

# **Acélszerkezetek integrált analízise és méretezése: az újszerű eljárásoktól az alkotásig**

Írta:

**Papp Ferenc CSc.**

aki a Magyar Tudományos Akadémia doktora  
cím elnyerésére pályázik

Győr, 2018

# Tartalomjegyzék

## Köszönetnyilvánítás

## Fontosabb jelölések

<b>1. Bevezetés</b> .....	1
1.1. Tudományos előzmények.....	1
1.1.1. Az acélszerkezetek globális stabilitásvizsgálata.....	2
1.1.1.1. <i>A nyomott rúd kihajlása</i> .....	2
1.1.1.2. <i>A hajlított gerenda kifordulása</i> .....	3
1.1.1.3. <i>A kihajlás és a kifordulás interakciója</i> .....	4
1.1.2. A végeelemes analízis.....	5
1.1.2.1. <i>A rúd végeelemes analízis</i> .....	5
1.1.2.2. <i>A héj végeelemes analízis</i> .....	6
1.1.3. Az objektum-orientált modellezés.....	6
1.1.3.1. <i>A keresztmetszet objektum-orientált modellje</i> .....	6
1.1.3.2. <i>A rúdszerkezet objektum-orientált modellje</i> .....	7
1.2. Célkitűzés.....	8
1.3. Tudományos módszertan.....	9
1.4. Az eredmények alkalmazása.....	10
1.5. Az értekezésben alkalmazott fontosabb fogalmak.....	11
1.6. Az értekezés felépítése.....	12
<b>2. A keresztmetszeti modell</b> .....	13
2.1. A duális objektum-orientált alapmodellek.....	13
2.2. A származtatott modellek.....	15
2.3. A keresztmetszeti jellemzők számítása.....	16
<b>A 2.1. példa</b> .....	17
2.4. A keresztmetszeti ellenállás számítása.....	19
<b>A 2.2. példa</b> .....	22
2.5. Összegzés ( <b>Az 1. tézis</b> ).....	23
<b>3. A globális rúdszerkezeti modell</b> .....	24
3.1. Az objektum-orientált megközelítés.....	24
<b>A 3.1 példa</b> .....	26
3.2. A rúd végeelemes modell.....	27
3.2.1. A 14 szabadságfokú rúd végeelem.....	27
3.2.2. A rúdelem a globális modellterben.....	30
<b>A 3.2. példa</b> .....	33
3.3. A 14 DOF rúd végeelem általánosítása lineárisan változó gerincmagasságra.....	34
<b>A 3.3. példa</b> .....	36
3.4. Összegzés ( <b>A 2. tézis</b> ).....	37
<b>4. Az „általános” stabilitásvizsgálati módszer</b> .....	38
4.1. A formula származtatása.....	38
4.2. A módszer eredete.....	39
4.3. A módszer alkalmazása.....	43
<b>A 4.1. példa</b> .....	43
4.4. Összegzés ( <b>A 3. tézis</b> ).....	45

<b>5. Az egyenértékű geometriai tökéletlenség elve</b> .....	46
5.1. A referenciaelem egyenértékű kezdeti geometriai tökéletlensége.....	47
5.1.1. A síkbeli kihajlás referenciaeleme.....	47
<b>Az 5.1. példa</b> .....	49
5.1.2. A kifordulás referenciaeleme.....	50
5.1.2.1. <i>Az egyenértékű amplitúdó</i> .....	50
5.1.2.2. <i>Az egyenértékű geometriai tökéletlenség alternatív formulája</i> .....	52
<b>Az 5.2. példa</b> .....	54
5.1.3. A kihajlás és a kifordulás interakciójának referenciaeleme.....	55
<b>Az 1. munkahipotézis</b> .....	57
<b>Az 5.3. példa</b> .....	57
5.2. Az OIM általánosítása.....	61
<b>A 2. munkahipotézis</b> .....	61
<b>Az 5.4. példa</b> .....	63
5.3. Az általánosított OIM pontossága egyenes tengelyű szerkezeti elemek esetén.....	66
5.3.1. Változó hajlítónyomaték eloszlás.....	66
5.3.2. Lineárisan változó gerincmagasságú I tartók.....	68
5.3.3. „Benchmark” példák.....	70
<b>Az 5.5. példa.</b> Változó gerincmagasságú tartó kifordulása.....	71
<b>Az 5.6. példa.</b> Kétnyílású tartó kifordulása koncentrált erők hatására.....	72
<b>Az 5.7. példa.</b> Nyomott-hajlított tartó stabilitásvesztése.....	73
<b>Az 5.8. példa.</b> Külpontosan megtámasztott tartó stabilitásvesztése.....	74
5.4. Az általánosított OIM alkalmazása keretszerkezetek esetén.....	75
5.4.1. A kutatás módszere.....	75
<b>A 3. munkahipotézis</b> .....	75
5.4.2. A deformáció csomóponti átvitele.....	75
5.4.3. A „doboz” kialakítású keretsarok esete.....	77
<b>Az 5.9. példa</b> .....	78
5.5. Összegzés ( <b>A 4. tézis</b> ).....	79
<b>6. Alkotások</b> .....	81
6.1. Az alkotások megnevezése.....	81
6.2. A ConSteel ágensek mint alkotások.....	83
6.2.1. Az SDS fejlődéstörténete röviden.....	83
6.2.1.1. <i>Az SDS előtti korszak</i> .....	83
6.2.1.2. <i>Az átmeneti időszak</i> .....	83
6.2.1.3. <i>Az SDS korszaka</i> .....	84
6.2.2. Az alkotások értékelésének szempontrendszere.....	84
6.2.3. Az alkotások értékelése.....	86
6.2.3.1. <i>Az 1. alkotás: a SECTION ágens</i> .....	86
6.2.3.2. <i>A 2. alkotás: az ANALYSIS ágens</i> .....	87
6.2.3.3. <i>A 3. alkotás: a DESIGN ágens</i> .....	92
6.3 A 4. alkotás: az UTE Stadion acélszerkezete.....	95
6.4 Összegzés ( <b>Az 5. tézis</b> ).....	97
<b>7. Összefoglalás</b> .....	99
<b>8. Hivatkozások</b> .....	101
1. fejezet.....	101
2. fejezet.....	103

3. fejezet.....	103
4. fejezet.....	104
5. fejezet.....	106
6. fejezet.....	108

## FÜGGELÉK

F.1. függelék. A 14 DOF rúd végeelem $K_S$ rugalmas merevségi mátrixa.....	F-1
F.2. függelék. A 14 DOF rúd végeelem $K_G$ geometriai merevségi mátrixa.....	F-2
F.3. függelék. A 14 DOF rúd végeelem $K_T$ merevségi mátrixa változó gerincmagasságú I keresztmetszet esetén.....	F-3
F.4. függelék. A 14 DOF végeelem transzformációs mátrixa az öblösödési deformáció <i>direct</i> átvitele esetén.....	F-4
F.5. függelék. A 4.1 példa számítása az MSz ENV 1993-1-1 NAD alapján.....	F-5
F.6. függelék. A SECTION ágens felhasználói felülete.....	F-6
F.7. függelék. Az ANALYSIS ágens felhasználói felülete.....	F-11
F.8. függelék. A DESIGN ágens felhasználói felülete.....	F-14
F.9. függelék. 1. nyilatkozat.....	F-15
F.10. függelék. 2. nyilatkozat.....	F-16
F.11. függelék. 1. dokumentum.....	F-17

*„Jelenleg vannak a világban olyanok, akik ha tudnak is a számítógépes forradalomról, csak úgy vannak tudatában, mint olyasminak, ami más emberekkel, máshol történik. Gyanítom, hogy ez igaz marad, akármilyen technológiai forradalom vár is még ránk”*  
(Ted Chiang: Életed története és más novellák, 2016)

*„A jövő már itt van, csak még nem egyenletesen oszlik el.”* (William Gibson)

*A jövő már itt van, de még a múlt is...*

## **Köszönetnyilvánítás**

A disszertáció nem jöhetett volna létre az alábbi alap-, alkalmazott- és ipari kutatás-fejlesztési projektek nélkül:

INCO-Copernicus European R & D projekt

OMFB ALK 168/98 kutatás-fejlesztési project,

OTKA 29.326 alapkutatási projekt

NKFP 2002 2/16 kutatás-fejlesztési projekt

A disszertációban közölt kutatási eredmények mögött 20 éves csapatmunka áll. Elsőnek köszönetet mondok azon doktorandusz hallgatóimnak, akik közvetlenül, vagy közvetve, hozzájárultak a disszertáció elkészítéséhez: Szalai József, Badari Bettina, Hajdú Gábor.

Köszönetet mondok azoknak a hazai és külföldi ipari és kutatási partnereknek, akik segítették a disszertáció mögött húzódó 20 éves kutató-fejlesztő munkát: BHV. Topping (Heriot-Watt University), Varga Mihály (KÉSZ Holding Zrt.), Szalai József, Schell Ferenc és Vaszilijevics-Sömjén Bálint (ConSteel Solutions Kft.).

Köszönetemet fejezem ki a volt kutatóhelyem vezetőinek, akik nagy türelemmel viszonyultak a munkámhoz, az útkereséseimhez: Halász Ottó (BME Acélszerkezetek Tanszék), valamint Farkas György és Dunai László (BME Hidak és Szerkezetek Tanszék).

Köszönet jár a jelenlegi kutatóhelyem volt vezetőjének, Szepesházi Róbertnek, és minden munkatársamnak, akik 2014-ben befogadtak a Széchenyi István Egyetem Szerkezetépítési és Geotechnikai tanszékére, és vezetőjüknek választottak.

Végezetül köszönöm családom, szüleim és párom támogatását, ami nélkül a jelen eredmények nem jöhettek volna létre.

## Fontosabb jelölések

Latin nagybetűs jelölések:

$A$	keresztmetszet területe
$B$	bimoment
$B''$	másodrendű bimoment
$B_{Ed}$	bimoment tervezési értéke
$B_{Rd}$	bimomenttel szembeni ellenállás tervezési értéke
$C$	keresztmetszet geometriai középpontja (súlypont)
$D$	keresztmetszet nyírási középpontja
$E$	rugalmassági modulus
$G$	nyírási modulus
$I$	inercianyomaték
$I_t$	csavarási inercianyomaték
$I_\omega$	öblösödési tényező
$K$	képlékenyedési tényező
$L$	szerkezeti elem hossza
$M_{Ed}$	hajlítónyomaték tervezési értéke
$M_{Rd}$	hajlítónyomatékkal szembeni ellenállás tervezési értéke
$M_{Rk}$	hajlítónyomatékkal szembeni ellenállás karakterisztikus értéke
$M_{cr}$	hajlítónyomaték kritikus értéke
$M_{cr,NM}$	hajlítónyomaték kritikus értéke normálerő hatása mellett
$M_{v_{inü}}''(x)$	$v''(x)$ alakhoz tartozó másodrendű hajlítónyomaték
$M_{v_{inü,max}}''$	$v''(x)$ alakhoz tartozó másodrendű hajlítónyomaték amplitúdója
$M_{v_{cr}}''(x)$	$v_{cr}(x)$ alakhoz tartozó másodrendű hajlítónyomaték
$M_{v_{cr,max}}''$	$v_{cr}(x)$ alakhoz tartozó másodrendű hajlítónyomaték amplitúdója
$M_z''(x)$	másodrendű hajlítónyomaték a $z$ tengely körül
$N_{Ed}$	normálerő tervezési értéke
$N_{Rd}$	normálerővel szembeni ellenállás tervezési értéke
$N_{Rk}$	normálerővel szembeni ellenállás karakterisztikus értéke
$N_{cr}$	normálerő kritikus értéke
$N_{cr,NM}$	normálerő kritikus értéke hajlítónyomatéki hatás mellett
$N_{pl}$	keresztmetszet normálerővel szembeni képlékeny ellenállása
$T_{Ed}$	csavarónyomaték tervezési értéke
$T_{Rd}$	csavarónyomatékkal szembeni ellenállás tervezési értéke
$V_{Ed}$	nyíróerő tervezési értéke
$V_{Rd}$	nyíróerővel szembeni ellenállás tervezési értéke
$X, Y, Z$	lokális koordináta-rendszer
$\mathbf{X}, \mathbf{Y}, \mathbf{Z}$	globális koordináta-rendszer
$W_{el}$	rugalmas keresztmetszeti tényező
$W_{eff}$	effektív rugalmas keresztmetszeti tényező
$W_{pl}$	képlékeny keresztmetszeti tényező

