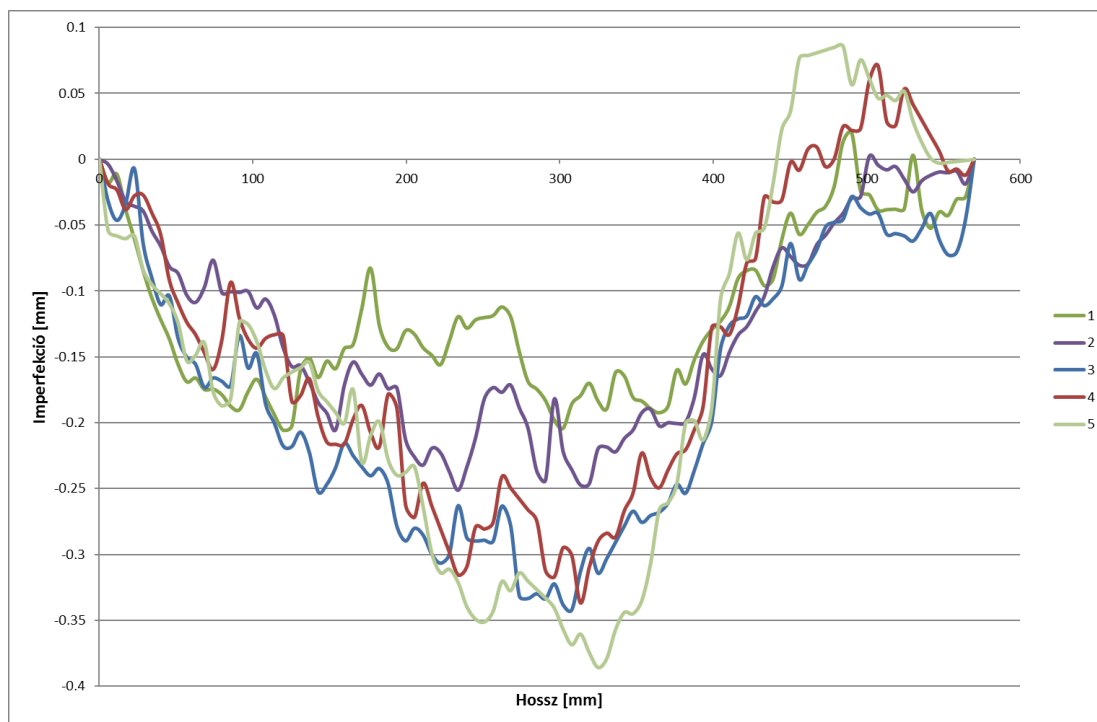
26. ábra: Imperfekció méréshez használt kísérleti konfiguráció



27. ábra: A mérési sávok kialakítása keskeny próbatest esetén.

A mérést és az eredmények kiértékelését a következő lépések szerint hajtottam végre:

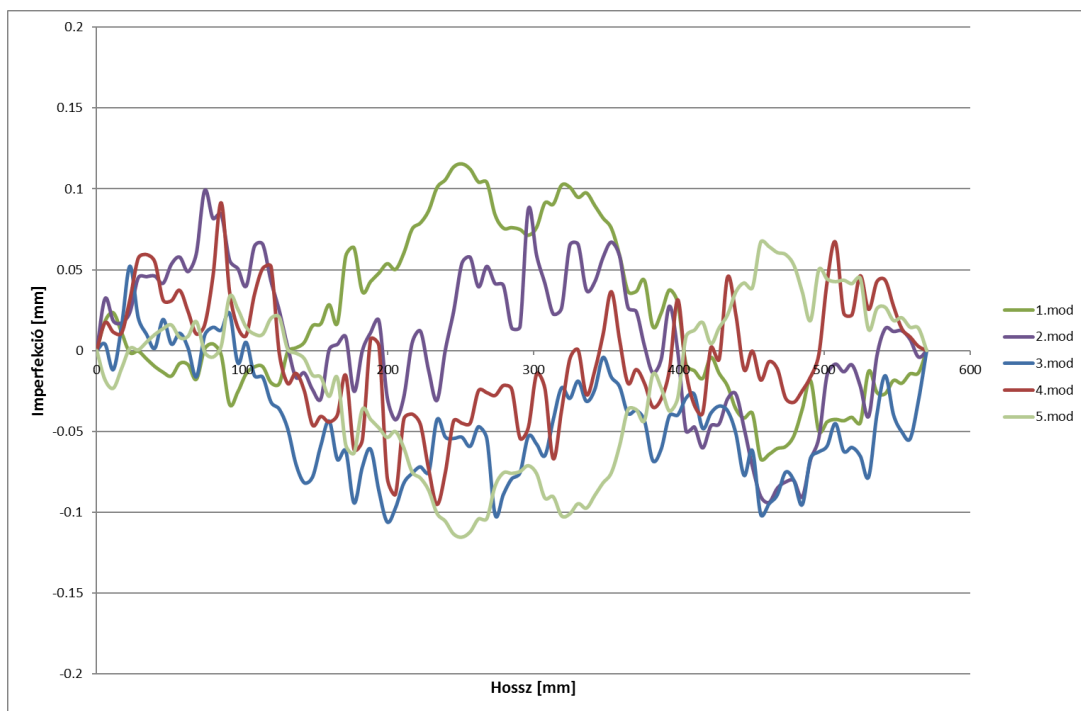
1. Az adatok rögzítése 50 Hz-es frekvencián történt, ezáltal kb. 1000 darab adatpont állt rendelkezésemre adott mérési sávon, a próbatest hosszától függően. A kiértékelés megkönnyítése érdekében a ponthalmazra irányonként 100 pontból álló görbét illesztettem. Az esetlegesen kiugró hibás mérési csúcsokat manuálisan redukáltam.
2. Az első kiértékelési mód során meghatároztam a közbenső sávokon mért (2-3-4 és 2-3-4-5-6, a próbatest szélességétől függően) maximális amplitúdókat oldalanként, majd ezen maximumok közül vettem a legnagyobbat. Ezután az oldalakon mért legnagyobb értékek átlaga alapján határoztam meg adott próbatest imperfekciójának mértékét. Egy adott próbatest egy oldalán mért eloszlásokat a 28. ábra reprezentálja. Az összesített eredményeket a 6. táblázat tartalmazza.
3. A második kiértékelési mód esetében a hegesztési varratokhoz legközelebb eső (1-5 és 1-7, a próbatest szélességétől függően) mérési sávok átlagát referencia eredményeknek tekintettem, majd ezen átlagértékeket kivonva a sávonkénti mérési eredményekből egy módosított imperfekció eloszlást kaptam. Az esetleges globális hatások kiszűrése miatt volt erre szükség, így tisztán lokális, a lemezelemek szélei között kialakult imperfekciókat tudtam figyelembe venni. A módosított eredmények kiértékelése hasonlóan a 2. lépésben leírtak szerint történt. Egy adott próbatest egy oldalán mért eloszlásokat a 29. ábra reprezentálja. Az összesített eredményeket a 7. táblázat tartalmazza.



28. ábra: Első kiértékelési módhoz tartozó imperfekció eloszlások sávonként (12-es jelű próbatest, C oldal, “oda” irány).

6. táblázat: Első kiértékelési módhoz tartozó végeredmények.

ID	f_y	b	t	L	b/t	$\bar{\lambda}_p$	oldal	e_{max}	b/e	átlag b/e
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]		[mm]	[-]	
12	500	150	6	570	25.0	0.591	A	0.3819	393	381
							B	0.3585	418	
							C	0.3572	420	
							D	0.5089	295	
11	500	250	4	500	62.5	1.554	A	0.3175	787	814
							B	0.6236	401	
							C	0.2178	1148	
							D	0.2721	919	
18	700	140	6	750	23.3	0.648	A	0.4875	287	267
							B	0.5219	268	
							C	0.9967	140	
							D	0.3746	374	
16	960	120	6	595	20.0	0.641	A	0.5180	232	298
							B	0.5336	225	
							C	0.3237	371	
							D	0.3280	366	
13	960	220	6	455	36.7	1.234	A	0.2861	769	859
							B	0.2861	769	
							C	0.2854	771	
							D	0.1953	1126	
7	960	250	6	500	41.7	1.411	A	0.3115	802	902
							B	0.1858	1346	
							C	0.3562	702	
							D	0.3290	760	
Átlag:									587	



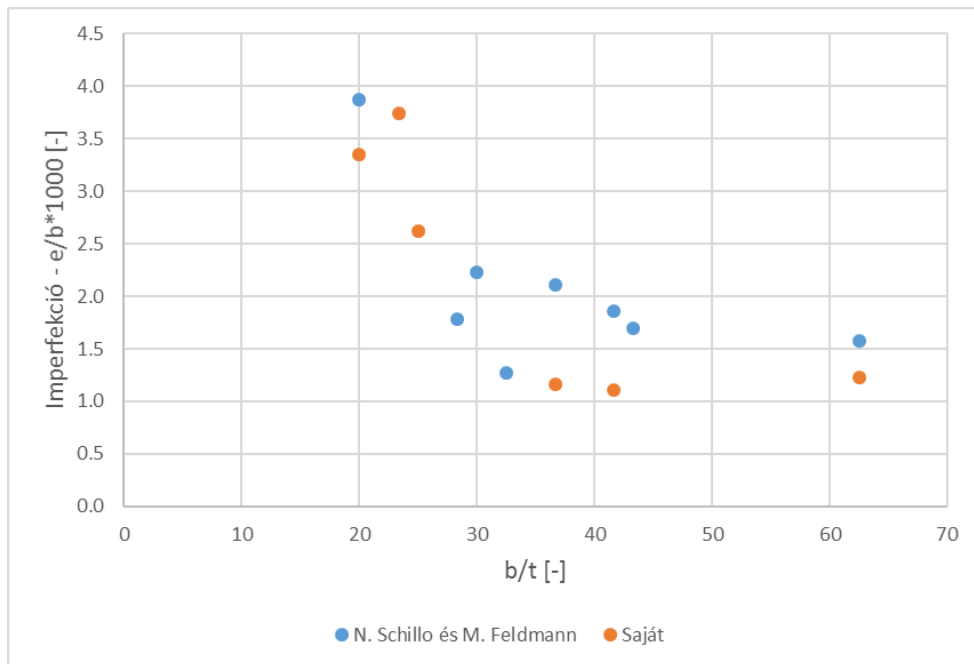
29. ábra: Második (módosított) kiértékeléshez tartozó imperfekció eloszlások sávonként (12-es jelű próbatest, C oldal, “oda” irány)

7. táblázat: Második (módosított) kiértékeléshez tartozó végeredmények

ID	f_y	b	t	L	b/t	$\bar{\lambda}_p$	oldal	e_{max}	b/e	átlag b/e
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]				
12	500	150	6	570	25.0	0.591	A	0.2039	736	930
							B	0.1741	861	
							C	0.1158	1296	
							D	0.1812	828	
11	500	250	4	500	62.5	1.554	A	0.1792	1395	1178
							B	0.3491	716	
							C	0.1930	1295	
							D	0.1912	1308	
18	700	140	6	750	23.3	0.648	A	0.1628	860	780
							B	0.1535	912	
							C	0.1922	728	
							D	0.2254	621	
16	960	120	6	595	20.0	0.641	A	0.3651	329	525
							B	0.2236	537	
							C	0.2960	405	
							D	0.1446	830	
13	960	220	6	455	36.7	1.234	A	0.2230	986	1412
							B	0.1560	1411	
							C	0.1520	1447	
							D	0.1220	1803	
7	960	250	6	500	41.7	1.411	A	0.1140	2192	1740
							B	0.2248	1112	
							C	0.1273	1963	
							D	0.1477	1692	
Átlag:									1094	

Az eredményekből jól látható, hogy az átlagos imperfekció az első esetben $\sim b/600$ körül alakul. A második esetben, amikor tisztán a lokális hatást vizsgáltam, az átlagos amplitúdó $\sim b/1100$. Mindkét kiértékelésnél jelentősen kisebbek az értékek az EN 1090-2 [27] által ajánlott gyártási toleranciánál ($b/250$).

Még egy fontos következtetés, hogy N. Schillo és M. Feldmann [22] által publikált imperfekció mérésekbe jól beleillenek a saját mérési eredmények, ahogy azt a lemezszélességre normalizált értékek is mutatják (30. ábra). Kijelenthető tehát, hogy a két különböző imperfekció vizsgálati módszer (lézeres és induktív) összhangban van egymással.



30. ábra: Lézeres (N. Schillo, M. Feldmann [22]) és indukciós (saját) imperfekció mérési eredmények összehasonlítása.

4.2.3.3 Alkalmazott imperfekciók

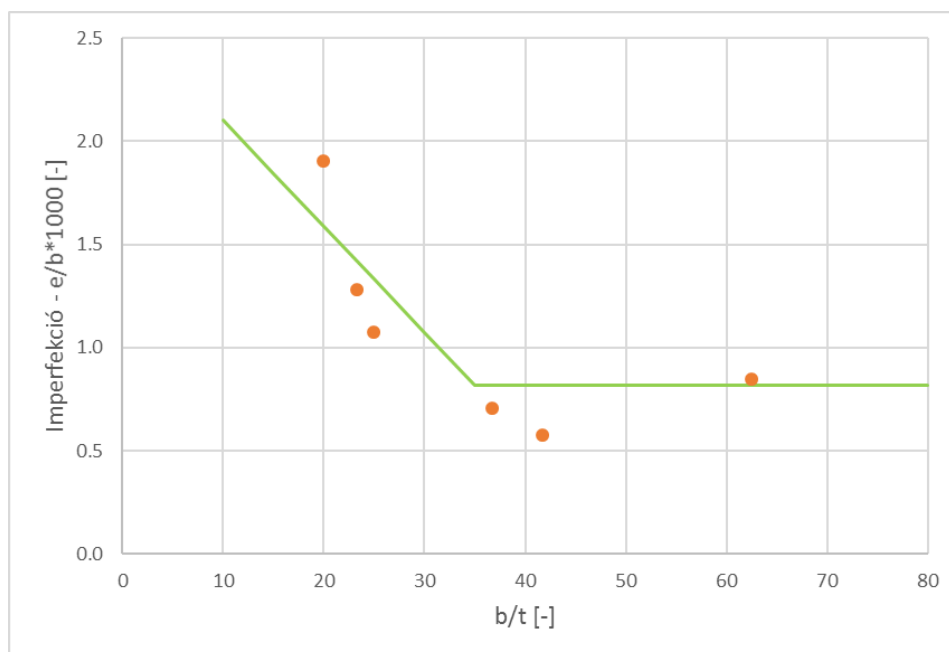
Az első determinisztikus numerikus vizsgálatoknál az Eurocode 1993-1-5 [23] által javasolt $b/200$ amplitúdójú ekvivalens geometriai imperfekciót használtam. A szabvány szerint ez az érték a geometriai és az anyagi imperfekciók (sajátfeszültség) együttes hatását tartalmazza.

A második és harmadik numerikus számításoknál csak a második (módosított) kiértékeléshez tartozó imperfekciókat alkalmaztam, mivel a korábbi mérési eredmények a próbatestek esetleges globális geometriai tökéletlenségeit is tartalmazhatják és nem csak a tiszta lokális imperfekciót. A mérési eredmények után levont legfontosabb következtetés, hogy a b/t arányoktól függenek, az anyagminőségtől (f_y) viszont függetlenek a lokális geometriai imperfekciók amplitúdói. A mérési eredményeimet lineárisan közelítettem $b/t=35$ -ig, utána konstans szakaszt feltételeztem (31. ábra). Az amplitúdók a (27)-(28) összefüggésekből számíthatók.

További információk hiányában alacsony szilárdságú számítások esetén is ezeket az összefüggéseket alkalmaztam.

$$\text{Ha } b/t \leq 35: e/b = \frac{-0.0513 \cdot \frac{b}{t} + 2.6131}{1000} \quad (27)$$

$$\text{Ha } b/t \geq 35: e/b = \frac{0.8176}{1000} \quad (28)$$



31. ábra: Saját imperfekció mérési eredmények közelítése.

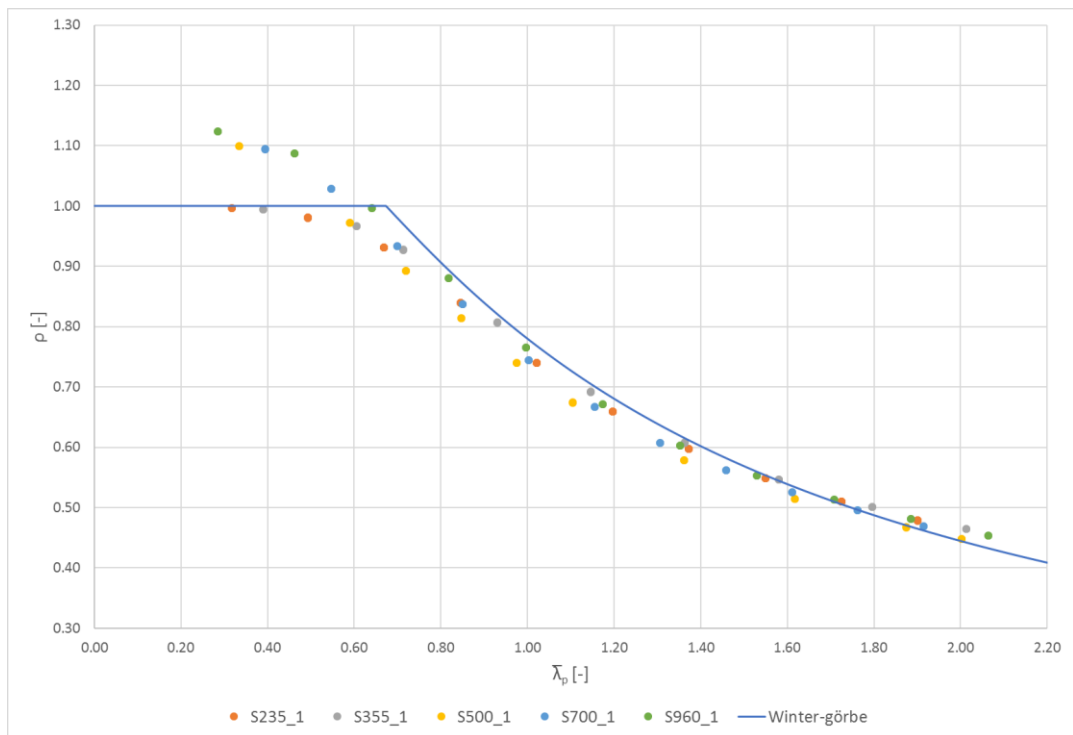
4.3 Eredmények bemutatása

4.3.1 Első eset

Az első determinisztikus számításokat az Eurocode 1993-1-5 [23] által ajánlott $b/200$ -as imperfekcióval és sajátfeszültségek figyelembevétele nélkül végeztem el (1-es indexszel ellátott eredmények) különböző lemeztavagságokra (4-8-12-16mm) és karcsúságokra.

Az eredményeket a 32. ábra mutatja be. Látható, hogy az értékek függetlenek az anyagminőségtől és a teherbírások jól megközelítik a szabványosított horpadási ellenállásokat. A lemeztavagságnak sincsen hatása, adott karcsúsághoz és adott anyagminőséghez tartozó pontok teljesen fedik egymást. Zömök zártszelvények esetén, a rugalmas horpadási határ előtt ($\lambda_p < 0.673$) még a képlékeny viselkedés dominál. Ebben a zónában az alacsony- és nagyszilárdságú anyagmodellek közötti különbségekből eredő eltérések figyelhetők meg. Nagyszilárdságú acéloknál nincsen egzakt folyási plató, ezért található az eredmények a $\rho = 1$ egyenes szakasz felett.

Belátható tehát, hogy a szabványosított Winter-görbe közel $b/200$ -as ekvivalens geometriai imperfekcióra van bekalibrálva.



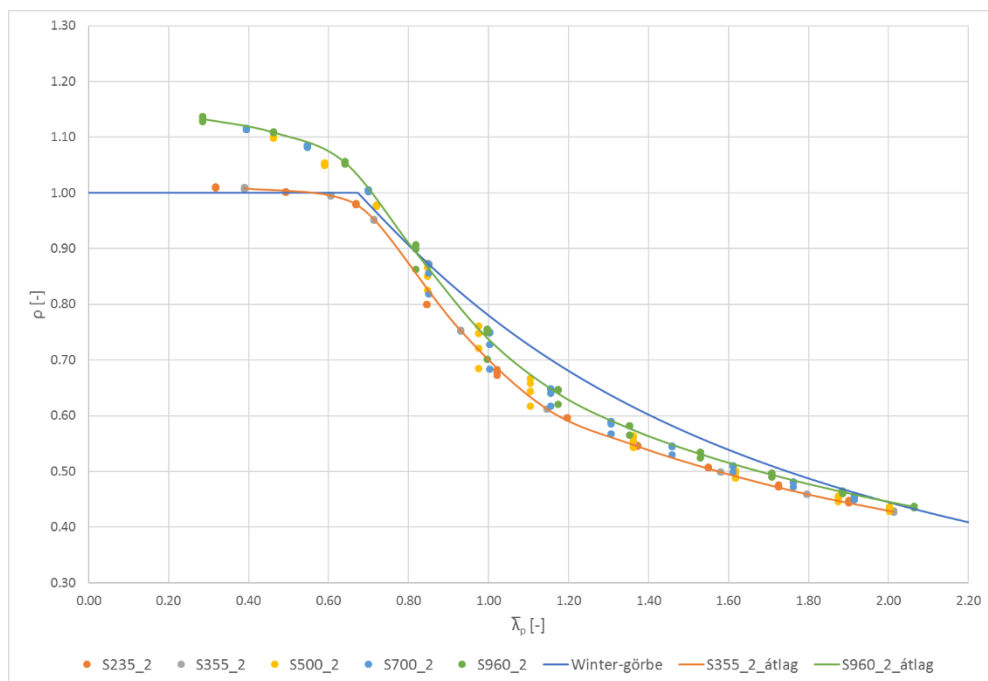
32. ábra: Első determinisztikus számítás: imperfekció: $e=b/200$; sajátfeszültség: nincs

4.3.2 Második és harmadik eset

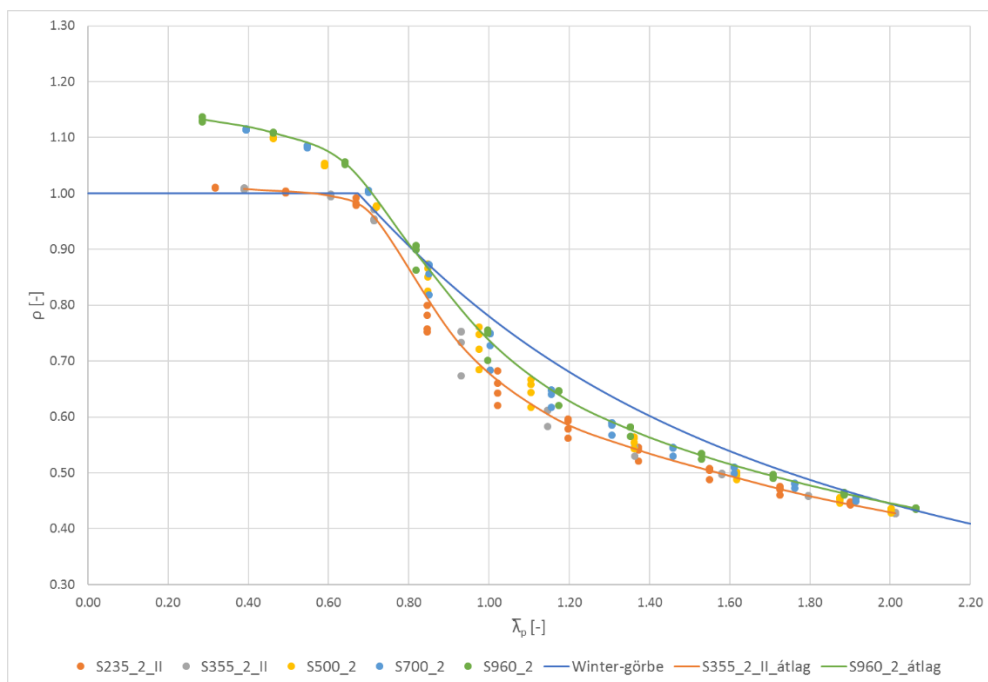
A második esetben a determinisztikus számításokat a 4.2.3.3 fejezetben (27)-(28) összefüggésekkel megadott lokális imperfekciókkal hajtottam végre (2-es indexszel ellátott eredmények). A sajátfeszültségek értéke alacsony szilárdságú anyag esetében $0.2f_y$ (nyomás) és f_y (húzás), nagyszilárdságú anyag esetében pedig a Somodi B. és Kövesdi B. [26] által javasolt értékeket használtam (4.2.2 fejezet (23)-(24) összefüggések). A számítások 4-16 mm közötti lemezvastagságok esetére történtek.

Az eredmények azt mutatják (33. ábra), hogy a sajátfeszültségek hatása miatt adott karcsúságon belül megjelentek a szórások a különböző lemezvastagságok között, de csak a nagyszilárdságú vizsgálatok esetén (S500-S700-S960). A lemezvastagság növelésével arányaiban fokozatosan nő a horpadási ellenállás. Egy karcsúságon belül szereplő pontok alulról felfelé a 4-8-12-16mm esetekhez tartozó teherbírásokat jelentik. Az eltérések a sajátfeszültség képlet tulajdonsága miatt jelentkeznek, ugyanis a vastagság és a maradó nyomófeszültségek értéke egymással fordítottan arányosak: a vastagság növelésével csökken a nyomó sajátfeszültség húzó sajátfeszültséghez viszonyított aránya.

Jól látható az is, hogy a sajátfeszültségeknek a $\sim 0.8\div 1.2$ karcsúsági tartományban van a legnagyobb hatása. A két átlaggörbe (S355 és S960) ekkor tér el egymástól a legjobban, előtte/utána egymás felé tartanak. A magyarázatot abban kell keresni, hogy a görbe töréspontján túl a platón képlékenyen viselkedik a szerkezet és ekkor a sajátfeszültségek le tudnak épülni, át tudnak rendeződni, ezáltal hatásuk elhanyagolható. Ugyancsak elhanyagolható a hatásuk nagy karcsúságok esetén, amikor rugalmas stabilitásvesztés következik be. A kettő közötti állapotban viszont a rugalmas-képlékeny viselkedés feltételezhető. A harmadik esetben alacsony- és nagyszilárdságú acéloknál is a pontosított sajátfeszültségeket vettem figyelembe. A különbség csak annyi az előzőktől, hogy S235-S355 anyagoknál is megjelentek a szórások a vastagság miatt, valamint az S355 átlaggörbe lejjebb került (34. ábra).



33. ábra: Második determinisztikus számítás: imperfekció: saját képlet; sajátfeszültség: $0.2f_y$ (S235-S355), Somodi B. és Kövesdi B. képlet (S500-S960)



34. ábra: Harmadik determinisztikus számítás: imperfekció: saját képlet; sajátfeszültség: Somodi B. és Kövesdi B. képlet

Az eredmények alapján azt a következtetést lehet levonni, hogy a Winter-görbe a hegesztett négyzetes zártszelvények esetén nincs minden esetben a biztonság oldalán. Ennek megfelelően vagy a görbe, vagy a vele egyidejűleg a horpadási ellenállás meghatározásához alkalmazott parciális tényező módosításra szorul. Ebből a célból végzem el a következő fejezetben bemutatott sztochasztikus vizsgálatokat.