$W_\omega$  öblösödési keresztmetszeti tényező

Latin kisbetűs jelölések:

$b$	lemezszélesség
$e$	eltolási külpontosság
$e_{0d}$	egyenértékű amplitúdó kihajlásvizsgálathoz
$e_{0d,NM}$	nyomott-hajlított elem egyenértékű amplitúdója az öv geometriai középpontjában
$f_i$	keresztmetszeti feszültségeredők ( $i=1 \dots 7$ )
$f_y$	folyási szilárdság
$h$	keresztmetszet magassága
$h_{\bar{ov}}$	övlemez geometriai középpontjának távolsága a keresztmetszet súlypontjától
$m$	keresztmetszeti feszültségeredő: hajlítónyomaték
$r_0$	poláris inerciasugár
$t$	lemezvastagság
$y_{\omega}, z_{\omega}$	nyírási középpont koordinátái
$v(x)$	tökéletlen elem teljes alakja
$v''(x)$	tökéletlen elem másodrendű alakja
$v''_{max}$	tökéletlen elem másodrendű alakjának amplitúdója
$v_{cr}(x)$	rugalmas stabilitásvesztési alak (elmozdulási összetevő)
$v_{cr,max}$	rugalmas stabilitásvesztési alak elmozdulási összetevőjének amplitúdója
$v''_{cr}(x)$	rugalmas stabilitásvesztési alak elmozdulási összetevőjének második deriváltja
$v''_{cr,max}$	rugalmas stabilitásvesztési alak elmozdulási összetevője második deriváltjának amplitúdója
$v_{init}(x)$	kezdeti geometriai tökéletlenség (eltolódási komponens)
$v_{init,max}$	kezdeti geometriai tökéletlenség amplitúdója
$v_{0d}$	egyenértékű amplitúdó kifordulásvizsgálathoz (eltolódási komponens)
$v_{0d,NM}$	nyomott-hajlított elem egyenértékű amplitúdója (eltolódási komponens)
$x_{cr}$	kritikus keresztmetszet helye (ahol a keresztmetszeti ellenállás kihasználtsága a legnagyobb)
$x_{Ref}$	referencia-keresztmetszet helye (ahol a stabilitásvesztési alakkal felvett kezdeti tökéletlenség mellett az összegzett másodrendű normálfeszültség maximum értéket vesz fel)
$\mathbf{x}, \mathbf{y}, \mathbf{z}$	keresztmetszet főtehetetlenségi koordináta-rendszere
$u, v, w$	elmozdulások a keresztmetszet főtehetetlenségi tengelyeinek irányában

Görög kisbetűk:

$\alpha$	kihajláshoz tartozó tökéletlenségi tényező (Ayrton-Perry formula)
$\alpha_{LT}$	kiforduláshoz tartozó tökéletlenségi tényező (Ayrton-Perry formula)
$\alpha_{bc}$	interpolált tökéletlenségi tényező (általános módszer)
$\alpha_{cr}$	rugalmas kritikus tehernövelő tényező (globális rugalmas stabilitásvesztés)
$\alpha_{ult}$	keresztmetszeti tehernövelő tényező (keresztmetszet karakterisztikus ellenállása)
$\alpha_b$	teherbírási tehernövelő tényező (határállapot)
$\delta$	elfordulási külpontosság
$\gamma_{M0}$	parciális tényező (keresztmetszet-vizsgálathoz)
$\gamma_{M1}$	parciális tényező (stabilitásvizsgálathoz)

$\eta_i$	ellenállás kihasználtsága (ahol $i=1,2,3,4$ )
$\eta_{LT}$	redukált kifordulási tökéletlenségi tényező (Ayrton-Perry formula)
$\bar{\lambda}$	kihajlási redukált karcsúság
$\bar{\lambda}_{LT}$	kifordulási redukált karcsúság
$\sigma$	normálfeszültség
$\sigma_{Ed}$	normálfeszültség tervezési értéke
$\sigma_{\omega}$	öblösödési normálfeszültség tervezési értéke
$\sigma_{cr}$	kritikus normálfeszültség
$\tau$	nyírófeszültség
$\tau_{Ed}$	nyírófeszültség tervezési értéke
$\theta$	csomópont elfordulása
$\sigma_{v_{min},max}^II$	legnagyobb másodrendű normálfeszültség kezdeti egyenértékű tökéletlenség mellett
$\sigma_{v_{cr},max}^II$	legnagyobb másodrendű normálfeszültség tetszőleges amplitúdójú kihajlási alakkal felvett kezdeti tökéletlenség mellett
$\varphi(x)$	tökéletlen elem elcsavarodása
$\varphi_{cr}(x)$	rugalmas kihajlási alak elcsavarodási komponense
$\varphi_{cr,max}$	rugalmas kihajlási alak elcsavarodási komponensének amplitúdója
$\varphi_{init}(x)$	kezdeti geometriai tökéletlenség (elcsavarodási komponens)
$\varphi_{0d}$	egyenértékű amplitúdó kifordulásvizsgálathoz (elcsavarodási komponens)
$\varphi_{0d,NM}$	nyomott-hajlított elem egyenértékű amplitúdója (elcsavarodási komponens)
$\chi$	kihajlási csökkentő tényező
$\chi_{LT}$	kifordulási csökkentő tényező
$\chi_{bc}, \chi_{op}$	általánosított csökkentő tényező



## 1. Bevezetés

A műszaki tudomány kandidátusa fokozat megszerzését követő két évtizedben (1996-2018) a kutatói és műszaki-alkotói tevékenységemet az acél tartószerkezetek integrált számítógépes analízise és méretezése témára összpontosítottam. A téma a *műszaki tudományok* tudományterülethez, azon belül az *építőmérnöki tudományok* tudományághoz kötődik. Munkásságom legfőbb eredményének a ConSteel integrált acélszerkezeti méretező szoftver (ConSteel, 2017) tudományos-szakmai alapjainak lerakását és folyamatos fejlesztését tartom. A kutatási eredményeim ebben az innovatív szoftverben tárgyasultak, és ezen a szoftveren keresztül váltak a szerkezet-építőmérnök társadalom számára elérhetővé. A szoftver jövője már biztos kezekben van, fejlesztésén volt és jelenlegi doktoranduszaim és tanítványaim dolgoznak.

Az értekezésemben a közel 20 éves műszaki kutató-alkotó munka eredményeit foglalom össze. Bemutatom a ConSteel alkalmazás mechanikai alapjait, az alkalmazásban megjelenő innovatív méretezési módszereket, kiemelten kezelve az utolsó két évben kidogozott *egyenértékű geometriai tökéletlenség* módszert. Az alkotó munkám eredményeit a ConSteel szoftver három ágensén, és egy kiválasztott műszaki alkotásomon keresztül reprezentálom. Célom annak bemutatása, hogy az alkalmazott mechanika és az alkalmazott információs technológia, valamint a méretezésméleti alap kutatásaim szinergiájából hogyan született meg egy innovatív szoftver, és annak alkalmazásával számos műszaki alkotás.

A bevezető fejezetben először felvázolom a két évtizedes műszaki-tudományos munkám ívét, az általam bejárt tudományos teret, és elhelyezem abban az értekezésem témáját. Ezt követően megfogalmazom az értekezésem célkitűzését, majd a kutatásom tudományos módszertanát. Végezetül vázolom az eredményeimnek a mérnöki gyakorlatban történő alkalmazását, hasznosulását. Az alkalmazott legfontosabb fogalmakat és az értekezés felépítését a fejezet végén ismertetem.

### 1.1. Tudományos előzmények

A ConSteel szoftver tudományos alapjait és prototípusát a saját műszaki alkotásomnak tekintem (ConSteel, 2017). Ezt a jogomat a BME Habilitációs Tanácsa 2010-ben az „*Acélszerkezetek integrált számítógépes méretezése: kutatástól a megvalósításig*” című habilitációs tézisem alapján elismerte (Papp, 2009). Az elmúlt két évtizedben folytatott tudományos-szakmai tevékenységemnek meghatározó szerepe volt a ConSteel műszaki alkotás létrejöttében és folyamatos fejlődésében. Az alkotás újszerűségét és szakmai értékeit az alábbi részterületeken elért eredményeim rövid leírásával kívánom bemutatni:

- acélszerkezetek globális stabilitásvizsgálata;
- fejlett rúd vége-selemes analízis;
- acélszerkezetek objektum-orientált modellezése.

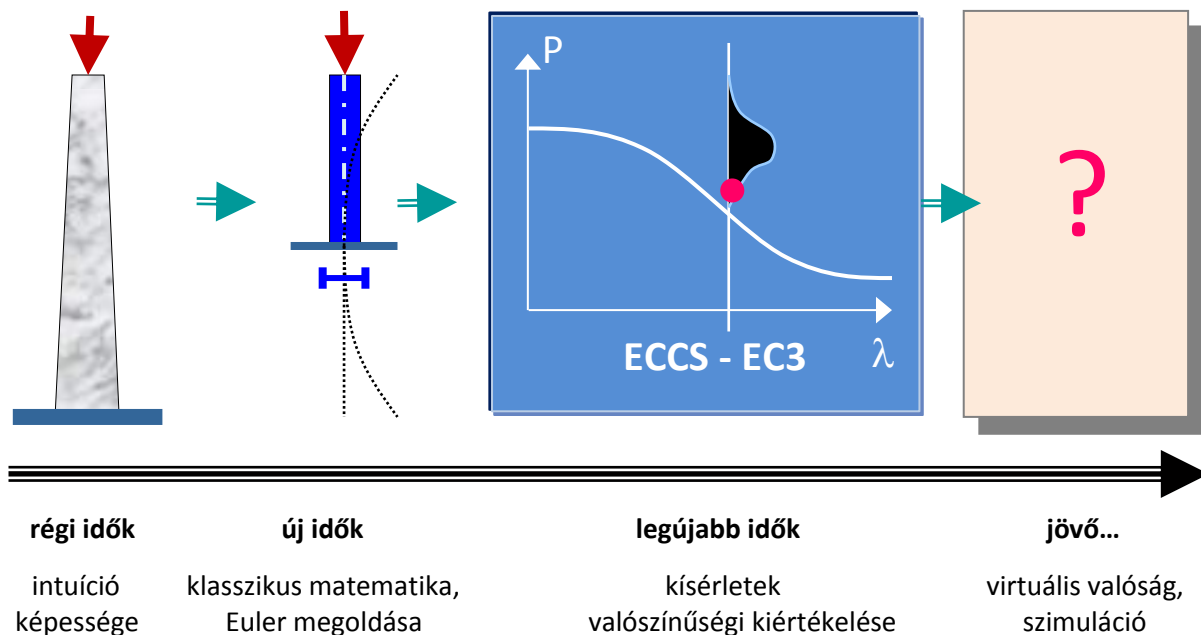
Mindhárom témánál először vázolom a nemzetközi kutatási tér jellemzőit, a főbb eredményeket, majd bemutatom és elhelyezem a vázolt kutatási térben a saját eredményeimet.

### 1.1.1. Az acélszerkezetek globális stabilitásvizsgálata

Az acélszerkezetek méretezésében a stabilitásvizgálatnak kiemelt szerepe van: a szerkezetek tönkremenetelét jelentős részben a stabilitásvesztés okozza. Ennek okán a jelen áttekintést a hagyományos kialakítású acélszerkezeti elemek globális stabilitásvizsgálatára korlátozom. A vizsgálatból kizárom az alaktorzulásra hajlamos vékonyfalú, illetve a különleges kialakítású szerkezeti elemeket.