5 SZTOCHASZTIKUS NUMERIKUS VIZSGÁLATOK

5.1 Bevezetés

A sztochasztikus numerikus vizsgálataim célja a lemezhorpadási görbék meghatározása és a szabványosított Winter-görbével való összehasonlítása a teherbírást befolyásoló paraméterek sztochasztikus jellegének figyelembevételével. Az analízis során egyes paramétereket valószínűségi változóként vettem fel meghatározott eloszlással, szórással és névleges értékkel. A sztochasztikus numerikus analízis alapgondolata az, hogy számos próbatestet virtuálisan hozunk létre, amelyeken numerikus szimuláció segítségével különböző vizsgálatok végezhetőek el a sokszor költséges laboratóriumi kísérletek helyett. A geometriai és anyagi paraméterek, valamint a szerkezeti és geometriai imperfekciók valós eloszlásának figyelembevételével előállított próbatestek horpadási ellenállása a numerikus végeselemes modell segítségével határozható meg. Ezután az eredmények statisztikailag kiértékelhetők, a karakterisztikus (5%-os kvantilis [32]) és tervezési (1%-os kvantilis [32]) teherbírássok számíthatók. Számos Monte Carlo szimulációt hajtottam végre hegesztett négyszög zártszelvényekre, úgynevezett válaszfelület módszer segítségével. A számítások S355 és S960 anyagminőségekkel történtek. A $\sim 0.6\div 1.6$ közötti karcsúságokat vizsgáltam, mivel az építőmérnöki gyakorlatban ebbe a tartományba esnek a leggyakrabban alkalmazott szerkezeti elemek. A vizsgált lemezzvastagságok: 5-8-12-16-20-30 mm.

Összességében három különböző esetet tanulmányoztam. Az ezekben alkalmazott különbségek:

1. Horpadási ellenállások meghatározása a JCSS (Joint Committee on Structural Safety) [28] által ajánlott relatív lemezzvastagság-szórás alapján.
2. Horpadási ellenállások meghatározása a lemezek vastagságára vonatkozó alsó gyártási toleranciát (EN 10029 [29]) figyelembe vevő relatív lemezzvastagság-szórás alapján.
3. Horpadási ellenállások meghatározása a lemezek vastagságára vonatkozó alsó-felső gyártási toleranciát (EN 10029 [29]) figyelembe vevő relatív lemezzvastagság-szórás alapján.

5.2 Valószínűségi változók

5.2.1 Geometriai jellemzők

Valószínűségi változónak a lemezzs szélességet (b) és a lemezzvastagságot (t) vettem fel. A JCSS [28] ajánlása szerint a geometriai paraméterek normális eloszlást követnek, valamint a vastagság relatív szórása (CoV: Coefficient of Variation) $v_t=0.05$, míg a szélességé $v_b=0.005$. A várható értékek (t_{mean}) megegyeznek a névleges értékekkel (t_{nom}). Ezeket a javaslatokat alkalmaztam az első vizsgálataim során.

A második esetben N. Schillo et al. [30] észrevételeit felhasználva végeztem el a számításokat. A szerzők a konstans relatív lemezzvastagság-szórás helyett a vastagság várható értékétől (t_{mean}) függő szórásmodellt javasolnak ((29) *összefüggés*), ugyanis az 5%-os relatív szórás és pl. $t=6\text{mm}$ -es lemez esetén a mintadarabok 16%-a [30] az alsó gyártási tolerancia alá esne, ha az EN 10029 „B” gyártási osztályra előírt -0.3mm -es értéket [29] vennénk alapul (8. táblázat).

8. táblázat: Lemezvastagság gyártási toleranciák, EN 10029 [29].

Nominal thickness	Tolerances on nominal thickness ¹⁾							
	Class A		Class B		Class C		Class D	
	Lower	Upper	Lower	Upper	Lower	Upper	Lower	Upper
> 3 < 5	-0.4	+0.8	-0.3	+0.9	-0	+1.2	-0.6	+0.6
> 5 < 8	-0.4	+1.1	-0.3	+1.2	-0	+1.5	-0.75	+0.75
> 8 < 15	-0.5	+1.2	-0.3	+1.4	-0	+1.7	-0.85	+0.85
> 15 < 25	-0.6	+1.3	-0.3	+1.6	-0	+1.9	-0.95	+0.95
> 25 < 40	-0.8	+1.4	-0.3	+1.9	-0	+2.2	-1.1	+1.1
> 40 < 80	-1.0	+1.8	-0.3	+2.5	-0	+2.8	-1.4	+1.4
> 80 < 150	-1.0	+2.2	-0.3	+2.9	-0	+3.2	-1.6	+1.6
> 150 < 250	-1.2	+2.4	-0.3	+3.3	-0	+3.6	-1.8	+1.8

A normális eloszlás jellegéből adódóan a tervezési lemezvastagság (1‰) 3.09σ (σ = abszolút szórás vagy egyszerűen csak szórás) távolságra van a várható értéktől, azonban széleskörben elfogadottnak számít a 3σ -ra kerekített távolság. Ezt az egyszerűsítést alkalmazva N. Schillo et al. [30] a (29) összefüggést javasolta a lemezvastagság relatív szórására, amelyet a számításaimban is felhasználtam. A vastagság névleges értéke megegyezik a várható értékkel.

$$v_t = \min \left(0.05; 0.3 \cdot \frac{1}{t_{mean}} \cdot \frac{1}{3} \right) \quad (29)$$

A harmadik esetben is az előzőekben leírt megfontolásokat alkalmaztam, de már a felső gyártási toleranciákat is figyelembe véve. Mivel „B” osztály esetén az alsó gyártási mérettűrések konstansok a felsők viszont függenek a lemezvastagságtól (8. táblázat), ezért a várható értékek nem egyeznek meg a névleges értékekkel. A várható értékeket fel kell transzformálni a lemezvastagsági tartományoktól függően. Az alkalmazott relatív szórásokat a 9. táblázat tartalmazza.

9. táblázat: Módosított várható értékek és relatív szórások névleges értékektől és gyártási toleranciáktól függően.

Névleges vastagság (t_{nom})	Gyártási tolerancia "B" osztály esetén		Várható érték (t_{mean})	Relatív szórás (v_t)
	alsó	felső		
$3 \leq t < 5$	-0.3	+0.9	$t_{nom} + 0.30$	$0.60 \cdot \frac{1}{t_{mean}} \cdot \frac{1}{3}$
$5 \leq t < 8$	-0.3	+1.2	$t_{nom} + 0.45$	$0.75 \cdot \frac{1}{t_{mean}} \cdot \frac{1}{3}$
$8 \leq t < 15$	-0.3	+1.4	$t_{nom} + 0.55$	$0.85 \cdot \frac{1}{t_{mean}} \cdot \frac{1}{3}$
$15 \leq t < 25$	-0.3	+1.6	$t_{nom} + 0.65$	$0.95 \cdot \frac{1}{t_{mean}} \cdot \frac{1}{3}$
$25 \leq t < 40$	-0.3	+1.9	$t_{nom} + 0.80$	$1.10 \cdot \frac{1}{t_{mean}} \cdot \frac{1}{3}$

5.2.2 Anyagjellemzők

A rugalmassági moduluszt (E) determinisztikus paraméterként kezeltem, értéke 210 000 MPa minden esetben. Az anyagminőségre valószínűségi változóként tekintettem a JCSS ajánlása alapján [28] lognormális eloszlás feltételezésével. A relatív szórásra (v_{fy}) N. Schillo et al. [30] publikációjában leírtakat alkalmaztam (10. táblázat). Az Eurocode 1993-1-1 [31] szerint az acélminőség névleges értékét a karakterisztikus értékben kell meghatározni, amely az Eurocode 1990 [32] szerint az 5%-os kvantilisnek felel meg ($f_y=f_{y,nom}$). A lognormális eloszlás μ és σ paramétereinek segítségével ((30)-(31) összefüggések) meghatározható az acélminőségek névleges- és várható értékeinek aránya ($f_y/f_{y,mean}$) a relatív szórástól függően (10. táblázat).

$$\mu = \ln(f_{y,mean}) - 0.5 \cdot \ln(1 + v_{fy}^2) \quad (30)$$

$$\sigma = \sqrt{\ln(1 + v_{fy}^2)} \quad (31)$$

10. táblázat: Az acélminőség relatív szórása (N. Schillo et al. [30]) és a névleges-várható értékek aránya lognormális eloszlás feltételezésével.

Névleges acélminőség	Relatív szórás (v_{fy})	$f_y/f_{y,mean}$
$f_y \leq 300$	0.070	0.8892
$300 < f_y \leq 450$	0.055	0.9122
$450 < f_y \leq 600$	0.045	0.9278
$f_y > 600$	0.033	0.9467

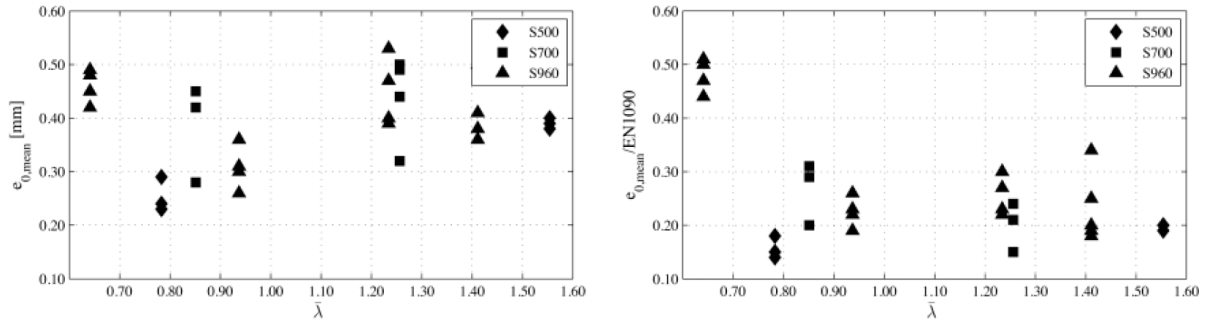
A 4.2.1 fejezetben leírt anyagi viselkedéseket alkalmaztam, S355 acél esetén lineárisan rugalmas – képlékeny felkeményedő, S960 esetén pedig Ramberg-Osgood anyagmodellt.

5.2.3 Sajátfeszültség

A sztochasztikus számításoknál csak a nyomó sajátfeszültséget (σ_{rc}) alkalmaztam független valószínűségi változóként, mivel a húzó sajátfeszültség értéke és szélessége az anyagminőségtől és a geometriai kialakítástól függ. A nyomófeszültség várható értéke megegyezik a 4.2.2 fejezet (23)-(24) összefüggéseiben leírtakkal, valamint Somodi B. és Kövesdi B. szerint normális eloszlás és $v_{rc}=0.17$ relatív szórás jellemzi [26].

5.2.4 Lokális geometriai imperfekció

A lokális geometriai imperfekció lemezszélességre fajlagosított értékét tekintettem valószínűségi változónak. Az imperfekció sztochasztikus paramétereinek felvételéhez az egyéni kísérleteimen kívül (4.2.3.2 fejezet, 6. táblázat) felhasználtam a 4.2.3.1 fejezetben már említett vizsgálatokat is, így nagyobb biztonsággal tudtam meghatározni az imperfekció eloszlását és szórását. N. Schillo és M. Feldmann [22] publikációjában található diagramok alapján (35. ábra) megállapíthatók voltak az amplitúdók az egyes próbatestek esetére (11. táblázat). Ezután összesen 54 darabos adathalmaz állt rendelkezésemre, amelyre az EasyFit [33] célprogrammal különböző eloszlásokat illesztettem, majd értékelttem azokat a Kolmogorov-Szmirnov próba alapján.

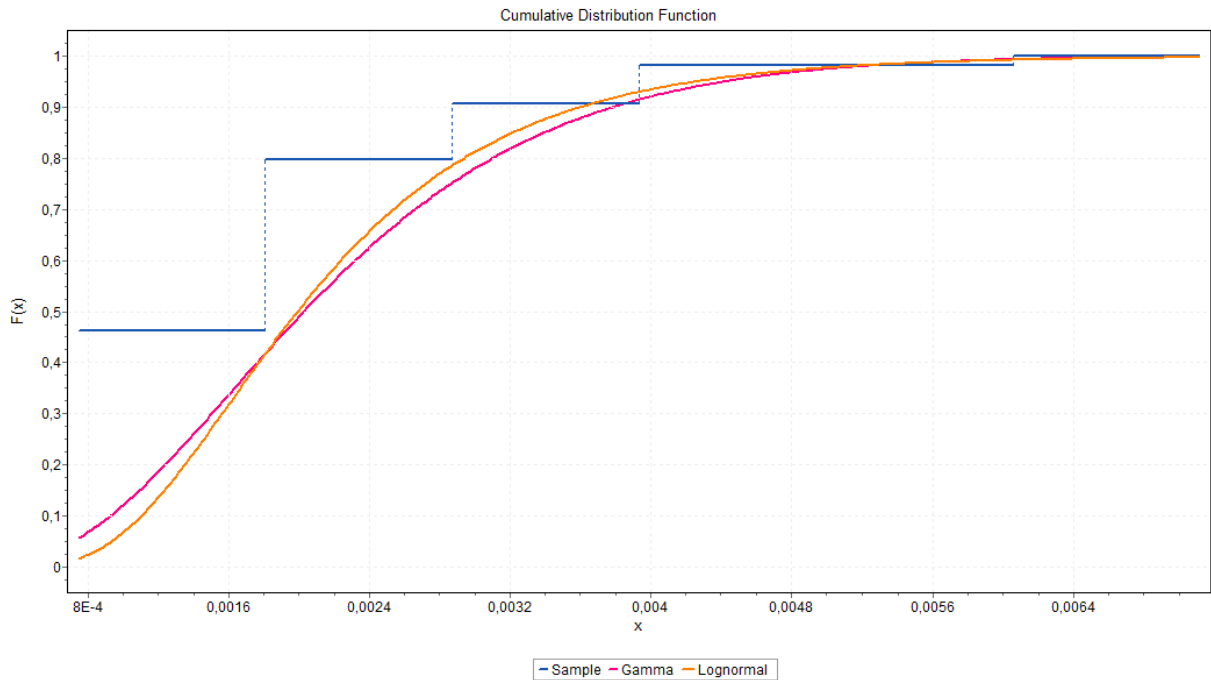


35. ábra: Imperfekció mérések próbatestenként (N. Schillo és M. Feldmann [22]).