#### 1.1.1.1. A nyomott rudak kihajlása

Az acélszerkezeti méretezésemélet „evolúcióját” a nyomott rúd méretezésének fejlődéstörténetén keresztül illusztrálom (**1.1. ábra**). A régmúlt időkben a nyomott rúd (oszlop) méreteinek helyes megválasztása a mesterek intuíción alapult. A tudás (tapasztalatokból megszerzett „titkok” összessége) mesterről tanítványra szállt. Jelentős változást hozott az új idők „klasszikus” matematikájának térhódítása, nevezetesen a nyomott rugalmas rúd teherbírásának Euler-féle megoldása. A XX. századi - különösen a II. világháború utáni - tömegtermelés magával hozta a méretezési módszerek pontosságának növelését, ami a nyomott acélrudak esetén a múlt század második felében világszerte végzett laboratóriumi kísérletekre alapján történt.



**1.1. ábra.** A nyomott rúd méretezésének „evolúciója”.

A két végén csuklósan megfogott és állandó erővel központosan nyomott, állandó keresztmetszetű, tökéletlen acélrúd kihajlási ellenállása meghatározásának részletes tudománytörténeti összefoglalását megtaláljuk az Iványi által összeállított szöveggyűjteményben (Halász és Iványi, 2001:a). A múlt század '80-as éveinek végére létrejött a nagyszámú laboratóriumi és numerikus kísérletekből álló adatbázis, amelyen kalibrálták a kezdeti görbeségen és az első folyási feltételen alapuló Ayrton-Perry ellenállási formula

imperfekcións tényezőjét, és ezzel a nyomott acélrúd méretezése tudományos alapra került. Fejlődési sarokköveknek tartom Beer és Schulz, valamint Strating és Vos numerikus szimulációit (Beer and Schulz, 1970; Strating and Vos, 1973), Maquoi és Rondal kalibrációs vizsgálatait (Maquoi and Rondal, 1978), továbbá Fukumoto és Itoh javaslatát a bővített kísérleti adatbázison alapuló új kihajlási görbékre (Fukumoto and Itoh, 1983). A kutatási eredmények összegzése elvezetett az Eurocode 3 szabványban rögzített kihajlási ellenállás formulájához (MSZ EN 1993-1-1, 2005:a). A szabvány lezárását követően új eredményt jelentett Silva és társai kutatása, amely a méretezési formula megbízhatóságának vizsgálatát célozta (Silva et al. 2016a). Kutatásuk két fontos eredményre vezetett: (i) a kihajlási ellenállás képletében a  $\gamma_{MI}=1.0$  parciális tényező a biztonság kárára van, különösen a nagy karcsúságú rudak esetében; (ii) a kezdeti belső feszültségek nem lineárisan függenek az  $f_y$  folyási szilárdságtól. Az első eredmény kapcsán megjegyzem, hogy Szalai József (volt PhD hallgatóm) már 10 évvel korábban hasonló eredményre jutott a PhD értekezésében, ahol a  $\gamma_{MI}=1.1$  érték alkalmazását javasolta (Szalai, 2007). A nyomott rudak méretezése területén új eredményekre az egyre inkább elterjedő nagyszilárdságú acélanyagok kapcsán számítok. Ilyen eredmény Kövesdi és Somodi munkája, melyet nemzetközi kutatási együttműködésben végeztek (Kövesdi and Somodi, 2018).

#### 1.1.1.2. A hajlított gerenda kifordulása

A két végén villásan megfogott és az erős tengely körül hajlított gerenda kifordulási ellenállásának meghatározását célzó kutatások a nyomott rúd vizsgálatának módszertanán alapultak, azonban a kísérletek magasabb költsége, valamint az eltérő esetek nagy száma miatt, a kalibrációhoz rendelkezésre álló adatbázis hiányos maradt. A gerenda kifordulását Hunyadi szinusz függvényekkel felírt kezdeti tökéletlenségek alapján vizsgálta (Hunyadi, 1962; Halász és Iványi, 2001:b). Később, a kifordulásnak megfelelő Ayrton-Perry ellenállási formulát Costa és Rondal azzal a feltételezéssel vezette le, hogy a gerenda kezdeti tökéletlensége csak a tengely körüli elcsavarodásból áll (Costa and Rondal, 1987; Halász és Iványi, 2001:c). Az általuk levezetett kifejezés harmadfokú, amelynek megoldása zárt alakban nem írható fel, ezért a kutatók a kihajlás esetére levezetett másodfokú formula alkalmazását javasolták. Javaslataikat a CEN illetékes bizottsága elfogadta. Itt megint hangsúlyozom, hogy a szabvány szakmai lezárásáig, 2005-ig, a kifordulási ellenállási formula kalibrálásához nem állt rendelkezésre átfogó kísérleti adatbázis. Ennek ellenére az illetékes nemzetközi bizottság az végzett numerikus kísérletek számát és eredményét elegendőnek tartotta ahhoz, hogy az általános esetre vonatkozó kifordulási görbék mellett, a hengerelt, valamint az azokkal egyenértékű hegesztett szelvényekhez módosított görbéket is megjelentessenek a szabványban (MSZ EN 1993-1-1, 2005:b).

A szabvány lezárása után fokozott nemzetközi kutatás indult olyan ellenállási formulák megalkotására, amelyek a tudományosan megalapozott kísérleti adatbázisokra támaszkodnak, és megfelelnek a feltörekvőben lévő modell alapú integrált méretezési paradigmának is (Papp, 2009). Jelentős előrelépést hozott Taras és Greiner, amikor a végein villásan megfogott és állandó nyomatékkal terhelt gerenda kifordulásának vizsgálatát a konzisztens Ayrton-Perry formulára alapozták (Taras and Greiner, 2010). Ezzel párhuzamosan jelentettük meg az Ayrton-Perry formula általánosítását (Szalai and Papp, 2010). A két megközelítés azonosságot mutatott. Az egyszerű kialakítású referenciaelemtől eltérő megtámasztási és terhelési feltételek

kezelésénél Taras és Greiner a konzervatívnak tekinthető táblázatos esetkiválasztás módszeréhez nyúlt (Taras and Unterweger, 2012:a). A megoldásuk nem konzisztens a modell alapú integrált méretezés módszertanával. Az eljárásuk kiváltását célozta Badari Bettina doktoranduszommal folytatott kutatásunk, ahol a szegmentáció módszerével, a keresztmetszethez rendelt karcsúság fogalmával, valamint egy önálló GMNIA alapú adatbázis létrehozásával, új Ayrton-Perry alapú eljárást fejlesztettünk ki (Badari and Papp, 2015; Badari, 2016). A kutatás folytatása vezetett el a későbbiekben ismertetett általános stabilitásvizsgálati elvekhez és módszerekhez. Végezetül hangsúlyozom, hogy Taras és Greiner alapesetre vonatkozó új formulája kiemelt szerepet kapott az értekezésemben.

### *1.1.1.3. A kihajlás és a kifordulás interakciója*

A két végén villásan megtámasztott, központosan nyomott és az erős tengely körül hajlított gerenda teherbírásának meghatározására viszonylag kevés kísérlet történt, azokat is nagyrészt külpontosan nyomott rudakon végezték. Ez a tény motivált, amikor saját kísérleteket végeztünk központosan nyomott és tartóközépen közvetlen erővel az erős tengely körül hajlított gerenda elemeken (Papp et al. 2003; Szalai, 2007). Megtapasztaltuk, hogy az ilyen kísérletek kivitelezésének nehézségi foka rendkívül magas. Így a saját kísérleteink száma korlátozott maradt, és szerepük elsősorban a képlékeny viselkedés vizsgálatára kifejlesztett geometriailag és anyagilag nemlineáris és tökéletlen numerikus modelljeink kalibrálására korlátozódott. Ugyanez mondható el Tankova és társai, valamint Jörg és Kuhlmann legújabb laboratóriumi kísérleteiről. Az előbbi kutatók héhány változó gerincmagasságú elemet vizsgáltak (Tankova et al. 2018), míg az utóbbiak 12 tesztelemen a csavarás hatását is vizsgálva végeztek kísérletet (Jörg and Kuhlmann, 2018).

A kísérletek nehézségi fokára vonatkozó fenti megállapításom általános érvényű, és megmagyarázza, hogy miért nem jött létre megfelelő számú kísérletet tartalmazó nemzetközi adatbázis. Az adatbázis létrehozását nehezítette, hogy az eltérő esetek száma rendkívül nagy. Adatbázis, valamint korrekt mechanikai tartalommal rendelkező formula hiányában, az Eurocode 3 a nyomott és hajlított elemek ellenállását a tiszta esetek ellenállásainak lineáris összegzésével határozta meg (MSZ EN 1993-1-1, 2005:c), ami durva közelítő feltételezést jelentett. Greiner, majd Boissonade és társai a kísérletek hiányát nagyszámú GMNIA alapú numerikus vizsgálattal pótolták, és az összegzési formula interakciós tényezőit az eredmények alapján kalibrálták (Greiner, 2001; Boissonade et al. 2002). A formula csak a két végén villásan megfogott, az elemvégek között szabad vagy oldalról folyamatosan megtámasztott állandó szelvényű elemre érvényes. A kalibráció érvényességi körébe tartozó esetekre a formula megfelelően becsüli a teherbírást, azonban más esetekben jelentős hibát eredményezhet.

Az elmúlt tíz évben a lineáris interakciós formula kiváltására több javaslat született. Szalai megoldása alapján már 2010-ben közöltük az Ayrton-Perry formula általánosítását kihajlás és kifordulás interakciójára, rögzített normálerő esetén (Szalai és Papp, 2010). A formula alapján Silva kutatócsoportja (ISISE) egy konzisztens módszert dolgozott ki a nyomott és hajlított szerkezeti elemek méretezésére (Tankova et al. 2017). Közben Szalai elvégezte az Ayrton-Perry formula teljes általánosítását (Szalai, 2017). Az ECCS TC8 Stability tudományos bizottság 2017-ben Drezdában tartott rendes ülésén Feldmann (RWTH Aachen) egy új megközelítésről számolt be, amelyben konzisztens imperfekciós tényezők alkalmazásával

egységes csökkentő tényezőt alkalmaz a kihajlás és a kifordulás interakciójára (Feldmann, 2017; Feldmann et al. 2017). Feldmann megközelítése jelenleg csak ötlet szintjén létezik. Snijder és Kuhlmann (ECCS TC8 Stability bizottság, illetve a CEN/TC250/SC3 bizottság elnöke) közös javaslatára az előbbieken bemutatott három kutatócsoport felkérést kapott egy ad hoc bizottság alakítására, amely bizottság együtt hivatott az ECCS számára a végleges megoldást kidolgozni. Ennek keretében 2017-ben bemutattuk és vitára bocsátottuk az OSDM (Overall Stability Design Method) nevű megoldási javaslatunkat (Szalai and Papp, 2017). Válaszként felkérést kaptunk a téma részletes kifejtésére egy ECCS technikai dokumentum (könyv) formájában. A könyv megjelenése 2019 végén várható.

### 1.1.2. A végeelemes analízis

A végeelemes analízis, és annak alkalmazásaként a szerkezetek numerikus analízise az elmúlt két évtizedben hatalmas fejlődésen ment keresztül. A szerteágazó módszertanok közül az elmozdulásmódszeren alapuló végeelemes analízis vált a szerkezettervező szoftverek (Structural Design Software; továbbiakban: SDS) uralkodó módszerévé. A szerkezet-építőmérnöki tervezési gyakorlatban általában rúdszerkezeti, ritkábban héjszerkezeti modelleket alkalmazunk. Az alábbiakban a kétféle modellezési megközelítést az értekezésem szemszögéből elemzem.