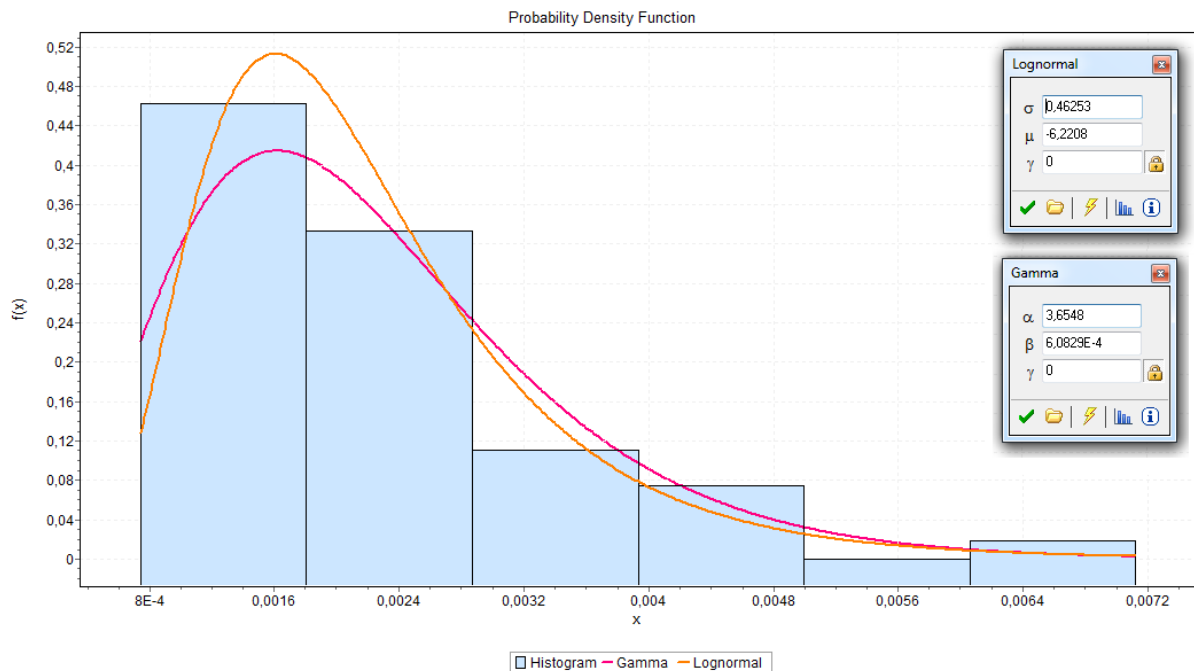
11. táblázat: Az amplitúdók értékei N. Schillo és M. Feldmann [22] diagramjai alapján.

f_y	b	t	b/t	$\bar{\lambda}_p$	$e_{0,mean}$	b/e	átlag $e_{0,mean}$	átlag b/e
[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm/próbatest]	[-]	[mm]	[-]
500	195	6	32.5	0.783	0.29	672	0.2533	778
					0.24	813		
					0.23	848		
	250	4	62.5	1.554	0.40	625	0.3900	641
					0.39	641		
					0.38	658		
700	180	6	30.0	0.851	0.45	400	0.3833	490
					0.42	429		
					0.28	643		
	260	6	43.3	1.256	0.50	520	0.4375	614
					0.49	531		
					0.44	591		
960	120	6	20.0	0.641	0.49	245	0.4600	262
					0.48	250		
					0.45	267		
					0.42	286		
	170	6	28.3	0.937	0.36	472	0.3075	560
					0.31	548		
					0.30	567		
					0.26	654		
	220	6	36.7	1.234	0.53	415	0.4475	499
					0.47	468		
					0.40	550		
					0.39	564		
250	6	41.7	1.411	0.68	324	0.4620	502	
				0.48	458			
				0.41	537			
				0.38	579			
					0.36	611		

Az Kolmogorov-Szmirnov teszt elméleti háttere az, hogy a tapasztalati és az elméleti eloszlásfüggvények (CDF: Cumulative Distribution Function) közötti függőleges eltérések maximuma szerint történik az illesztett eloszlások értékelése. Az ANSYS-ban [21] is megtalálható eloszlások közül a lognormális és a gamma eloszlás illeszkedett legjobban az 54 darab imperfekció értékre az EasyFit szerint (36. ábra). A minta hisztogramját és a sűrűségfüggvényeket (PDF: Probability Density Function) a 37. ábra mutatja be.



36. ábra: Az adathalmazra illesztett eloszlásfüggvények (CDF) [33].



37. ábra: Az adathalmaz hisztogramja és a sűrűségfüggvények (PDF) [33].

A két függvény közül a lognormális eloszlást alkalmaztam a sztochasztikus számítások során. A várható értéket a 4.2.3.3 fejezetben bemutatott saját mérési eredményeim alapján határoztam meg ((27)-(28) összefüggések). A relatív szórás $v_i=0.48841$, amelyet a lognormális eloszlás μ és σ paramétereinek felhasználásával (37. ábra) és a 5.2.2 fejezetben említett (30)-(31) összefüggésekből számítottam.

5.2.5 Valószínűségi változók összefoglalása

Összesen 5 darab valószínűségi változót használtam a sztochasztikus analízis során, amelyek paramétereit a 12. táblázatban foglaltam össze.

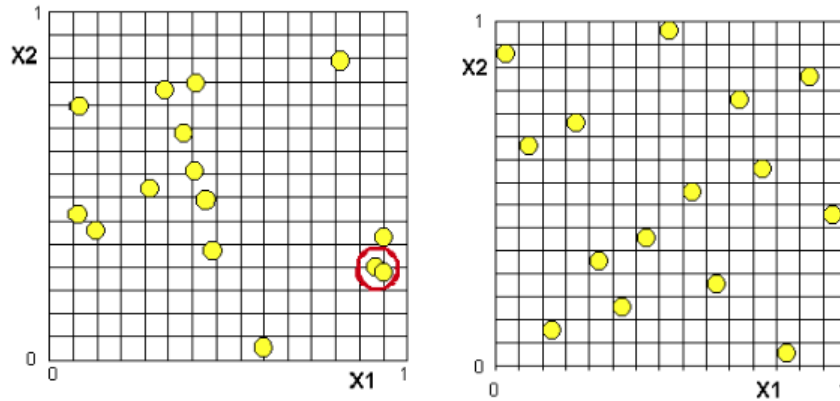
12. táblázat: Alkalmazott valószínűségi változók és sztochasztikus paramétereik.

Változó		Eloszlás	Várható érték		Relatív szórás
Szélesség	b	Normális	Névleges		0.005
Vastagság	t	Normális	1. típus	Névleges	0.05
			2. típus	Névleges	(29) képlet
			3. típus	9. táblázat	
Acélminőség	f_y	Lognormál	10. táblázat		
Sajátfeszültség	σ_{rc}	Normális	(23)-(24) képlet		0.17
Lokális imperfekció	e/b	Lognormális	(27)-(28) képlet		0.48841

5.3 A sztochasztikus numerikus analízis menete

Az előző fejezetekben leírt numerikus modellel és valószínűségi változókkal végeztem el a sztochasztikus vizsgálatokat az ANSYS PDS moduljának segítségével (PDS: Probabilistic Design System) [21]. Céлом a lemezhorpadási görbék meghatározása és a szabványosított Winter-görbével való összehasonlítása volt különböző, eltérően felépített hegesztett zártszelvények esetében.

Első lépésben Monte Carlo szimulációt hajtottam végre latin hiperkocka mintavételezési eljárással. Ez a módszer abban különbözik a hagyományos eljárástól, hogy van egy fajta „emlékezete”: a véletlenszerű generálás során elkerüli a kiválasztott értékek csoportosulását [34]. A teljesen véletlen mintavételezésnél egyes tartományok üresen maradhatnak, más tartományokban pedig egymáshoz közel kerülnek a pontok, ahogy azt a 38. ábra is mutatja. Másik előnye a latin hiperkocka mintavételezési technikának, hogy a kis valószínűségű, az eloszlás határán lévő értékek közül is válogat, amely fontos a karakterisztikus (5%) és tervezési (1‰) ellenállások meghatározása esetén.



38. ábra: Hagyományos (bal) és latin hiperkocka (jobb) mintavételezési eljárás [34].

A Monte Carlo szimulációhoz szükséges mintaszám (n) nem a sztochasztikus változók mennyiségétől függ, hanem sokkal inkább a keresett valószínűségtől. Az alacsony valószínűségi tartományok biztos kiértékeléséhez $n \approx 30/P - 100/P$ minta szükséges, ahol P a kívánt valószínűséget jelenti [35]. Az 5%-os karakterisztikus ellenálláshoz tehát $n \approx 600 - 2000$, a tervezési ellenálláshoz (1%) $n \approx 30000 - 100000$ minta indokolt, ha megbízható eredményt szeretnénk kapni. Egy lehetséges megoldás a minták csökkentésére az úgynevezett válaszfelület módszer (Response Surface Method). Ebben az esetben a Monte Carlo szimuláció során kapott eredményekre válaszfelületet illesztnek különböző regressziós modellek segítségével. A számításaimban kvadratikus (másodfokú) regressziós modellt alkalmaztam a (32) összefüggés szerint [35].

$$RespSurf = \bar{x} \cdot \bar{A} \cdot \bar{x}^T + \bar{b} \cdot \bar{x}^T + c \quad (32)$$

ahol $\bar{x} = [x_1 \quad \dots \quad x_n]$ a változók vektora,

$$\bar{A} = \begin{bmatrix} a_{11} & \dots & a_{1n} \\ 0 & \dots & \dots \\ 0 & 0 & a_{nn} \end{bmatrix} \quad \text{kvadratikus együtthatók mátrixa,}$$

$$\bar{b} = [b_1 \quad \dots \quad b_n] \quad \text{lineáris együtthatók vektora,}$$

c konstans.

A válaszfelület megfelelő illesztéséhez, az első Monte Carlo szimuláció során szükséges minták száma a valószínűségi változók számától függ. Jelen esetben, 5 változó esetén 21 darab együtthatót jelent ez a regressziós modellben és összesen minimum $n=32$ darab virtuális kísérletet [34]. Az első lépésben végrehajtott Monte Carlo szimulációhoz $n_1=100$ darab mintát használtam. Ezután az illesztett válaszfelületen újabb Monte Carlo szimulációt alkalmaztam, amely esetében a véletlenszerű mintavételezés szintén a megadott eloszlások alapján történt azzal a különbséggel, hogy a teherbírások nem újabb futtatásokkal lettek meghatározva, hanem a válaszfelületekhez előállított approximációs függvény felhasználásával. Ebben a második szimulációs lépésben $n_2=100000$ -et alkalmaztam, amely teljesíti a követelményeket ($n \approx 30000 - 100000$).

Az alkalmazott szimulációs technika érvényesítéséhez és az első Monte Carlo futtatás (n_1) megfelelő mintaszámának meghatározásához érzékenységvizsgálatot hajtottam végre. Összesen 7 darab teljes futtatást végeztem (első Monte Carlo a numerikus modellen +

válaszfelület illesztése + második Monte Carlo a válaszfelületen) egy adott geometriai kialakításra (S355, b=320mm, t=8mm). Mindegyiknél meghatározásra kerültek a karakterisztikus (5%) és tervezési (1%) ellenállások. Az n=1000 esetet tekintetem pontos megoldásnak, valamint egy n=500-as és öt n=100-as vizsgálat is történt. Az eredményeket összefoglalóan a 13. táblázat - 14. táblázat tartalmazza. A kis eltérésekből látható, hogy az n=100 mintaszámú szimulációk elegendően pontos eredményt adnak, ezért a további vizsgálataim során $n_1=100$ -at és $n_2=100000$ -et alkalmaztam.

13. táblázat: Érzékenységvizsgálat a karakterisztikus ellenállások meghatározásához.

Karakterisztikus ellenállás (5%) [kN]			Eltérés n=100 és n=1000 között
n=1000	n=500	n=100	
2538.5	2537.4	2515.6	-0.9%
		2553.1	0.6%
		2531.7	-0.3%
		2537.0	-0.1%
		2546.3	0.3%
		Átlag:	-0.1%

14. táblázat: Érzékenységvizsgálat a tervezési ellenállások meghatározásához.

Tervezési ellenállás (1%) [kN]			Eltérés n=100 és n=1000 között
n=1000	n=500	n=100	
2173.2	2128.0	2115.0	-2.7%
		2141.4	-1.5%
		2163.9	-0.4%
		2143.9	-1.3%
		2164.4	-0.4%
		Átlag:	-1.3%

A megfelelő lemezhorpadási görbék meghatározásához nagyszámú vizsgálatot hajtottam végre. A $\sim 0.6 \div 1.6$ karcsúsági tartományban lemezvastagságonként 5 karcsúsági értéket vettem figyelembe. Minden konfigurációt beleszámítva (5-8-12-16-20-30mm) ez 30 darab Monte Carlo szimulációt jelent. Összesen 6 különböző esetre történtek a vizsgálatok: két anyagminőségre (S355, S960) és anyagminőségként három eltérő relatív lemezvastagság-szórásra (lásd 5.1 és 5.2.1 fejezetek), így együttevve $6 \times 30 = 180$ darab külön szimuláció történt, ami $180 \times 100 = 18000$ virtuális kísérletnek felel meg. A konfigurációkat a 15. táblázat - 16. táblázat tartalmazza összefoglalóan.

15. táblázat: S355 konfigurációk a három lemeztvastagság-szórás esetében.

Acélminőség: S355						
b/t	t	b	L	$\bar{\lambda}_p$	A	N_{pl}
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[kN]
35	5	175	525	0.714	3400	1207
45		225	675	0.930	4400	1562
55		275	825	1.147	5400	1917
65		325	975	1.363	6400	2272
75		375	1125	1.580	7400	2627
35	8	280	840	0.714	8704	3090
45		360	1080	0.930	11264	3999
55		440	1320	1.147	13824	4908
65		520	1560	1.363	16384	5816
75		600	1800	1.580	18944	6725
35	12	420	1260	0.714	19584	6952
45		540	1620	0.930	25344	8997
55		660	1980	1.147	31104	11042
65		780	2340	1.363	36864	13087
75		900	2700	1.580	42624	15132
35	16	560	1680	0.714	34816	12360
45		720	2160	0.930	45056	15995
55		880	2640	1.147	55296	19630
65		1040	3120	1.363	65536	23265
75		1200	3600	1.580	75776	26900
35	20	700	2100	0.714	54400	19312
45		900	2700	0.930	70400	24992
55		1100	3300	1.147	86400	30672
65		1300	3900	1.363	102400	36352
75		1500	4500	1.580	118400	42032
35	30	1050	3150	0.714	122400	43452
45		1350	4050	0.930	158400	56232
55		1650	4950	1.147	194400	69012
65		1950	5850	1.363	230400	81792
75		2250	6750	1.580	266400	94572

16. táblázat: S960 konfigurációk a három lemeztvastagság-szórás esetében.

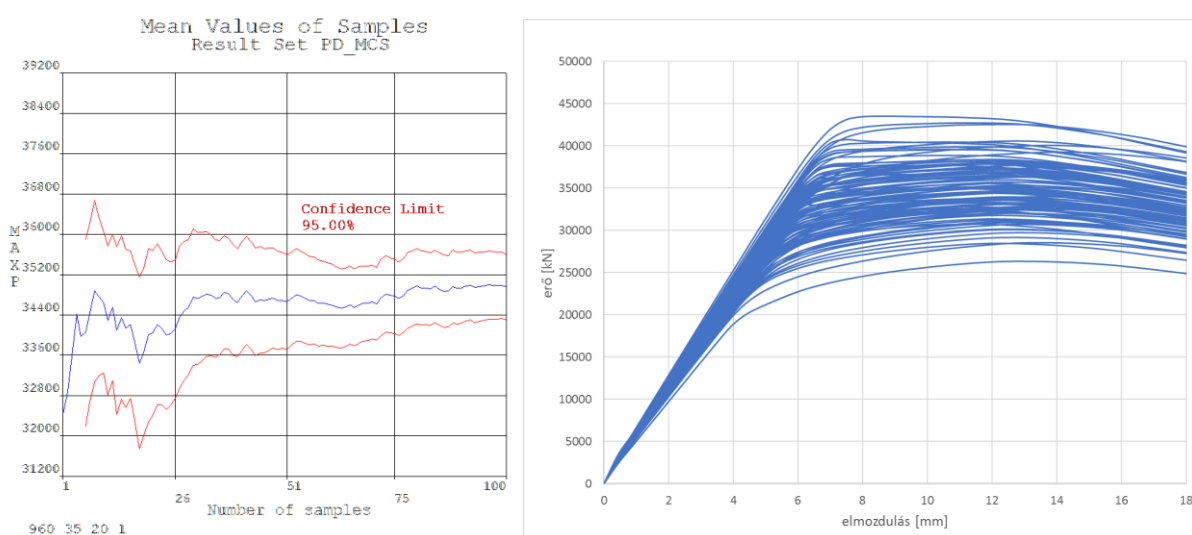
Acélminőség: S960						
b/t	t	b	L	$\bar{\lambda}_p$	A	N_{pl}
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[kN]
20	5	100	300	0.641	1900	1824
25		125	375	0.818	2400	2304
30		150	450	0.996	2900	2784
35		175	525	1.174	3400	3264
45		225	675	1.530	4400	4224
20	8	160	480	0.641	4864	4669
25		200	600	0.818	6144	5898
30		240	720	0.996	7424	7127
35		280	840	1.174	8704	8356
45		360	1080	1.530	11264	10813
20	12	240	720	0.641	10944	10506
25		300	900	0.818	13824	13271
30		360	1080	0.996	16704	16036
35		420	1260	1.174	19584	18801
45		540	1620	1.530	25344	24330
20	16	320	960	0.641	19456	18678
25		400	1200	0.818	24576	23593
30		480	1440	0.996	29696	28508
35		560	1680	1.174	34816	33423
45		720	2160	1.530	45056	43254
20	20	400	1200	0.641	30400	29184
25		500	1500	0.818	38400	36864
30		600	1800	0.996	46400	44544
35		700	2100	1.174	54400	52224
45		900	2700	1.530	70400	67584
20	30	600	1800	0.641	68400	65664
25		750	2250	0.818	86400	82944
30		900	2700	0.996	104400	100224
35		1050	3150	1.174	122400	117504
45		1350	4050	1.530	158400	152064

5.4 Eredmények bemutatása

5.4.1 A Monte Carlo szimuláció során kapott eredmények

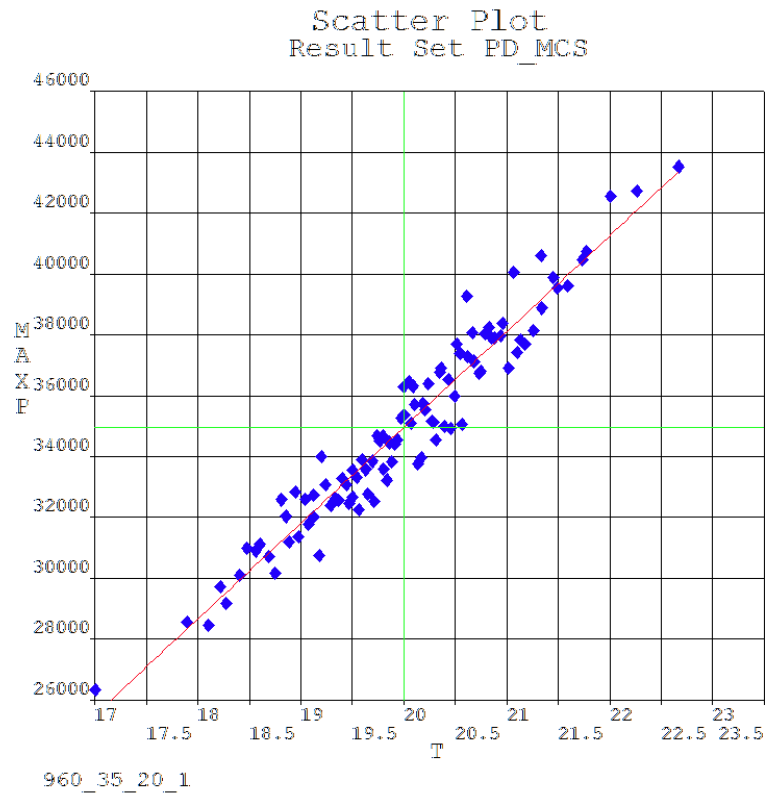
A 180 darab különálló Monte Carlo szimuláció közül egyet önkényesen kiválasztva mutatom be a számítás során kapott végeredményeket. Az első típusú lemeztvastagság-szórás vizsgálatokból (5.2.1. fejezet) részletezem az S960 acélminőségű, $b/t=35$ és $t=20$ mm konfigurációt (960_35_20_1 = f_y _b/t_t_szórástípus).

Minden szimuláció során, többféleképpen lehet következtetéseket levonni az eredmények helyességét illetően. Az első fontos grafikon az 100 virtuális kísérlet átlag teherbírásának alakulásáról ad tájékoztatást (39. ábra bal oldal). Jól látható, hogy a minták számát egyre növelve ellaposodik a görbe, az átlag értékek konvergálnak, így az $n_1=100$ eset elegendőnek bizonyult [35]. A másik lényeges ábrázolás a virtuális kísérletek erő-elmozdulás diagramja (39. ábra jobb oldal). Viszonylag nagy szórás tapasztalható a teherbírások tekintetében, ellenben nincsen kiugró érték, amely a numerikus modell helytelen beállítására adhatna okot.

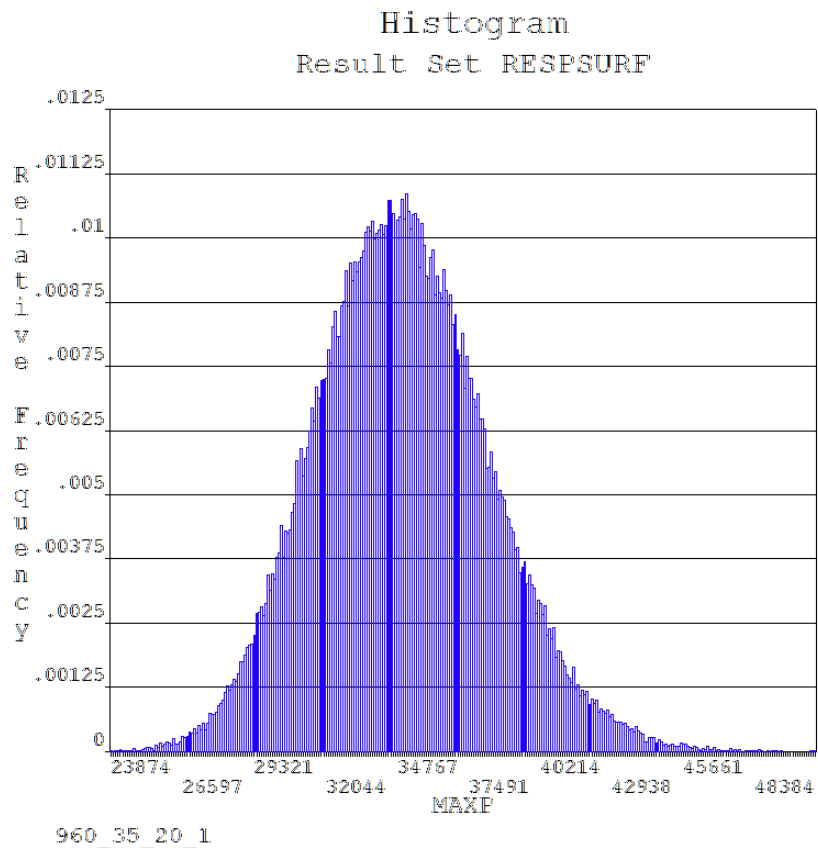


39. ábra. A 100 darab virtuális kísérlet átlagának alakulása (bal) és erő-elmozdulás diagramja (jobb).

Az első Monte Carlo szimuláció során legenerált paraméterek és a hozzájuk tartozó teherbírás értékek kapcsolatából is következtethetünk arra, hogy hibával terhelt végeredményt kaptunk-e vagy sem. A 41. ábra reprezentálja, hogy az eredmények a lineáris trendvonal körül szórnak, ezáltal megbízhatónak tekinthetők. Ezen diagramok az összes valószínűségi változó-teherbírás kapcsolatról lekérhetőek és kiértékelhetőek, nem csak az első Monte Carlo módszer esetében, hanem a válaszfelület illesztése után is. A legfontosabb ábrázolás a válaszfelületen újra elvégzett Monte Carlo szimuláció által meghatározott teherbírások hisztogramja (41. ábra). Látható, hogy a végeredmények közel normális eloszlást követnek, valamint a diagram súlypontja az ábra bal oldala felé koncentrálódott. Utóbbi magyarázatát az egyes valószínűségi változók (folyáshatár és geometriai imperfekció) aszimmetrikus (lognormális) eloszlásában kell keresni. Az előállított hisztogram alapján könnyen meghatározhatók az egyes kvantilisekhez tartozó teherbírásértékek. Esetemben az 5%-oshoz tartozó (karakterisztikus) és az 1%-oshoz tartozó (tervezési) teherbírások voltak a mérvadók.



40. ábra: A Monte Carlo szimuláció során legenerált lemezvastagságok és a hozzájuk tartozó teherbírásértékek kapcsolata.



41. ábra: A válaszfületen elvégzett második Monte Carlo szimulációból kapott teherbírások histogramja.

5.4.2 A sztochasztikus analízis során meghatározott teherbírás görbék

A sztochasztikus vizsgálatok eredményeinek kiértékelését három különböző lemeztvastagság-szórásmodellel hajtottam végre, ezeket mind külön (1, 2, 3) indexszel láttam el a számításaim során (5.1 és 5.2.1 fejezetek). A lemeztvastagsági tartományokat két kisebb halmazra bontottam szét: 5-8-12 mm-es (magasépítési szerkezetek) és 16-20-30 mm-es (hídépítési szerkezetek) konfigurációkat vizsgáltam.