#### 1.1.2.1. A rúd végeelemes analízis

Az acélszerkezetek méretezésében kiemelt fontossággal bír a statikai és a határpontos teherbírási analízis, valamint a lineáris statikai- és dinamikai sajátérték analízis. A viszonylag kis alakváltozást szenvedő, térbeli, viszonylag vékonyfalú szelvényekből épített nyomott-hajlított acélszerkezeti elemek modellezésében a leghatékonyabb mechanikai eszköznek a 14 szabadságfokú rúd végeelem bizonyult. Az elem klasszikus változatát Rajasekaran publikálta (Chen and Atsuta, 1977:a). Az elem továbbfejlesztett változatai jól alkalmazható numerikus eljáráshoz vezettek, mind az anyagilag lineáris analízis (ConSteel, 2017), mind a nemlineáris analízis területén (Szalai and Papp, 2005a, 2005b; Szalai, 2007).

A '70-es években napvilágot látott Rajasekaran rúd végeelem alkalmasnak bizonyult a geometriailag nemlineáris (másodrendű) analízisre is, mivel az összes feszültségeredő (normálerő, hajlítónyomaték, nyíróerő és csavarónyomaték) másodrendű hatását figyelembe veszi. Az elemmel elvégezhető az összes olyan analízis, amit a tervezési gyakorlat megkövetel: ilyen a (i) határpontos teherbírási feladat, amely a statikai feladat speciális esete, ahol a számítás célja a szerkezetre jellemző erő-elmozdulás útvonal meghatározása, különös tekintettel a teherbírás felső határára, a (ii) lineáris statikai sajátérték feladat, ami kiemelt szerepet kapott az acélszerkezetek globális stabilitásának méretezésében (MSZ EN 1993-1-1, 2005:d), valamint a (iii) lineáris dinamikai sajátérték feladat, ahol a kiszámított rezgésszámok és rezgésalakok tájékoztatást adnak a szerkezet dinamikai viselkedéséről, illetve megfelelő számú rezgésszám és rezgésalak birtokában elvégezhető a modálanalízis, amely eljárás az épületszerkezetek földrengésállóságának meghatározását célzó szabvány referencia módszere lett (MSZ EN 1998-1, 2005).

### 1.1.2.2. A héj végeelemes analízis

Az előző szakaszban felsorolt számítási feladatok elvben elvégezhetőek a szerkezet héj végeelemes modelljén is. A méretezési gyakorlat szempontjából a héjmodellen történő analízis kiegészíti a rúdmodellen alapuló méretezési eljárást, alkalmazásának a célja általában a rúdmodell alapú analízis pontosságának ellenőrzése, és/vagy a globális szerkezet egyes részleteinek pontosabb vizsgálata. Sok esetben hatékony modellhez jutunk a rúd- és héjmodell vegyes alkalmazásával.

Az elmúlt évtizedekben a nemzetközi kutatás felmérhetetlen tudásanyagot halmozott fel a héj végeelemes módszer kapcsán. A kutató-fejlesztő munkám során a megismert megközelítések közül Vörös helyzetelemzésével értek egyet: „...egy gyakorlati mérnöki tervező programrendszer (SDS) akkor őrizheti meg a hatékonyságát, ha csak néhány, de több célra alkalmas elemtípust használ. Numerikus vizsgálatok bizonyították, hogy a vastag és sík héjelemek a görbült héjfelületek tetszőleges pontosságú számítására is alkalmasak, miközben az elemi merevségi mátrixok egyszerűbbek, a számítás gyorsabb és pontosabb. Ez esetünkben különös jelentőséggel bír, mivel az acélszerkezetek méretezése kapcsán leggyakrabban sík vagy kis görbületű, lapos lemezekkel találkozunk. A három csomópontos, vastag háromszög héjelem legfőbb előnye az egyszerűség. A négy csomópontos, lineáris vastag héjelem mellett a következő előnyök szólnak: (i) az elmozdulásokat lineáris függvényekkel interpoláljuk, aminek következtében az elemi mátrixok zárt alakban kiintegrálhatóak, és eredményül numerikusan stabil, robusztus mechanikai modellt kapunk; (ii) egyszerűbbé teszi a különleges esetek kezelését (pl. speciális anyagtulajdonságok; anyagilag nem lineáris viselkedés; stb.); (iii) az elem oldaléléhez általános rúdelem illeszthető, ami új lehetőséget nyit a merevített felületszerkezetek modellezésében” (Vörös, 2003). Az e-Design projekt keretében kialakított héj végeelemes koncepciónk Vörös megközelítését követte (Papp és társai, 2003).

### 1.1.3. Az objektum-orientált modellezés

A mérnöki gondolkodás alaptermészetéből következik az objektum-orientált megközelítés. Az objektum-orientált módszertan elsősorban a programozás világából ismert, a modern mérnöki tervező szoftverek objektum-orientált programnyelvben íródnak. Értekezésemben az objektum-orientált megközelítést a szerkezeti és a mechanikai modellek megfogalmazásához alkalmazom. Az alábbiakban a ConSteel koncepció két nagy modellezési témakörét elemzem: (i) a keresztmetszetek modellezését és (ii) a szerkezet szintű modellezést.

#### 1.1.3.1. A keresztmetszet objektum-orientált modellje

A viszonylag vékonyfalú rúdszerkezeti elem nominális keresztmetszeti jellemzőinek származtatása megtalálható Ypban korai, orosz nyelvű összefoglaló művében (Ypban, 1955). Chen és Atsuta átfogó leírást közöltek a nagyhírű könyvükben (Chen and Atsuta, 1977:b). Az integrál kifejezésekkel felírt jellemzők kiszámítására Kollbrunner és Basler közölt korai, kézi számításra alkalmas eljárást, amely a Simpson-formulán alapul (Kollbrunner and Basler, 1966). A végeelemes analízis térnyerésével elterjedtek az átfogó megoldást biztosító numerikus

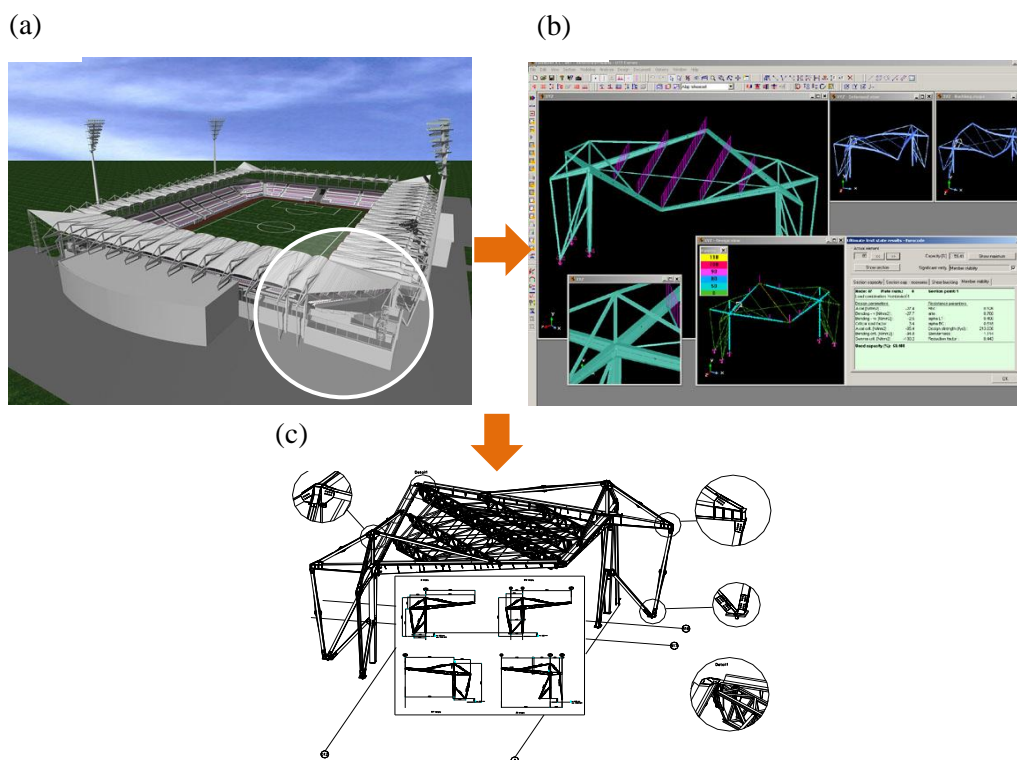
módszerek, amelyek közül a Pilkey által közzétett, háromszög hálózaton alapuló végeelemes eljárást emelem ki (Pilkey, 2002).

Az évezred elejére az általános rúdelem keresztmetszeti jellemzőinek kiszámítása lezárt témává vált. A kutatás fő iránya az információs technológia legújabb eredményeinek alkalmazása felé fordult: a szoftverfejlesztő műhelyekben stratégiai kérdéssé vált a komplex megoldást célzó keresztmetszeti ágensek fejlesztése. Az objektum-orientált programozási paradigma térhódítása magával hozta a rúdelem keresztmetszetek objektumként történő értelmezését. A kutatás nagyrészt a kereskedelmi célú szoftverek fejlesztésének keretein belül zajlott, és zajlik a mai napig. Az innovatív eredmények közvetlenül beépülnek a szoftver termékekbe (RSTAB, 2017; ConSteel, 2017). Ebben a környezetben kivételes esetnek számított az általam kifejlesztett, egységes, objektum-orientált keresztmetszeti osztály publikálása (Papp et al. 2001). Az új gondolat az volt, hogy a keresztmetszeti jellemzők és az EC3 által meghatározott szabványos ellenállások számítását egységes és zárt rendszerbe foglaltam. A megközelítem lényege, hogy a keresztmetszeti objektumok világa a globális szerkezet világa mellett önállóan létezik, a két világ közötti információcserét a kommunikációs ágens biztosítja. A publikált keresztmetszeti objektum egységét és előnyeit többek között Balogh a hasonló témakörben írt, a Colorado Egyetemen megvédett doktori értekezésében ismerte el (Balogh, 2003). A keresztmetszeti objektum koncepció időállóan bizonyult, ma is szilárd alapot biztosít a ConSteel szoftver fejlődéséhez.

#### *1.1.3.2. A rúdszerkezet objektum-orientált modellje*

Az acélszerkezetek tervezése a számítógéppel történő támogatás szempontjából három specifikus résztevékenységre osztható: építészeti CAD, konstrukciós CAD és SDS. A résztevékenységek specifikussága miatt az alkalmazások fejlesztése és használata sokáig egymástól elszigetelve, önálló és öntörvényű környezetben zajlott. Az **1.2. ábra** az UTE Stadion acél lefedő szerkezetének tervezése kapcsán alkalmazott számítógépes rendszert mutatja, ahol a három specifikus résztevékenységet önálló szoftverek támogatták (Papp, 2003a). A specifikus részrendszerek integrálásának gondolata régóta foglalkoztatja a fejlesztő stratégiákat. A fejlesztésre alapvetően két út kínálkozott: (i) több alkalmazás egységes rendszerben történő fejlesztése (pl. integrált konstrukciós CAD és SDS); (ii) elkülönülten fejlesztett specifikus alkalmazások modellcseréjének biztosítása világméretű adatmodell szabvány kifejlesztésével és elterjesztésével. A több részterületet átfogó, integrált fejlesztések sorra elbuktak, mert a részterületek fogalmi rendszereinek és adatmodelljeinek egységes rendszerbe foglalása szinte megoldhatatlan feladatot jelentett. A második út kezdetleges, de a mai napig működő formája, amikor a *vezérszerepet* betöltő konstrukciós szoftver által meghatározott adatsere formátumhoz igazodunk.

Az építészeti CAD világából induló Industrial Foundation Classes (IFC) szabvány átfogja a létesítmény életciklusának minden egyes fázisát, a beruházás igényének megfogalmazásától kezdve, annak tervezésén, kivitelezésén és üzemeltetésén át, egészen a bontásig (IFC2x4, 2009). Az SDS alkalmazások felkészültek az IFC alapú adatmodell cserére: az elmúlt tíz évben a fejlesztők sorba jelentették be, hogy elkészítették a saját konvertereiket. Egy korszerű acélszerkezeti SDS alkalmazással szemben ma már alapvető elvárás, hogy a szerkezeti modell, illetve a modellt alkotó szerkezeti elemek objektumrendszere kompatibilis



**1.2. ábra.** A számítógépes alkalmazások használata az UTE Stadion acél lefedő szerkezetének tervezésénél (KÉSZ Kft. 2002): (a) Építészeti CAD (ArchiCAD); (b) SDS alkalmazás (ConSteel); (c) konstrukciós CAD (StruCAD).

legyen a konstrukciós CAD alkalmazások világában formálódó objektum rendszerrel (Papp, 2006). A CAD orientált tartószerkezeti modellezés alaptétele, hogy a szerkezeti modellt alkotó objektumok feleljenek meg a valós gyártási és szerelési rendszerek objektumainak. Az SDS modellt alkotó szerkezeti elem- és kapcsolat objektumok rendszerének a CAD objektumok rendszeréhez tartó teljes konvergenciájának gátat szab a két rendszer között fennálló lényegbeli különbség. Ez indokolta a ConSteel szoftver sajátos objektummodelljének kifejlesztését, természetesen messzemenőig figyelembe véve a CAD körül kibontakozó szabványokat.

## 1.2. Célkitűzés

Az értekezésemben tágabb értelemben az acélszerkezetek modell alapú stabilitási méretezésével foglalkozom, szűkebb megközelítésben a modell alapú stabilitási méretezés egy specifikus módszerével, amely az egyenértékű geometriai tökéletlenség elvén alapul. A vonatkozó tudományos előzményeket a megszokottnál részletesebben tárgyaltam annak érdekében, hogy a célkitűzésemet és az eredményeimet pontosan tudjam elhelyezni az építőmérnöki tudományok terében.

A modell alapú stabilitási méretezés módszertanával kapcsolatos problémák az 1.1. szakaszban vázolt három tudományos részterület (méretezéselmélet, numerikus analízis és objektum-orientált modellezés) által meghatározott térben vizsgálható. Az 1.1.1. szakaszban foglaltak alapján kimondom, hogy az acélszerkezeti elemek stabilitási méretezését történetileg az Ayrton-Perry formulára (a továbbiakban: AP formula) alapozott csökkentő tényezőz



módszer (Overall Stability Design Method, továbbiakban: OSDM) határozza meg. Az AP formula mechanikai értelemben a geometriailag tökéletlen rugalmas rúdelem szilárdsági határállapotát fejezi ki. A valós rúdelem tényleges geometriai és anyagi tökéletlenségének hatása a kalibrációt biztosító tökéletlenségi tényezőben vehető figyelembe, a tényező a stabilitási csökkentő tényező paramétere. Az OSDM duális párja az egyenértékű geometriai tökéletlenség módszer (Overall Imperfection Method, továbbiakban: OIM). Az OIM direkt módon alkalmazza az AP formula mechanikai modelljét: a stabilitási határállapot vizsgálata elvégezhető az egyenértékű geometriai tökéletlenséggel terhelt rugalmas szerkezeti modell keresztmetszeti ellenállásának vizsgálatával, amennyiben az igénybevételeket másodrendű (geometriailag nemlineáris) elmélet alapján számítjuk. Az OIM egy régóta ismert elven alapuló módszer, de csak a síkbeli stabilitásvesztés (síkbeli kihajlás) esetére alkalmazták (MSZ EN 1993-1-1, 2005). Az elv gyakorlati alkalmazása számítógépes eljárást igényel, különösen térbeli stabilitásvesztési módok esetén. A módszer mérnöki gyakorlatban történő alkalmazásának alapfeltétele az 1.1.2 szakaszban vázolt 14 szabadságfokú rúd végeselemes analízis (rövidítve: 14 DOF FEM), vagy annál magasabb szintű módszer alkalmazása. Ilyen módszer a héj végeselemes analízis, azonban a tényleges alkalmazását a gyakorlatban több tényező erőteljesen gátolja: (i) az alkalmazása speciális felkészültséget igényel, és (ii) hiányoznak az alkalmazási szabványok.

Az objektum-orientált szerkezeti modellezés bevonása a tárgyalásba a tágabb célkitűzésem eléréséhez szükséges. Az értekezésem fontos célja, hogy a szűkebb témát jelentő OIM a mérnöki gyakorlatba beágyazva kerüljön tárgyalásra. A befogadó környezetet a ConSteel szoftver adja, amelynek ágenseire saját alkotásként hivatkozom. Az objektum-orientált modellezés a ConSteel szoftver alapvető tulajdonsága.

Összefoglalva, az értekezésem tágabb célkitűzése, hogy egységes rendszerbe foglaljam a méretezéselmélet, a numerikus analízis és az objektum-orientált modellezés területén elért tudományos-szakmai eredményeimet és a műszaki alkotásaimat. Ez a téma alkotja az értekezésem befoglaló rétegét. Az értekezésem tudományos célkitűzése az egyenértékű geometriai tökéletlenség (OIM) elvének általánosítása az acélszerkezetekre jellemző globális stabilitásvesztési módokra. Ez a téma jelenti az értekezésem magját. Az értekezésben nem térek ki az OSDM tárgyalására, mivel azzal mélyebben a téma szakértője, Szalai József foglalkozik.

### **1.3. Tudományos módszertan**

Az acélszerkezetek méretezéselméleti paradigmája változóban van. A jövő paradigmája kétséget kizáróan a numerikus kísérleteken alapuló, a tökéletlen szerkezeti modell geometriailag és anyagilag nemlineáris analízisét (GMNIA) alkalmazó méretezési módszertan lesz (Dunai, 2007). Ugyanakkor a szerkezet-építőmérnöki társadalom napi gyakorlatában az egyszerűsített, a lineárisan rugalmas statikai modelleken és az általában biztonság javára közelítő szabványos méretezési képleteken alapuló, méretezési módszertan még egy-két évtizedig meghatározó marad. Értekezésemben e hagyományos módszertan keretében kidolgozott innovatív méretezési elveket és megoldásokat mutatok be, amelyek a leggyakoribb szerkezeti kialakítások (rúdszerkezeti elemek és rúdszerkezetek; viszonylag vékonyfalú alaktartó keresztmetszetek) esetén megfelelő pontossággal közelítik a GMNIA alapú numerikus kísérletekkel kapható eredményeket.

Az általam követett méretezéspéleleti módszertant a következők jellemzik. A szerkezetek lehetséges tönkremeneteli formáit határállapotokkal írjuk le. Egy adott határállapot bekövetkeztéhez tartozó állapotjellemzőket kísérletek alapján, valószínűségi alapon határozzuk meg (Strating and Vos, 1973). A kísérleteket eleinte laboratóriumban, valós próbatesteken végeztük, napjainkban számítógéppel, a GMNIA módszertan alapján. A laboratóriumi kísérletek eredményeit ma már főleg a numerikus modell ellenőrzésére használjuk. Az ilyen eszközrendszerrel létrehozott adatbázis alapján kalibráljuk az egyszerűsített mechanikai modell szabad paraméterét (esetleg paramétereit). A vázolt módszertant irányadónak tekintve, tudományosan megalapozott méretezési formuláról a vizsgált témakörön belül csak az egyszerű nyomott rúd kihajlási határállapota (Silva et al. 2016a) és az egyszerű hajlított gerenda kifordulási határállapota (Taras and Greiner, 2010) esetében beszélhetünk. Más esetekben (pl. nyomott-hajlított gerenda vagy keretszerkezet határállapota esetén) közelítő feltevésekkel kell élnünk. Közelítő feltevésen (munkahipotézisen) alapul például az értekezésem magjában tárgyalt OIM szabálytalan elemekre történő általánosítása. A feltevéseken alapuló általánosított formula alkalmazhatóságát (viszonyított pontosságát) parametrikus összehasonlító vizsgálatokkal igazoljuk, vagy cáfoljuk.

Az értekezésem magjában tárgyalt OIM (stabilitási méretezési formula) esetében az alábbi lépésekkel leírható tudományos módszertant alkalmazom:

- teherbírási adatbázis létrehozása és/vagy adaptálása nyomott, hajlított és nyomott-hajlított szerkezeti elemekre és szerkezetekre, nemzetközi szinten elfogadott, a GMNIA módszertan alapján végzett numerikus kísérletekkel, egyparaméteres terhelést feltételezve;
- a két alapesethez (nyomott rúd kihajlása és hajlított gerenda kifordulása) tartozó OIM formula származtatása a kalibrált méretezési formulák alapján;
- az OIM formula általánosítása az „egyenértékű elem” hipotézisének alkalmazásával;
- a 14 DOF végeelemes analízis és keresztmetszeti szilárdsági ellenőrzés megvalósítása a formula által előírt módon;
- az általánosított OIM formula viszonyított pontosságának vizsgálata a kísérleti adatbázison.

#### 1.4. Az eredmények alkalmazása

Az értekezésem tudományos magjában az általam kidolgozott stabilitásvizsgálati elveket és azokon alapuló módszereket (General Method; továbbiakban: „általános” módszer); OIM) mutatom be, a külső rétegében a módszerek gyakorlati alkalmazását biztosító analízis és méretezés eljárásait írom le. A bemutatott eljárásokat a ConSteel szoftver teszi bárki számára elérhetővé és alkalmazhatóvá. Az eljárások bármely acélszerkezeti méretező szoftverbe adaptálhatóak, amennyiben a szoftver rendelkezik az alábbi tulajdonságokkal:

- az öblösödés hatását is figyelembe vevő másodrendű analízis (14 DOF végeelemes rúdszerkezeti analízis, vagy annál magasabb rangú eljárás);
- a deformáció csomóponton (keretsarkon) történő átvitelének megfelelő pontosságú megoldása;
- a lineáris sajátérték feladat elvégzése (kritikus tehernövelő tényező és stabilitásvesztési alak számítása);
- a sajátalakokkal felvett kezdeti tökéletlenség helyettesítő teherrel történő felvétele;

- keresztmetszeti szilárdság ellenőrzése a lineáris interakciós elv alapján, másodrendű igénybevételekkel, a keresztmetszet osztályától függően rugalmas-, képlékeny- vagy hatékony (effektív) keresztmetszeti jellemzőkkel.

### 1.5. Az értekezésben alkalmazott fontosabb fogalmak

A modell alapú analízis és méretezés témájának kifejtése közben több specifikus kifejezést alkalmazok. Szükségesnek tartom a legfontosabbak előzetes meghatározását:

<i>szerkezeti elem:</i>	valós vagy virtuális, hengerelt vagy hegesztett acélszerkezeti elem (pl. oszlop, gerenda, merevítő rúd, stb.);
<i>rúdszerkezeti elem:</i>	szerkezeti elem, amelynek tengelyirányú kiterjedése (hossza) többszöröse a keresztmetszet méretének, és a tönkremenetelére a globális stabilitásvesztési mód a jellemző;
<i>lemezszerkezeti elem:</i>	rendszerint hegesztett szerkezeti elem, amely lemezekből épül fel, és amelynek a tönkremenetelére a lemezhorpadás a jellemző;
<i>szerkezeti modell:</i>	rúd- és/vagy lemezszerkezeti elemek halmaza, amelyek kapcsolódását a szerkezettani elvek és módszerek határozzák meg;
<i>rúdelem:</i>	1D mechanikai objektum, amelyet a rugalmas vonal matematikai absztrakciójával írunk le, és a mechanikai viselkedését a hozzárendelt keresztmetszeti objektum tulajdonságai határozzák meg;
<i>héjelem:</i>	2D mechanikai objektum, amelyet a rugalmas felület matematikai absztrakciójával írunk le, és a mechanikai viselkedését a hozzá rendelt anyag tulajdonsága és a vastagsága határozza meg;
<i>végeselem:</i>	specifikus rúd- vagy héjelem, amelynek tulajdonságait a végeselemes analízis módszertana határozza meg;
<i>mechanikai modell:</i>	rúd- vagy héjelemek halmaza, amelyek kapcsolódását a szerkezetanalízis módszertana határozza meg;
<i>végeselemes modell:</i>	mechanikai modell, amelynek rúd- vagy héjelemeit végeselemekre osztjuk, a végeselemes analízis módszertana alapján;
<i>OIM:</i>	egyenértékű tökéletlenség módszer (Overall Imperfection Method), ahol a szerkezeti modell a megfelelő globális stabilitásvesztési módhoz tartozó alakkal felvett kezdeti geometriai tökéletlenséggel terhelt, ahol az alak amplitúdója a másodrendű rugalmas analízis alapján, az egyenértékű elem elvének alkalmazásával határozható meg; a globális stabilitásvizsgálat helyettesíthető a másodrendű igénybevételekkel és konzervatív interakciós elven elvégzett keresztmetszeti vizsgálattal.
<i>OSDM:</i>	globális csökkentő tényezős módszer (Overall Stability Design Method), ahol a globális stabilitásvizsgálat a szerkezeti modell megfelelő globális stabilitásvesztési módjához tartozó kritikus tehernövelő tényező ismeretében, a másodrendű igénybevételek alapján meghatározott globális csökkentő tényező kiszámításával, a kritikus keresztmetszetben elvégezhető vizsgálatra vezet;
<i>SDS:</i>	Structural Design Software – tartószerkezetek szabványos erőtan tervezésének támogatására fejlesztett specifikus méretező szoftver;
<i>General Method</i>	az EN 1993-1-1 6.3.4. szakaszában értelmezett stabilitásvizsgálati módszer, amelynek magyar nyelvű megfelelője az „ <i>általános</i> ” módszer; az idézőjel a korlátozott általánosságra utal.