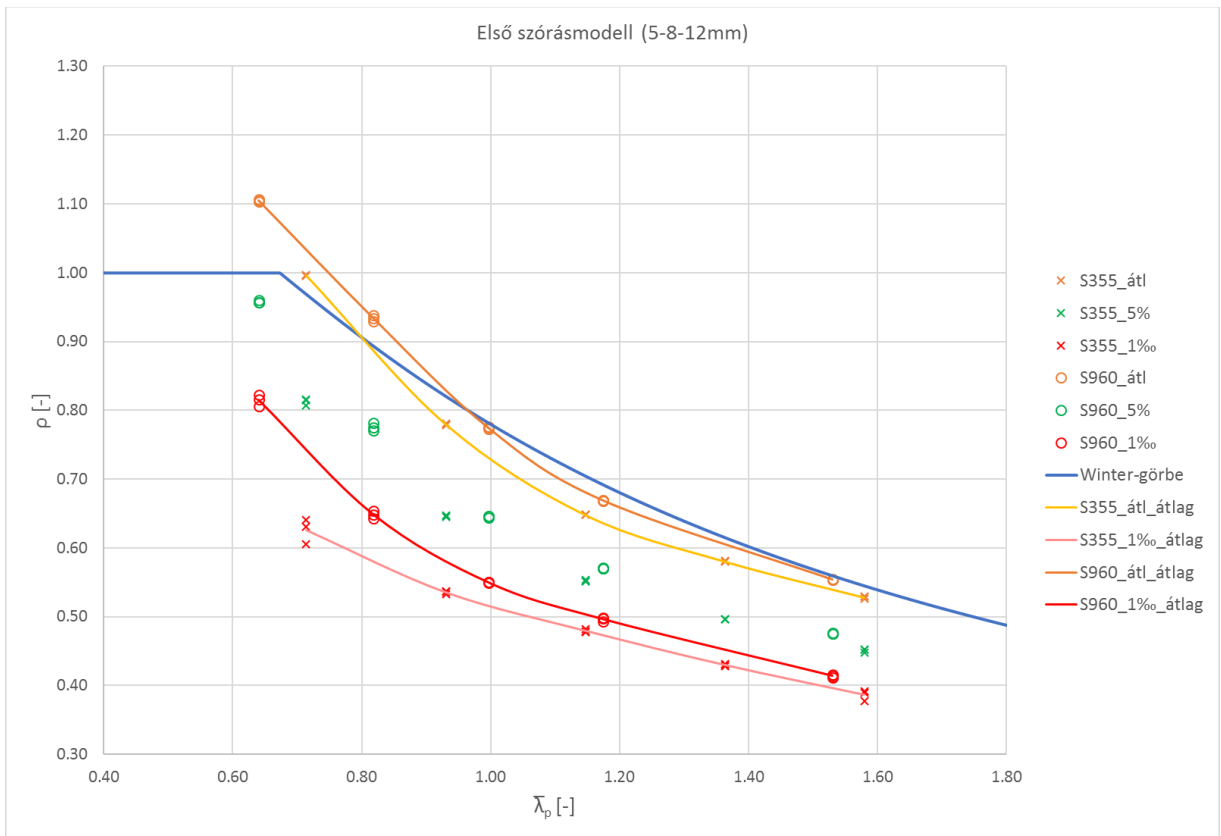
A teherbírás csökkentő tényezőket (ρ) a zártszelvények névleges geometriai (A_{nom}) és szilárdsági ($f_y=f_{y,nom}$) jellemzői alapján számítottam a (33) összefüggés alapján, ahol N_{sim} a sztochasztikus numerikus analízis során meghatározott teherbírás értékét jelöli.

$$\rho = \frac{N_{sim}}{A_{nom} \cdot f_y} \quad (33)$$

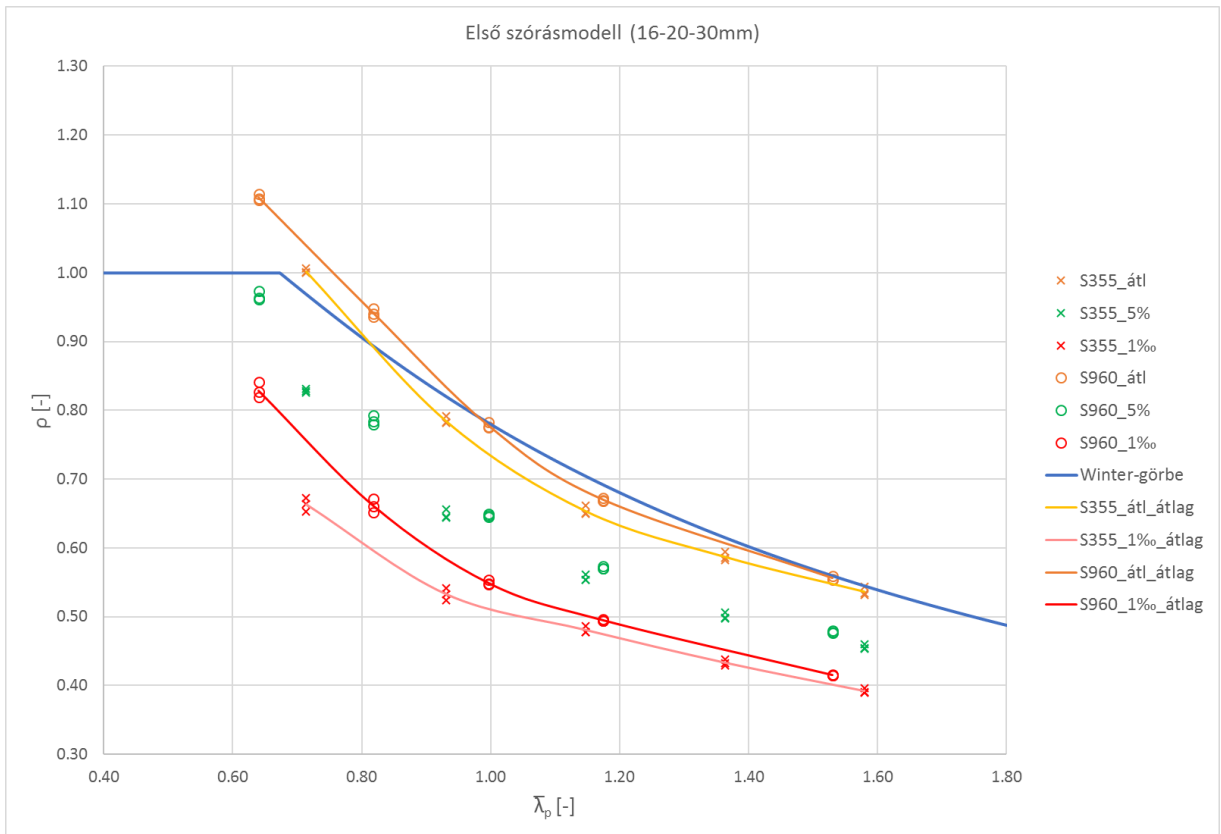
A következő alfejezetekben felsorolt diagramok átláthatóságának megkönnyítése érdekében különböző színeket és jelöléseket használtam:

- a narancs, zöld és piros pontok minden esetben az átlag, 5%-os (karakterisztikus) és 1%-os (tervezés) teherbírásokat jelentik,
- az „x” jelölők mindig az S355, az „o” jelölők mindig az S960 eredményekre vonatkoznak,
- a különböző lemeztvastagságokat az egyes karcsúsági értékekhez és színekhez tartozó pontok szóródása reprezentálja, amely pont-csoportosulások átlagértékére görbét illesztettem (az 5%-os eredmények kivételével).

5.4.2.1 Első lemeztvastagság-szórástípus eredményei

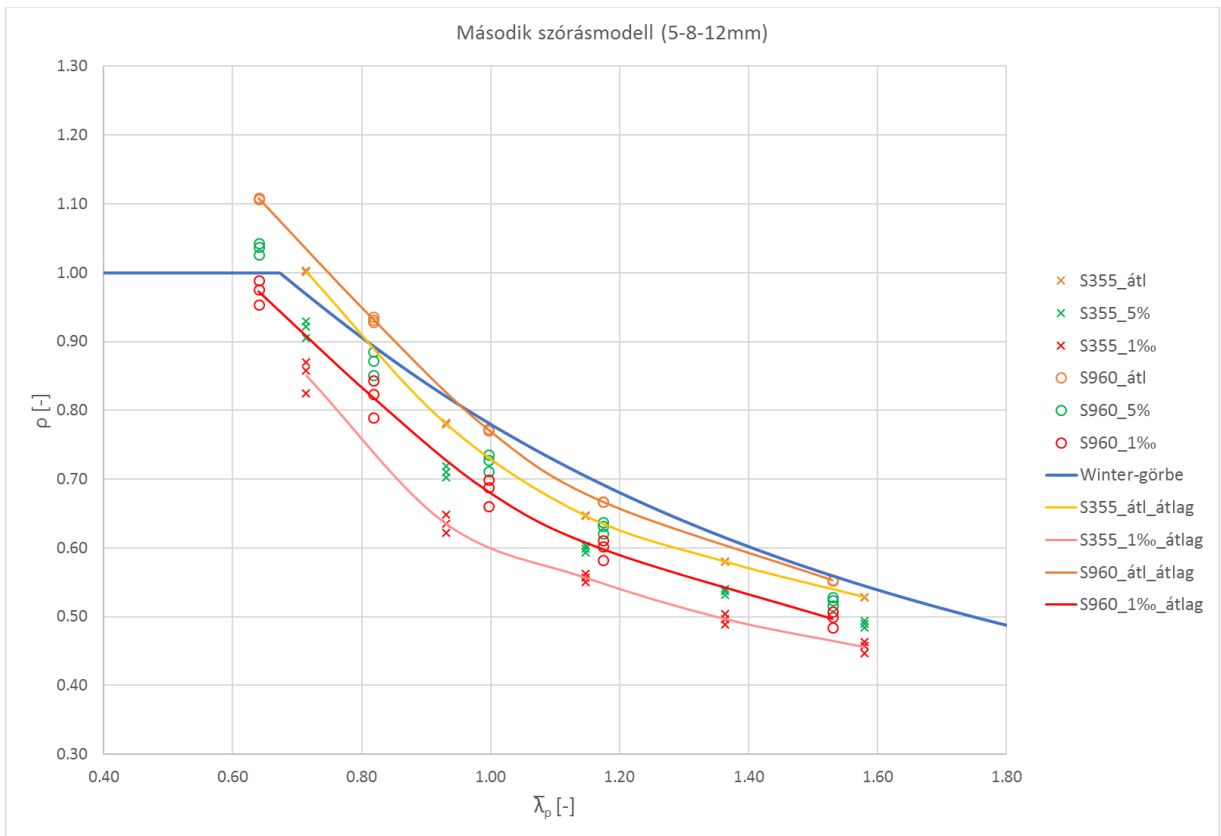


42. ábra: Első szórásmodell eredményei 5-8-12mm lemeztvastagságok esetén.

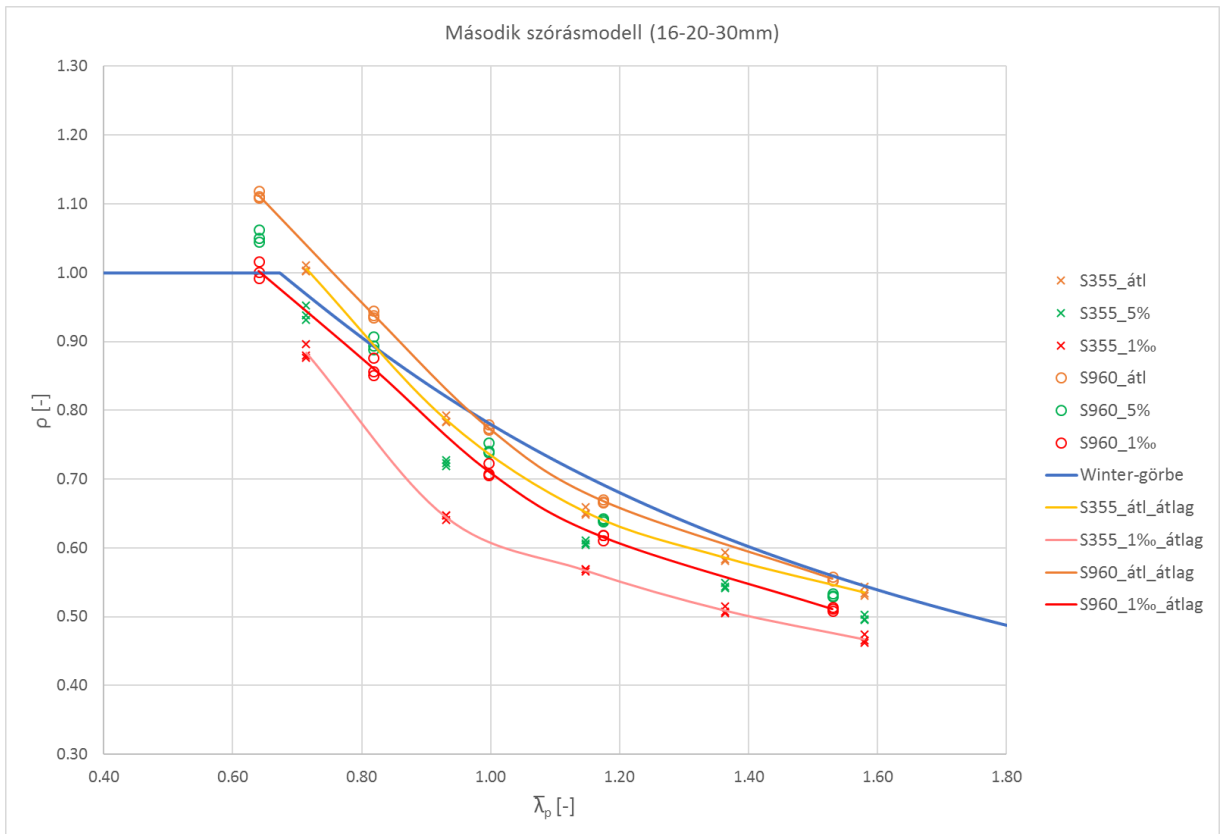


43. ábra: Első szórásmodell eredményei 16-20-30mm lemeztvastagságok esetén.