## 1.6. Az értekezés felépítése

A modell alapú integrált analízis és méretezés a szerkezettervezés uralkodó módszertanává vált, ahol az analízis (általában az igénybevételek és a deformációk számítása) és a méretezés (általában a szerkezeti elemek méreteinek felvétele előírások alapján) egységes és fejlett térbeli modellen történik, és az eljárás erőteljesen automatizált. A teljes automatizálást két tényező akadályozza: (i) hiányzik a teljes automatizálást lehetővé tevő mechanikai és méretezéselméleti módszertan; (ii) a felelősség minden esetben a mérnöké, aki áttekinthetőséget és döntési pontokat kíván meg a méretezési eljárástól. A célom az, hogy a fenti két tényező figyelembevételével kidolgozzam az optimális automatizáltságon alapuló integrált analízis és méretezés módszertanát.

Rúdszerkezeti modell alkalmazása esetén a modell-alapúság két kiemelten fontos, egymástól elkülönítve kezelhető problémakört érint: (i) a keresztmetszeti modell, és (ii) a globális modell kérdését. A modell alapú analízis és méretezés elvének lefektetése és gyakorlatának megvalósítása (szoftverfejlesztés) több tudományos-szakmai területet érint. Az értekezésemben a komplex problémakört nagyrészt lefedő négy témával egy-egy fejezetben foglalkozom. Minden fejezet végén kimondom a fejezet témájához köthető tézisémet.

A 2. fejezetben a keresztmetszetek objektum-orientált modellezésében és számításában elért eredményeimet mutatom be. A modell hatékonyságát a SECTION ágens segítségével illusztrálom. Kimondom az értekezés 1. tézisémet.

A 3. fejezetben az objektum-orientált rúdszerkezeti modellezéssel, és a 14 DOF vége-selemes analízis néhány speciális kérdésével foglalkozom. Kiemelten tárgyalom a változó keresztmetszet és a külpontos elhelyezés kérdését. A vázolt megoldások a szabálytalan szerkezeti elemek méretezéséhez szükséges alapvető eszközöket biztosítják. Az eljárás hatékonyságát az ANALYSIS ágens alkalmazásával illusztrálom. Kimondom az értekezés 2. tézisémet.

A 4. fejezetben a globális stabilitásvizsgálat „általános” módszerével foglalkozom. Bemutatom az európai gyakorlatot megelőző eredményeimet a módszer kidolgozása és alkalmazása területén. A módszer hatékonyságát és gyakorlati alkalmazását a ConSteel szoftver segítségével mutatom be. Kimondom az értekezés 3. tézisémet.

Az 5. fejezetben a globális stabilitásvizsgálat direkt eljárásának tekintett „általános” módszer duális párját, az egyenértékű geometriai tökéletlenség módszert (OIM) vezetem le. A módszert általánosítom szabálytalan szerkezeti elemekre. A módszer pontosságát részben nemzetközileg elfogadott numerikus teherbírási kísérletek eredményeiből álló adatbázison, részben saját fejlesztésű adatbázison, majd az irodalomban elérhető „benchmark” példákon keresztül ellenőrzöm. A módszer lépéseit és hatékonyságát a ConSteel szoftver alkalmazásával illusztrálom. Kimondom az értekezés 4. tézisémet.

A 6. fejezetben bemutatom és értékelem a ConSteel szoftver SECTION, ANALYSIS és DESIGN ágenseit, amelyek koncepcióját és prototípus programját alkotásaimnak tekintem. Bemutatom a kiválasztott műszaki alkotásomat, az UTE stadion acélszerkezetét, amelynek koncepcionális tervezését a ConSteel szoftverrel végeztem. Kimondom az alkotásokhoz kötődő 5. tézist.

A 7. fejezetben összegzem a kutatás eredményeit, felvázolom a folytatás irányait, majd kitérek az eredmények hasznosíthatóságára. A 8. fejezetben a hivatkozásokat helyeztem el.

## 2. A keresztmetszeti modell

A modell alapú integrált analízis és méretezés módszertanát a végeelemes analízis és a szabványos méretezés módszerei határozzák meg. A végeelemes analízis *analízis-orientált* keresztmetszeti modellt igényel, míg az Eurocode 3 szabvánnyal harmonizáló méretezés *szabvány-orientált* keresztmetszeti modellt. Az analízis rugalmas keresztmetszeti jellemzőkkel történik, a méretezés a keresztmetszet osztályától függően rugalmas, képlékeny vagy hatékony (effektív) keresztmetszeti jellemzőkkel.

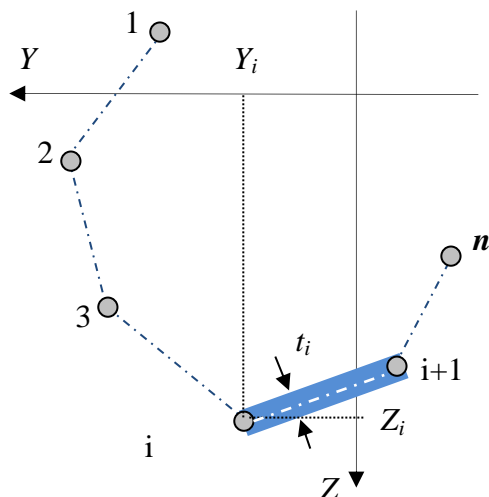
A keresztmetszeti számítás tudományos előzményeit az 1.1.3.1. szakaszban már érintettem. A korai eljárásokban – összhangban a szekvenciális és/vagy az eljárás-orientált programozási elvekkel – a keresztmetszetet a zárt képletekből kiszámítható keresztmetszeti jellemzőkkel azonosították. A későbbi megoldásokban a 2D végeelemes megközelítést alkalmazták. Ezek a megoldások külön-külön csak nehézkesen és ellentmondásosan voltak képesek az integrált analízis és méretezés módszertanát támogatni: az analízis és a méretezés integrálása a keresztmetszeti modellezés új megközelítését kívánta meg.

A jelen fejezetben bemutatom az általam kifejlesztett objektum-orientált keresztmetszeti számítást, amely kielégíti a modell alapú integrált analízis és méretezés elméleti és gyakorlati követelményeit (Papp et al. 2001; ConSteel, 2013). A globális analízishez nominális keresztmetszeti modellt és azon értelmezett rugalmas keresztmetszeti jellemzőket alkalmazok. A szabvány alapú méretezéshez a keresztmetszet osztályától függően a nominális modellből származtatott speciális keresztmetszeti célmodelleket hozok létre. A vázolt követelményekből egyértelműen következik, hogy a megfelelő keresztmetszeti modell objektum-orientált, ahol a speciális célmodellek a nominális geometriai modellből (továbbiakban: alapmodell) származnak.

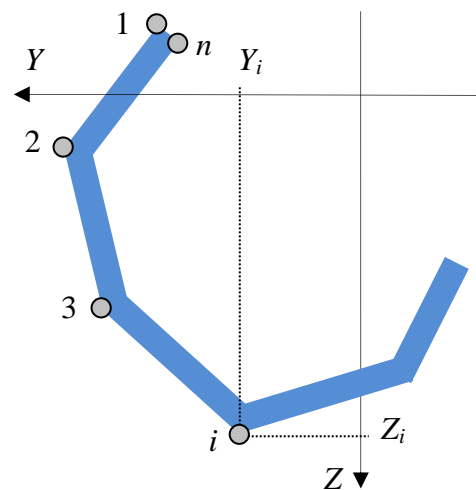
### 2.1. A duális objektum-orientált alapmodellek

A mérnöki szemléletű megközelítésben a geometriai alapmodell tükrözi a valós szerkezeti kialakítást. A kapcsolt lemezekből épített alapmodell a valós hegesztett szerkezeti elemeket viszonylag pontosan leírja, a hengerelt elemeket megfelelő pontossággal közelíti. A geometriai alapmodell kapcsolt lemezmetszetek halmazából áll, ahogy azt a **2.1. ábra** szemlélteti. A lemezmetszetek kapcsolása gyakorlati megfontolások miatt szekvenciális. A szekvencia nyitott, vagy egyszeresen zárt alakzat. Az 1 jelű csomópont a szekvencia eleje, az  $n$  jelű csomópont a szekvencia vége. Egyszeresen zárt keresztmetszet esetén a két csomópont egybeesik, és a keresztmetszet típus attribútuma a „zárt” értéket veszi fel. A lemezmetszetek egyenesek és egyenként állandó vastagságúak. A lemezmetszet indexe megegyezik a kisebb sorszámú csomópontjának indexével, paraméterei a két csomópontja által meghatározott középvonal és a  $t$  vastagság. A geometriai alapmodellt leíró adatmodell a következő:

$n$	a csomópontok száma;
$Y_i, Z_i (i=1...n)$	a csomóponti koordináták;
$t_i (i=1...n-1)$	a lemezmetszetek vastagsága;
$a_i (i=1...n-1)$	a lemezmetszetek attribútuma;
<i>type</i>	a keresztmetszet típus attribútum ('nyitott' vagy 'zárt');
<i>shape</i>	a keresztmetszeti alak (szabvány szerint értelmezve).



**2.1. ábra.** Keresztmetszet EPS alapmodellje  
(Elastic Plate Segment).



**2.2. ábra.** Keresztmetszet GSS alapmodellje  
(General Solid Section).

Minden lemezmetstet megfelel a valós szerkezeti elem egy alkotólemeze metstetének. Az  $a$  attribútum a valós lemezelem peremfeltételének kategóriájára utal. Az EN 1993-1-5 szabvány alapján meghatároztam az alkotólemezek kategóriáit (**2.1. táblázat**), valamint az EN 1993-1-1 alapján a keresztmetzeti alak kategóriákat (**2.2. táblázat**). Az utóbbi attribútumnak a keresztmetzeti ellenállás meghatározásánál, a keresztmetzet formájának azonosításában van szerepe.

Az EPS (Elastic Plate Segment) alapmodell duális GSS (General Solid Section) modelljének bevezetését a mérnöki hozzáállás egyik sajátos megnyilvánulása követelte ki (**2.2. ábra**). A rugalmas nominális keresztmetzeti jellemzőket hengerelt termékek esetén a katalógusok elméleti pontossággal, zárt képletek alapján adják meg. Az EPS modell lényegéből következik, hogy a számított jellemzők pontatlanok, eltérnek az elméleti értékektől.