5.4.2.2 Második lemezvastagság-szórástípus eredményei

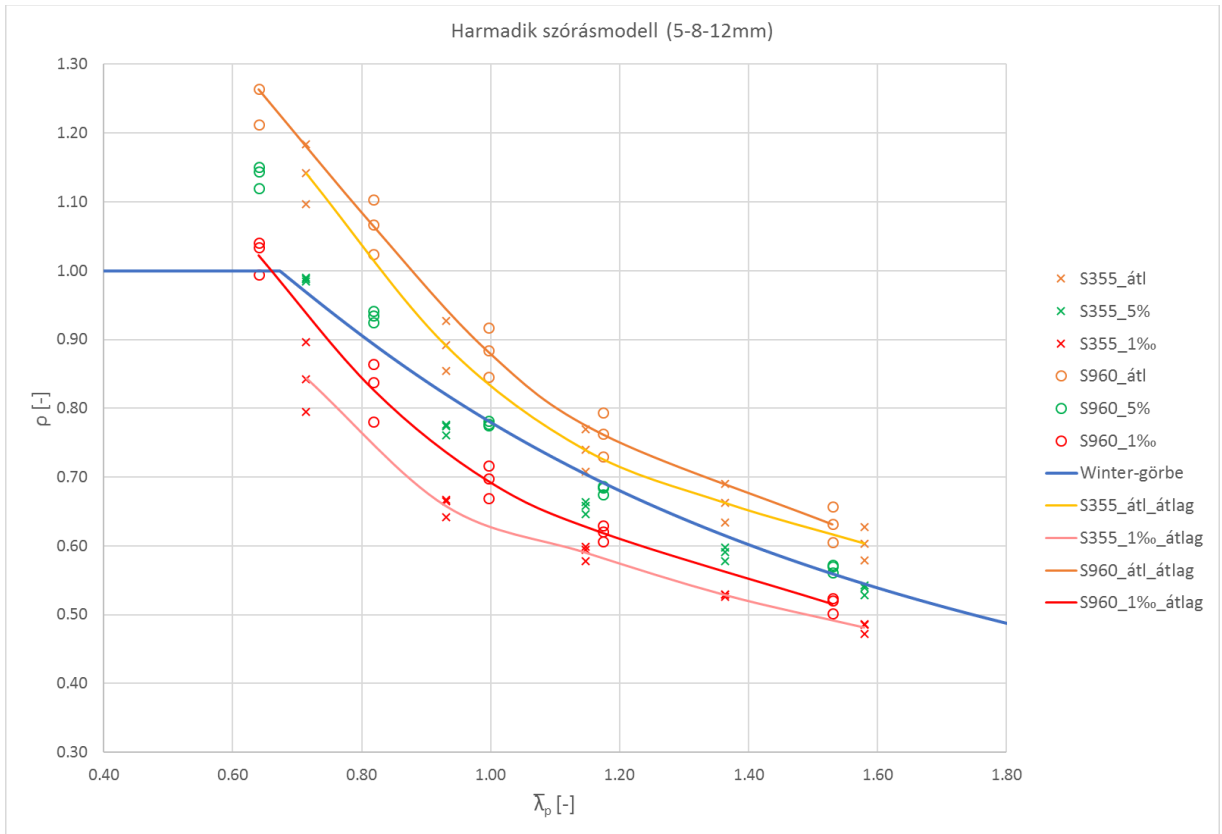


44. ábra: Második szórásmodell eredményei 5-8-12mm lemezvastagságok esetén.

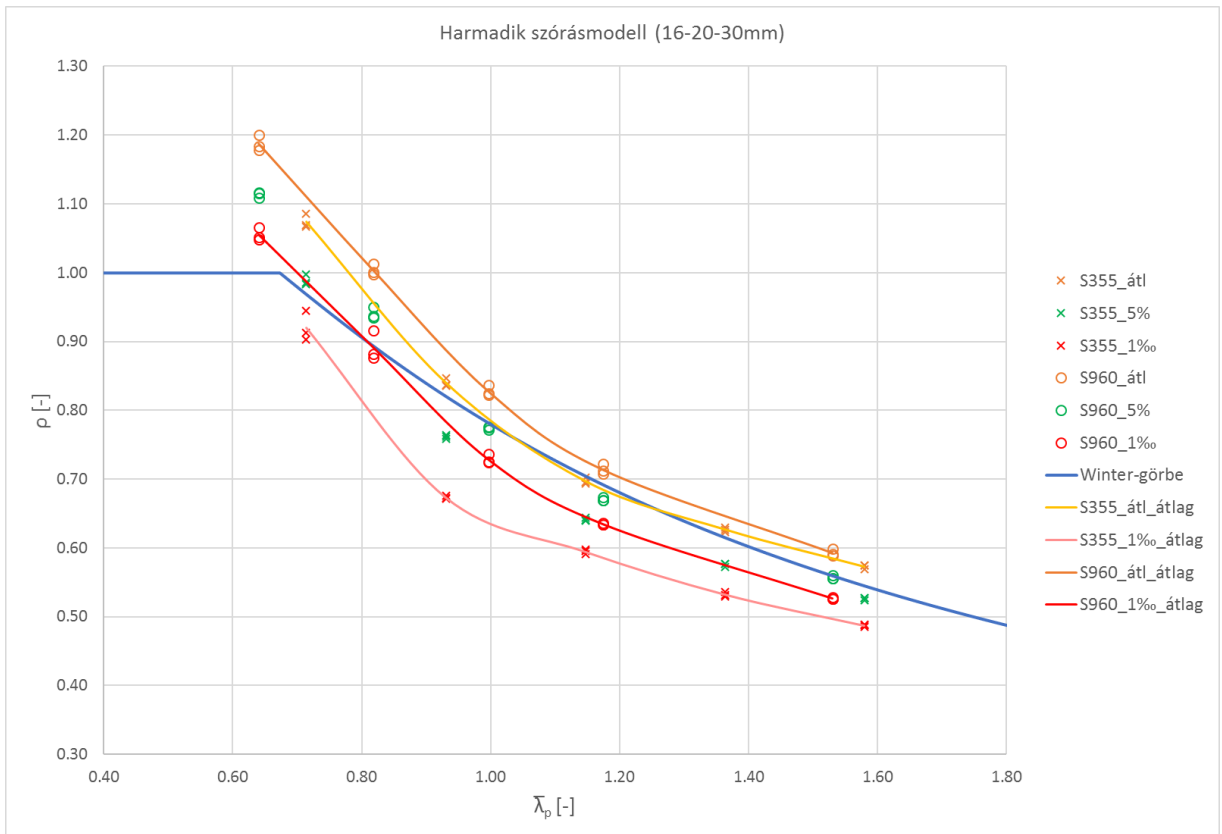


45. ábra: Második szórásmodell eredményei 16-20-30mm lemezvastagságok esetén.

5.4.2.3 Harmadik lemezvastagság-szórástípus eredményei



46. ábra: Harmadik szórásmodell eredményei 5-8-12mm lemezvastagságok esetén.



47. ábra: Harmadik szórásmodell eredményei 16-20-30mm lemezvastagságok esetén.

5.5 Eredmények kiértékelése

Az előző fejezetekben bemutatott diagramok (42. ábra - 47. ábra) alapján az a következtetés vonható le, hogy a vastagsági tartományok szerint szétválasztott kiértékelések között jelentős eltérések nem tapasztalhatók, ezáltal érdemesebb együtt kezelni a magas- és hídépítésben leggyakrabban alkalmazott lemezvastagságok eredményeit (5-30mm). Ezt támasztja alá a 17. táblázat, amely számszerűen is reprezentálja a különbségeket.

17. táblázat: Lemezvastagság tartományonként kiértékelt eredmények.

Vastagság	γ_{M^*}	Szórásmodellek					
		Első		Második		Harmadik	
		S355	S960	S355	S960	S355	S960
5-8-12mm	min	1.41	1.26	1.14	1.05	1.13	1.00
	max	1.55	1.42	1.29	1.16	1.25	1.13
	átlag	1.48	1.36	1.23	1.11	1.18	1.08
16-20-30mm	min	1.39	1.24	1.10	1.02	1.05	0.97
	max	1.54	1.42	1.27	1.12	1.22	1.09
	átlag	1.46	1.35	1.20	1.08	1.15	1.04

Az összesített végeredményeket a 18. táblázat tartalmazza. Látható, hogy a pontosított szórásmodellek figyelembevételével milyen mértékben csökkennek a γ_{M^*} értékei, valamint a determinisztikus számításnál levont következtetések ismét beigazolódtak (4.3.2 fejezet), miszerint a $\sim 0.8 \div 1.2$ karcsúsági tartományban van a legnagyobb hatása a sajátfeszültségeknek. Ez a nagyobb γ_{M^*} értékekből és a pontok szóródásából egyértelműen látszik.

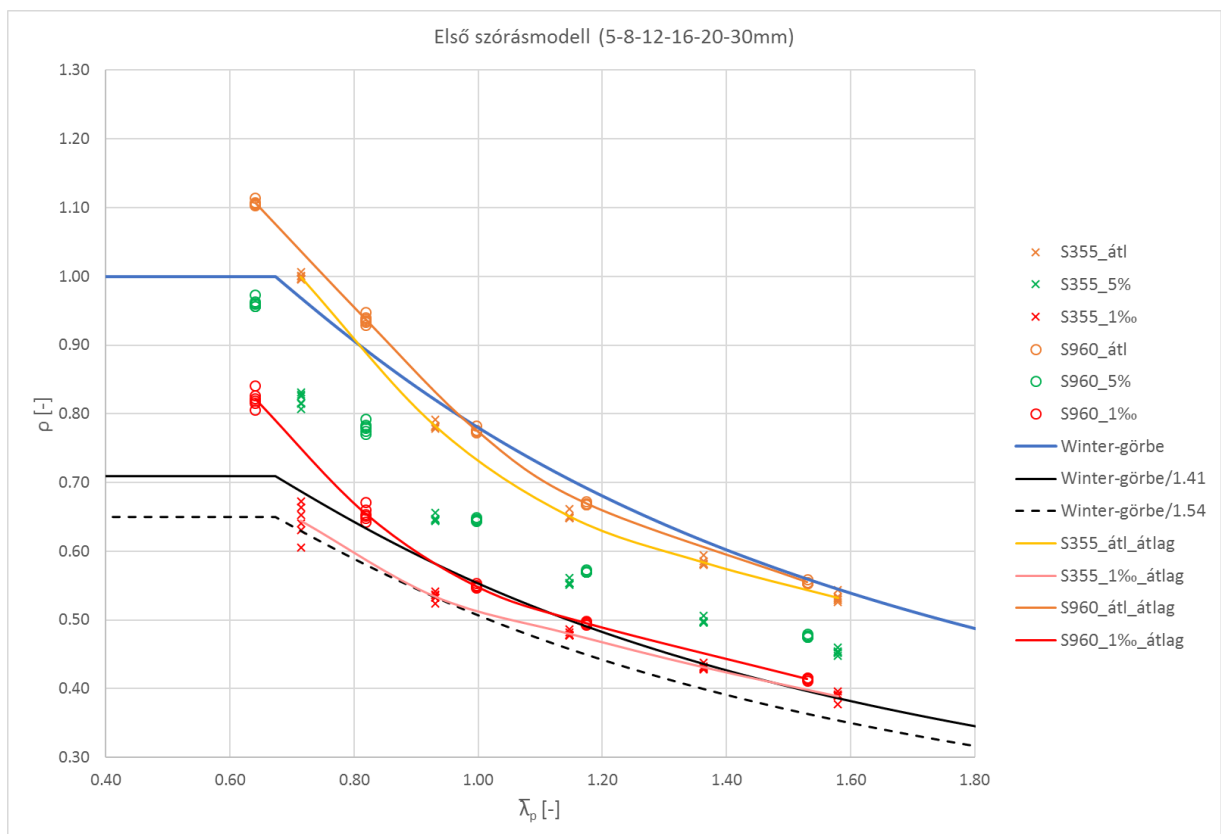
18. táblázat: Összesített végeredmények 5-30mm lemezvastagsági tartomány esetén.

Acél	b/t	$\bar{\lambda}_p$	γ_{M^*} szórásmodellek szerint		
			Első	Második	Harmadik
S355	35	0.714	1.50	1.12	1.10
	45	0.930	1.54	1.28	1.23
	55	1.147	1.47	1.25	1.19
	65	1.363	1.43	1.22	1.16
	75	1.580	1.40	1.18	1.13
	Átlag			1.47	1.21
S960	20	0.641	1.25	1.04	0.99
	25	0.818	1.36	1.06	1.04
	30	0.996	1.42	1.12	1.10
	35	1.174	1.40	1.14	1.10
	45	1.530	1.35	1.11	1.07
	Átlag			1.36	1.09
S355-S960 átlag			1.41	1.15	1.11

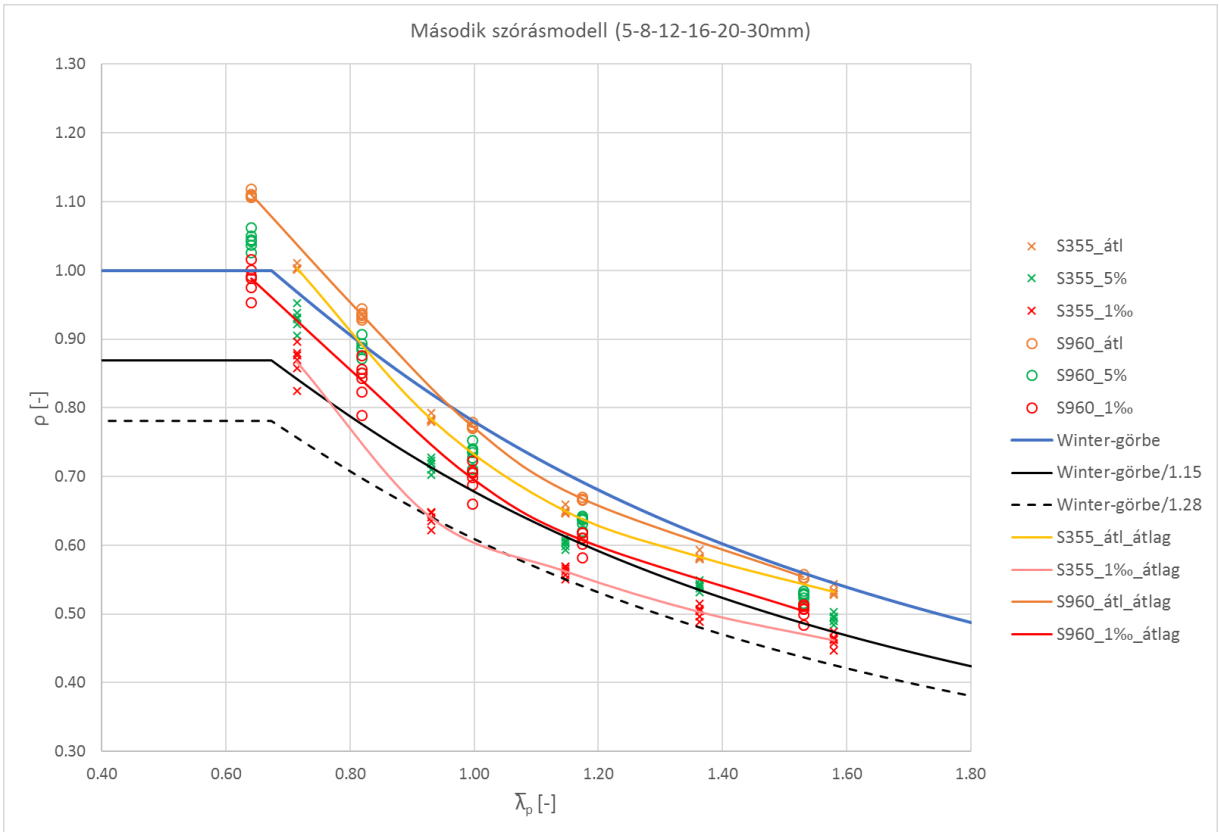
Az eredmények összhangban vannak a nemzetközi kutatások keretein belül jelenleg is folyó laborkísérletekkel. N. Schillo et al. [36] az első szórásmodell feltételezésével $\gamma_{M^*} = 1.41$ átlagértéket határozott meg, míg a második modell esetén az átlag $\gamma_{M^*} = 1.18$. Ezek az értékek estemben 1.41-re és 1.15-re adódtak, azonban egy fejlettebb szórástípus (harmadik modell) figyelembevételével egészen 1.11-ig redukálható az átlag γ_{M^*} értéke, mely közel van a hídépítésben alkalmazott $\gamma_{M1} = 1.1$ értékhez.

Megfigyelhető az is, hogy a két acélminőség esetére számított átlagérték (18. táblázat piros színnel) megközelítőleg az S960-as acélhoz tartozó eredmények alsó burkológörbét jelenti, amelyet vizuálisan a 48. ábra - 50. ábra reprezentál. Az S355 acélminőség alsó burkológörbéi ezeken a diagramokon szaggatott vonallal szerepelnek.

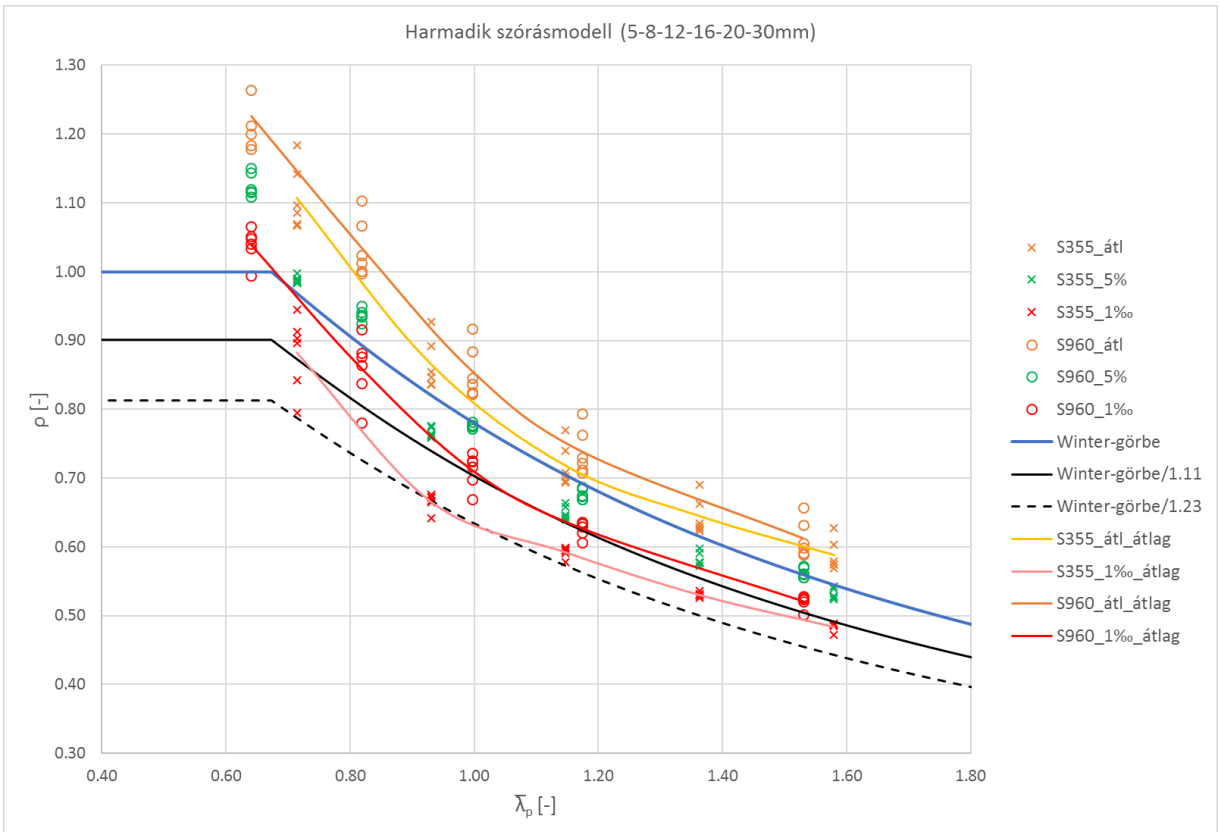
Végző konklúzióként elmondható tehát, hogy az anyagminőségektől függetlenül esetben átlagosan $\gamma_{M^*} = 1.11$, maximálisan (alsó burkoló) pedig $\gamma_{M^*} = 1.23$ értékek érhetők el egy fejlettebb, a valósághoz közelebb álló lemeztvastagság-szórásmodell alkalmazásával. Ezek S960-as anyagminőségig akár $\gamma_{M^*} = 1.06$ (átlag) és $\gamma_{M^*} = 1.10$ (maximum, alsó burkoló) értékig csökkenthetők.



48. ábra: Első szórásmodell eredményei 5-8-12-16-20-30mm lemeztvastagságok esetén.



49. ábra: Második szórásmodell eredményei 5-8-12-16-20-30mm lemeztvastagságok esetén.



50. ábra: Harmadik szórásmodell eredményei 5-8-12-16-20-30mm lemeztvastagságok esetén.

6 KÖVETKEZTETÉSEK ÖSSZEFOGLALÁSA, TOVÁBBI KUTATÁSI IRÁNYOK

A dolgozatomban során az alább felsorolt konklúziókat fogalmaztam meg hegesztett zártszelvények lokális horpadása esetén:

A determinisztikus numerikus vizsgálatok kiértékeléséből levont következtetések:

- A szabványosított Winter-görbe $b/200$ -as ekvivalens geometriai imperfekció alkalmazása esetén megbízhatóan használható.
- Az anyag szilárdsági jellemzőinek nincs közvetlen hatása a lokális horpadáshoz tartozó fajlagosított csökkentő tényező értékére.
- Az anyag szilárdsági jellemzőinek közvetett hatása a sajátfeszültségek figyelembevételén keresztül jelentkezik. Nagyszilárdságú acélok esetében a kedvezőbb sajátfeszültségi eloszlások miatt fajlagosan nagyobb a lokális horpadással szembeni ellenállás, mint alacsony szilárdságú esetben.
- A sajátfeszültségek jelentős hatása a $\sim 0.8 \div 1.2$ karcsúsági tartományban mutatkozik.
- A lemezvastagság növelésével fajlagosan nagyobb lokális horpadási ellenállás érhető el.

A sztochasztikus numerikus vizsgálatok kiértékeléséből levont következtetések:

- A γ_{M^*} parciális biztonsági tényező meghatározásakor célszerű a teljes lemezvastagsági tartomány együttes figyelembevétele maximum 30mm vastagságig, mivel az eltérések a szétválasztott esetek között (5-8-12mm és 16-20-30mm) elhanyagolható mértékűek.
- Acélminőségtől függetlenül esetében átlagosan $\gamma_{M^*} = 1.11$, maximálisan (alsó burkoló) pedig $\gamma_{M^*} = 1.23$ javasolt.
- A γ_{M^*} biztonsági tényezők értékei S960-as minőségig $\gamma_{M^*} = 1.06$ (átlag) és $\gamma_{M^*} = 1.10$ (maximum, alsó burkoló) értékig csökkenthetők.
- A numerikus szimulációk eredményei összhangban vannak a nemzetközi szakirodalomban leírt labor kísérleti eredményekkel.

A későbbiekben szeretném tovább folytatni a kutatásokat a lokális horpadási jelenségek numerikus vizsgálatában. A dolgozatomban leírt eljárásokat hegesztett zártszelvények tiszta hajlítása, I-szelvények tiszta nyomása/tiszta hajlítása esetén is végre szeretném hajtani, valamint célozom a csatlakozó lemezelemek megtámasztó hatásának vizsgálatát is.

Kutatásom szervesen kötődik az EN 1993-1-5 [23] szabvány megújítási folyamatához, a lemezhorpadási görbe megbízhatósági szintjének kiértékelése révén. Mivel a szabvány revíziós folyamata jelenleg folyik, és a lemezhorpadási görbe, illetve a hozzá tartozó parciális tényező értékének meghatározása a szabványügyi bizottságban napirendi ponton van, az eredményeim konzulensem 2018 februárjában fogja bemutatni a CEN/TC250/SC3 WG5 bizottsági ülésen, Párizsban.

HIVATKOZÁSOK

- [1] GB 50017-2003. Code for design of steel structures. Beijing: China Architecture & Building Press; 2006.
- [2] Shi Gang, Wenjing Zhou, Yu Bai, and Cuocuo Lin. Local buckling of 460 MPa high strength steel welded section stub columns under axial compression. *Journal of Constructional Steel Research*, 100:60–70, 2014.
- [3] ANSI/AISC 360-10. Specification for structural steel buildings. Chicago: AISC; 2010.
- [4] EN 1993-1-12. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S700. European Committee for Standardization (CEN); 2007.
- [5] Dr. Kövesdi Balázs: Nagyszilárdságú acélszerkezetek – fejlesztési irányok és alkalmazás (High strength steel structures – developments and applications), MAGÉSZ Konferencia, 2017.
- [6] N. Schillo: Local and global buckling of box sections made of High Strength Steel. PhD-thesis, RWTH Aachen University 2017, Institute of Steel Construction.
- [7] J. Wang, S. Afshan, N. Schillo, M. Theofanous, M. Feldmann, L. Gardner. Material properties and compressive local buckling responses of high strength steel square and rectangular hollow sections. *Engineering Structures* 130:297–315, 2017.
- [8] Magyar Vas- és Acélipari Egyesülés kiadványa: Magyar Acél I. évfolyam, 1. szám, 2017. ősz
- [9] https://en.wikipedia.org/wiki/Beijing_National_Stadium
- [10] <http://www.karpatinfo.net/latnivalok/pentele-hid-dunaujvaros>
- [11] Theodor von Kármán, Ernest E. Sechler, and L.H. Donnell. The strength of thin plates in compression. *Transactions of the American Society of Mechanical Engineers*, 54:53–57, 1932.
- [12] M. Clarin. High Strength Steel: Local Buckling and Residual Stresses. Licentiate, Lulea University of Technology, Lulea, 06.12.2004.
- [13] G. Winter: Strength of thin steel plates compression flanges. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 112(1):527–554, 1947.
- [14] G. Winter. Theoretical solutions and test results. In 8th Congress International Association for Bridge and Structural Engineering, pages 101–112, Cornell, 1968.
- [15] Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Dr. Balázs Kövesdi: Partial safety factor for plate buckling. ECCS/TC8 Meeting, Coimbra, 27 October 2017
- [16] Nishino, Fumio; Ueda, Yukio; Tall, Lambert (1966): Experimental Investigation of the buckling of plates with residual stresses. Lehigh University.
- [17] Rasmussen, Kim J.R; Hancock, Gregory J.: Plate slenderness limits for HSS sections. *Journal of Constructional Steel Research*, 23:73–96, 1992.
- [18] Bridge, Russell Q.; O’Shea, Martin D.: Behaviour of thin-walled steel box sections with or without internal restraint. In: *Journal of Constructional Steel Research* (47) 1998, p. 73-91.
- [19] M. Pircher, M. D. O’Shea, R. Q. Bridge, The influence of the fabrication process on the buckling of thin-walled steel box sections. *Thin-Walled Structures* 40 (2002) 109-123.

- [20] Gang Shi, Kelong Xu, Huiyong Ban, and Cuocuo Lin. Local buckling behavior of welded stub columns with normal and high strength steels. *Journal of Constructional Steel Research*, 119:144–153, 2016.
- [21] ANSYS® v16.2, Canonsburg, Pennsylvania, USA.
- [22] N. Schillo, M. Feldmann „Local buckling behaviour of welded box sections made of high-strength steel - Comparing experiments with EC3 and general method” *Steel Construction – Design and Research* Vol. 8. September 2015, No. 3.
- [23] EN 1993-1-5. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-5: Plated structural elements. European Committee for Standardization (CEN); 2006.
- [24] RUOSTE: Rules On High-Strength Steel; RFCS Project RFSR-CT-2012-00036
- [25] H. Ban, G. Shi, Y. Shi, Y. Wang, Residual stress of 460MPa high strength steel welded box section-Experimental investigation and modelling, *Thin-Walled Structures* 64 (2013) 73-82.
- [26] B. Somodi, B. Kövesdi, Residual stress measurements on welded HSS square box sections, *Thin-Walled Structures*. (submitted for publication)
- [27] EN 1090-2: Execution of steel structures and aluminium structures. Part 2: Technical requirements for steel structures, 2011.
- [28] Joint Committee of Structural Safety (JCSS). Probabilistic model code. Internet Publication. 2002.
- [29] EN 10029: Hot-rolled steel plates 3 mm thick or above - Tolerances on dimensions and shape, 2011.
- [30] N. Schillo, A. Taras, M. Feldmann „Reliability assessment for local buckling of plates” EUROSTEEL 2017, September 13–15, 2017, Copenhagen, Denmark
- [31] EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN); 2009.
- [32] EN 1990. Eurocode 0: Basis of structural design. European Committee for Standardization (CEN); 2005
- [33] MathWave: EasyFit – Distribution Fitting Software (<http://www.mathwave.com/>)
- [34] ANSYS® v16.2, Mechanical APDL Documentation, Advanced Analysis Guide, Probabilistic Design
- [35] B. Kövesdi, B. Somodi, Buckling resistance of HSS box section columns - Part I: Stochastic numerical study, *Journal of Constructional Steel Research* 140 (2018) 1-10
- [36] Schillo N., Taras A., Feldmann M. “Assessment of safety factor for local buckling” WG5 Stuttgart, 26 February 2016