**2.1. táblázat.** Az EN 1993-1-5 szabvány szemléletmódjának megfelelő lemezelem tulajdonságok.

lemezmetstet attribútuma	lemezmetstet tulajdonsága	keresztmetstet fajtája
$a$		
<b>0</b>	fiktív elem (modellezési eszköz)	összes
<b>1</b>	gerinc	összes
<b>2</b>	belső öv	összes
<b>3</b>	szabadon álló öv, amely a magasabb sorszámú csomóponttal kapcsolódik a gerinchez	hengerelt
<b>4</b>	szabadon álló öv, amely az alacsonyabb sorszámú csomóponttal kapcsolódik a gerinchez	hengerelt
<b>5</b>	szabadon álló öv, amely a magasabb sorszámú csomóponttal kapcsolódik a gerinchez	hegesztett
<b>6</b>	szabadon álló öv, amely az alacsonyabb sorszámú csomóponttal kapcsolódik a gerinchez	hegesztett
<b>7</b>	peremmerevítő	hidegen alakított
<b>8</b>	tömör elem (lemezhorpadás kizárt)	összes

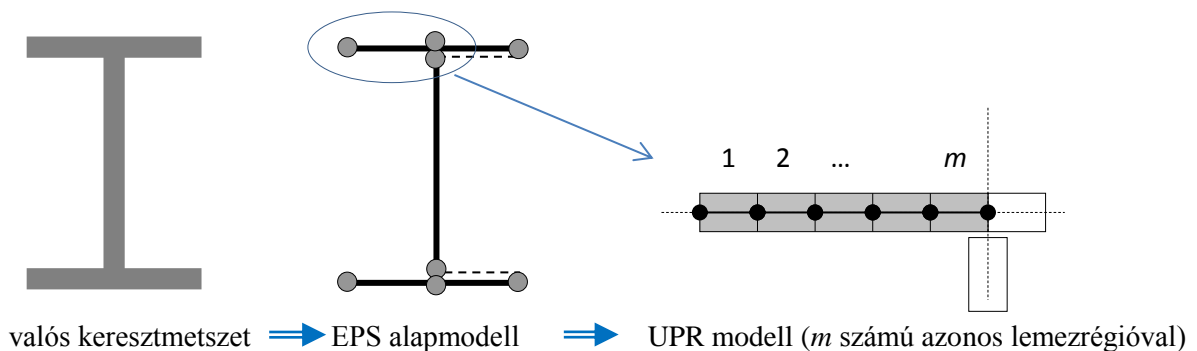
**2.2. táblázat.** Az EN 1993-1-1 szabvány szemléletmódjának megfelelő alak tulajdonságok.

alak attribútum ( <i>shape</i> )	alak tulajdonság
1	párhuzamos övű I vagy H
2	hengerelt I vagy H
3	szögvas
4	RHS
5	melegen hengerelt C
6	melegen hengerelt U
7	hegesztett I vagy H
8	CHS
9	lemez
10	hegesztett doboz

Bár az eltérések általában kisebbek, mint azok, amelyek például a keresztmetszeti méretek toleranciájából adódnak, azok bizalmatlanságra adnak okot. A GSS duális alapmodell vége-selemes modell, ezért a számított rugalmas nominális jellemzők pontossága tetszőlegesen megközelítheti az elméleti pontosságot, ami emeli a szoftver megbízhatósági indexét. A GSS duális modell adatmodellje az EPS modellből örökíthető, vagy az EPS adatmodellel párhuzamosan kódolható.

## 2.2. A származtatott modellek

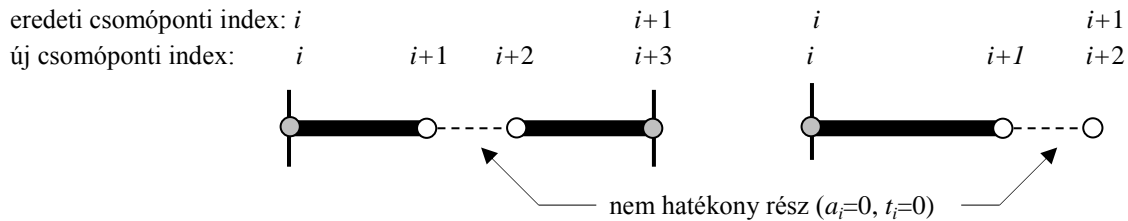
Az EN 1993-1-1 alapú keresztmetszeti ellenőrzések az 1. és 2. keresztmetszeti osztály esetén megengedik a képlékeny keresztmetszeti jellemzők figyelembevételét. A képlékeny jellemzők számításához kifejlesztettem az egyenlő lemezrégió (Uniform Plate Region – UPR) elnevezésű modellt, amelynek az EPS geometriai alapmodellből történő örökítését a **2.3. ábra** szemlélteti.



**2.3. ábra.** Az egyenlő lemezrégió (UPR) modell származtatása.

A származtatott UPR modell adatmodellje formailag megegyezik az EPS alapmodell adatmodelljével, amin értelmeztem a képlékeny keresztmetszeti jellemzőket számító algoritmust.

Az EN 1993-1-1 alapú keresztmetszeti ellenőrzések a 4. keresztmetszeti osztály esetén megkövetelik az EN 1993-1-5 alapján értelmezett hatékony (effektív) keresztmetszeti jellemzők alkalmazását. A hatékony jellemzők az axiális nyomófeszültség okozta lokális lemezhorpadás határállapotát veszik figyelembe. A jellemzők kiszámításához kifejlesztettem az *effEPS* (*effective Elastic Plate Segment*) modellt, amely az EPS alapmodellből a **2.4. ábra** szerint származtatható. Az *effEPS* modell adatmodellje formailag megegyezik az EPS alapmodell adatmodelljével, ezért az EPS modellen értelmezett eljárások rá is érvényesek. A nem hatékony „kieső” lemezrészek vastagsága zérusértékű ( $a_i=0$  és  $t_i=0$ ).

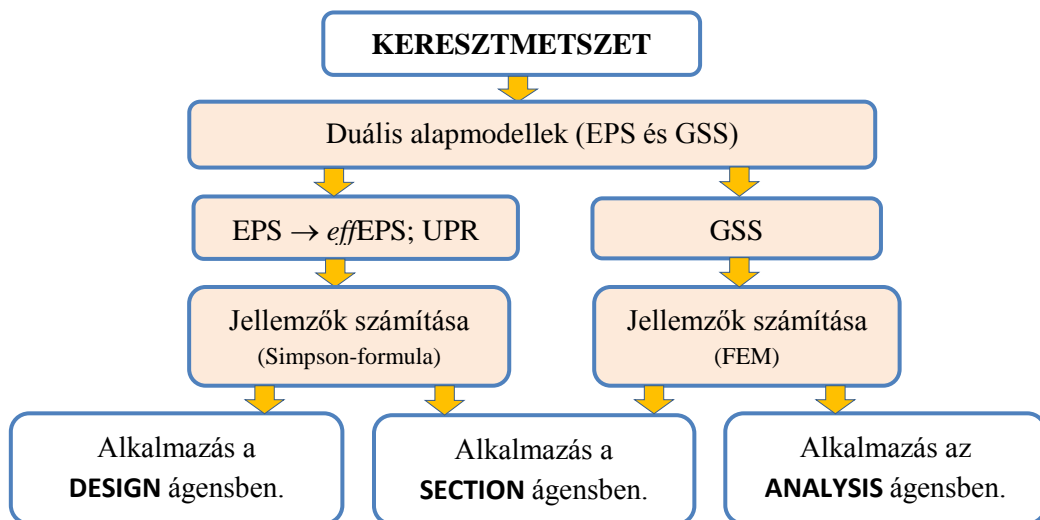


**2.4. ábra.** A nem hatékony lemezrészek lehetséges helyzetei az *effEPS* modell lemezmetében (bal oldalon: befogott peremű lemez; jobb oldalon: szabad peremű lemez).

### 2.3. A keresztmetszeti jellemzők számítása

A rugalmas keresztmetszeti jellemzők integrál kifejezéseinek kiszámítására az EPS modellen értelmezett Simpson-formula numerikus kiértékelésén alapuló eljárást fejlesztettem ki (Kolbrunner és Basler, 1966; Papp et al. 2001). A képlékeny keresztmetszeti jellemzők UPR modellen értelmezett számítására iterációs algoritmust dolgoztam ki.

A keresztmetszeti jellemzőknek a ConSteel szoftver rendszerében történő alkalmazását illusztrálja a **2.5. ábra**. Az ágensek részletes leírását az alkotásokról szóló 6. fejezet tartalmazza. A SECTION osztályban számított a keresztmetszeti jellemzőket a **2.1. példa** illusztrálja.

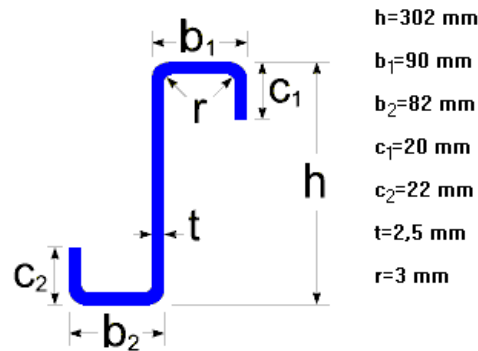


**2.5. ábra.** A keresztmetszeti jellemzők számításának és alkalmazásának sémája a ConSteel szoftver ágens alapú rendszerében.

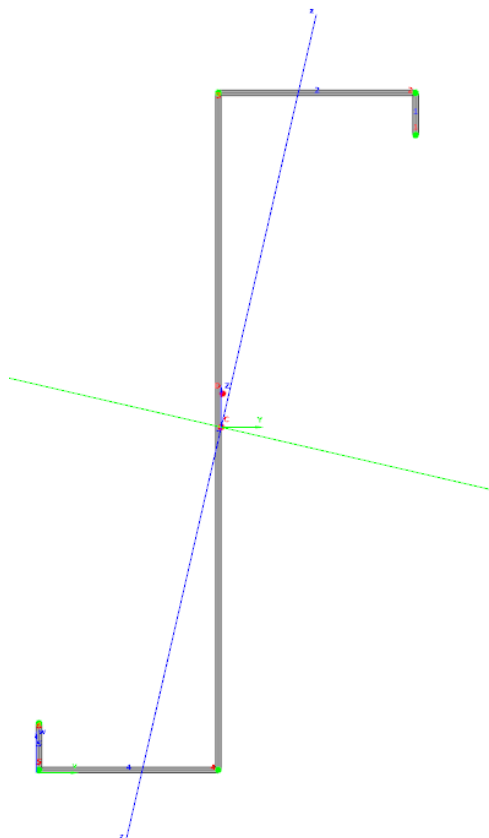


## A 2.1. példa

A SECTION osztály modelljeit és eljárásait alkalmazva kiszámítom az MS302Z25 jelű hidegen alakított Z keresztmetszet jellemzőit. A számításokkal az **EC3-1-5 4.3.(5)** szabvány előírásait követem. Az alábbi ábra a Z keresztmetszet kiinduló geometriai adatait mutatja:

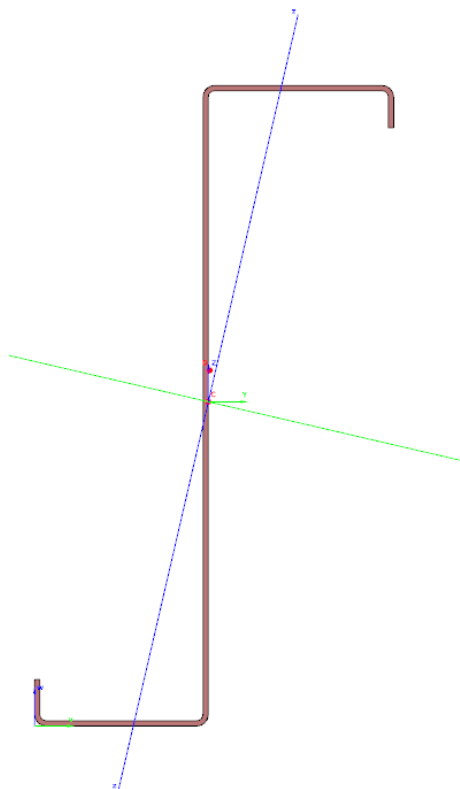


A nominális keresztmetszeti jellemzők számítása egyrészt az EPS alapmodellen numerikus integrálás (Simpson-formula) segítségével történik. Az alábbi ábra a kiszámított nominális jellemzőket mutatja:



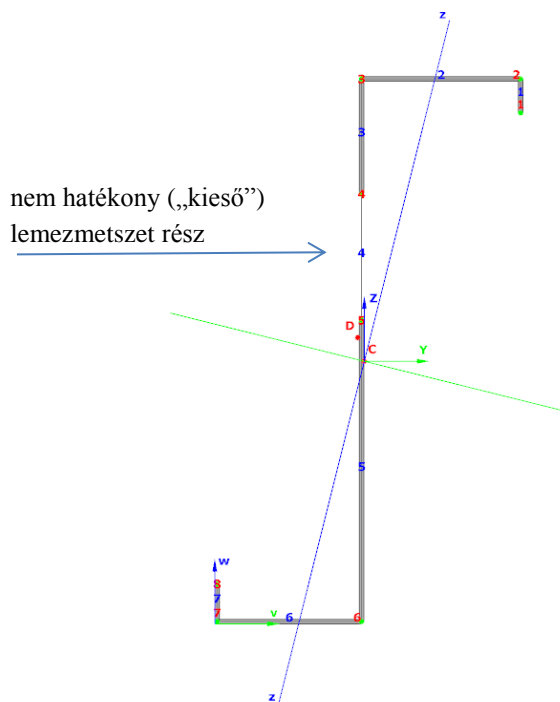
Alap jellemzők	
$v_s$	82,1 mm
$w_s$	152,9 mm
$\alpha$	-13,2 fok
A	1 265 mm <sup>2</sup>
Általános jellemzők a főténgelyek rendszerében (y,z)	
$I_y$	17 769 085 mm <sup>4</sup>
$I_z$	782 148 mm <sup>4</sup>
$i_y$	118,5 mm
$i_z$	24,9 mm
$W_{el,y}^1$	106 256 mm <sup>3</sup>
$W_{el,z}^1$	14 025 mm <sup>3</sup>
$W_{el,y}^2$	107 791 mm <sup>3</sup>
$W_{el,z}^2$	15 604 mm <sup>3</sup>
$W_{pl,y}$	134 746 mm <sup>3</sup>
$W_{pl,z}$	26 366 mm <sup>3</sup>
Általános jellemzők a súlypontba eltolt szerkesztő re	
$I_Y$	16 889 644 mm <sup>4</sup>
$I_Z$	1 661 589 mm <sup>4</sup>
$I_{YZ}$	3 763 720 mm <sup>4</sup>
$i_Y$	115,5 mm
$i_Z$	36,2 mm
$W_{el,Y}^1$	110 495 mm <sup>3</sup>
$W_{el,Z}^1$	19 001 mm <sup>3</sup>
$W_{el,Y}^2$	113 242 mm <sup>3</sup>
$W_{el,Z}^2$	20 250 mm <sup>3</sup>
$W_{pl,Y}$	132 371 mm <sup>3</sup>
$W_{pl,Z}$	26 164 mm <sup>3</sup>
Csavarási jellemzők	
$y_0$	-2,7 mm
$z_0$	14,6 mm
$Y_0$	0,7 mm
$Z_0$	14,9 mm
$I_t$	2 635 mm <sup>4</sup>
$I_w$	26,94 x 10 <sup>9</sup> mm <sup>6</sup>
Nyírási jellemzők	
$A_{sy}$	599 mm <sup>2</sup>
$A_{sz}$	920 mm <sup>2</sup>
$A_{sY}$	418 mm <sup>2</sup>
$A_{sZ}$	848 mm <sup>2</sup>

A nominális keresztmetszeti jellemzők számítása másrészt a GSS alapmodellen végeleemes módszerrel történik. Az alábbi ábra az így kiszámított nominális jellemzőket mutatja:



Alap jellemzők	
$v_s$	82,0 mm
$w_s$	152,9 mm
$\alpha$	-13,1 fok
$A$	1 245 mm <sup>2</sup>
Általános jellemzők a főténgelyek rendszerében (y,z)	
$I_y$	17 284 086 mm <sup>4</sup>
$I_z$	748 038 mm <sup>4</sup>
$i_y$	117,8 mm
$i_z$	24,5 mm
$W_{el,y}^1$	103 940 mm <sup>3</sup>
$W_{el,z}^1$	13 350 mm <sup>3</sup>
$W_{el,y}^2$	105 492 mm <sup>3</sup>
$W_{el,z}^2$	14 855 mm <sup>3</sup>
Általános jellemzők a súlypontba eltolt szerkesztő rendszerben	
$I_Y$	16 440 329 mm <sup>4</sup>
$I_Z$	1 591 795 mm <sup>4</sup>
$I_{YZ}$	3 638 747 mm <sup>4</sup>
$i_Y$	114,9 mm
$i_Z$	35,8 mm
$W_{el,Y}^1$	107 535 mm <sup>3</sup>
$W_{el,Z}^1$	18 201 mm <sup>3</sup>
$W_{el,Y}^2$	110 252 mm <sup>3</sup>
$W_{el,Z}^2$	19 402 mm <sup>3</sup>
Csavarási jellemzők	
$y_0$	-2,7 mm
$z_0$	14,6 mm
$Y_0$	0,7 mm
$Z_0$	14,9 mm
$I_t$	2 591 mm <sup>4</sup>
$I_w$	25,90 x 10 <sup>-9</sup> mm <sup>6</sup>
Nyírási jellemzők	
$A_{sY}$	317 mm <sup>2</sup>
$A_{sZ}$	686 mm <sup>2</sup>
$\rho_Y$	0,2547
$\rho_Z$	0,5511

A hatékony keresztmetszeti jellemzők számítása az EC3-1-5 4.3.(5) szerinti történik. Az *eff*EPS származtatott modell a keresztmetszeti normálfeszültség eloszlástól függ. A  $N_{Ed}=100\text{kN}$  és  $M_{y,Ed}=10\text{kNm}$  keresztmetszeti feszültségeređkhöz tartozó normálfeszültségi eloszlást feltételezve a hatékony keresztmetszeti jellemzők:



Alap jellemzők	
$v_s$	82,3 mm
$w_s$	144,9 mm
$\alpha$	-13,6 fok
$\Delta v_s$	0,2 mm
$\Delta w_s$	-7,9 mm
$\Delta \alpha$	-0,5 fok
$A$	1 091 mm <sup>2</sup>
Általános jellemzők a főténgelyek rendszerében (y,z)	
$I_y$	17 238 777 mm <sup>4</sup>
$I_z$	745 576 mm <sup>4</sup>
$i_y$	125,7 mm
$i_z$	26,1 mm
$W_{el,y}^1$	99 705 mm <sup>3</sup>
$W_{el,z}^1$	14 204 mm <sup>3</sup>
$W_{el,y}^2$	107 777 mm <sup>3</sup>
$W_{el,z}^2$	14 626 mm <sup>3</sup>
Általános jellemzők a súlypontba eltolt szerkesztő rendszerben	
$I_Y$	16 323 106 mm <sup>4</sup>
$I_Z$	1 661 246 mm <sup>4</sup>
$I_{YZ}$	3 776 757 mm <sup>4</sup>
$i_Y$	122,3 mm
$i_Z$	39,0 mm
$W_{el,Y}^1$	103 930 mm <sup>3</sup>
$W_{el,Z}^1$	19 042 mm <sup>3</sup>
$W_{el,Y}^2$	112 619 mm <sup>3</sup>
$W_{el,Z}^2$	20 195 mm <sup>3</sup>
Csavarási jellemzők	
$y_0$	-6,6 mm
$z_0$	11,8 mm
$Y_0$	-3,6 mm
$Z_0$	13,0 mm
$I_t$	2 272 mm <sup>4</sup>
$I_w$	25,01 x 10 <sup>-9</sup> mm <sup>6</sup>
Nyírási jellemzők	
$A_{sY}$	564 mm <sup>2</sup>
$A_{sZ}$	753 mm <sup>2</sup>
$A_{sY}$	418 mm <sup>2</sup>
$A_{sZ}$	673 mm <sup>2</sup>

**Megjegyzés:** a gerinclemezéből a 4 jelű nem hatékony („kieső”) lemezmetzet rész zérus lemezvastagsággal lett figyelembe véve az *eff*EPS modellben.

## 2.4. A keresztmetszeti ellenállás számítása

A keresztmetszetek objektum-orientált megközelítése teljes körű megoldást biztosít a keresztmetszeti ellenállások és kihasználtságok automatikus meghatározásához. A SECTION ágensben létrehozott keresztmetszeti objektum képes szolgáltatni minden olyan keresztmetszeti jellemzőt, amelyre szükség lehet a keresztmetszeti ellenállások EN 1993-1-1 6.2. fejezete alapján történő meghatározásához. A tervezési igénybevételeket a modell alapú analízis szolgáltatja a keresztmetszeti objektum számára, amelyek alapján a keresztmetszeti osztályhoz rendelt eljárások kiszámítják a szabványos ellenállási jellemzőket.

Az EN 1993-1-1 6.2. fejezete többretegű keresztmetszeti ellenállási formula rendszert fogalmaz meg. Egyrészt hierarchikus rendszerbe foglalja a vizsgálatokat az igénybevételi állapot összetettsége szerint (tisztá esetek, rugalmas interakció, konzervatív interakció), másrészt törekszik a gazdaságos tervezésre, ezért a teherbírási tartalékkal rendelkező 1. és 2. keresztmetszeti osztályba sorolt keresztmetszeteknél megengedi a magasabb ellenállási értéket adó képlékeny modell alkalmazását (tisztá esetek, progresszív és konzervatív interakció). A rendszert a **2.3. táblázat** foglalja össze.

A mértékadó keresztmetszeti ellenállás értelmezéséhez és a mértékadó kihasználtság egyértelmű meghatározásához a 2.3. táblázat önmagában nem elegendő. Az értelmezés nehézségét a következő példával világítom meg. A táblázatban meghatározott  $\eta_{i,j}$  értékek között több nemlineáris kifejezés található, amelyek kvázi-kihasználtságot jelentenek ( $\eta_{1.5}, \eta_2, \eta_{3.1}, \eta_{3.2}, \eta_{3.3}$ ). A kvázi-kihasználtság mechanikai tartalma csak annyi, hogy a keresztmetszet kihasználatlan ( $\eta_{i,j} < 1$ ), éppen kihasznált ( $\eta_{i,j} = 1$ ), vagy túlzottan kihasznált ( $\eta_{i,j} > 1$ ). Ezért a kvázi-kihasználtságot „valós” kihasználtsággá kell transzformálni. „Valós” kihasználtságon azt értem, hogy a kihasználtság lineárisan arányos az egyparaméteres teherternyezővel. A probléma a SECTION ágensben Newton-Raphson iterációval lett megoldva. Az egyértelműség problémájának megvilágításához tekintsünk egy nyomott, az erős tengely körül hajlított hengerelt I keresztmetszetet, amelyik a 2. keresztmetszeti osztályba tartozik. Ekkor a tisztá igénybevételi esetek közül (1. szint) a következő ellenállásokat kell kiszámítanunk: nyomás ( $\eta_{1.2}$ ); hajlítás ( $\eta_{1.3}$ ) és nyírás ( $\eta_{1.4}$ ). Az első ellenállási szinten a legnagyobb ( $E_d/R_d$ ) kihasználtságot adó vizsgálat a mértékadó. Mivel a tényleges igénybevétel összetett, a keresztmetszeti attribútumoktól (km.-i osztály, alak, típus) függetlenül a rugalmas interakció (2. szint) szerinti ellenállás is mértékadónak tekinthető ( $\eta_2$ ). A keresztmetszet 2. osztályú, ezért a progresszív interakció ( $\eta_{3.1}, \eta_{3.2}$ ) szerinti ellenállás is mértékadó lehet (3. szint). Amennyiben a nyíróerő elhanyagolható (az esetek többségében igen, ezért ezt feltételezem), a konzervatív interakciós ellenállás ( $\eta_4$ ) is mértékadó lehet (4. szint).

A keresztmetszeti objektum általános ellenállási sémáját a **2.6. ábra** szemlélteti. A mértékadó kihasználtsághoz a következő kiválasztási folyamat vezet:

- a legkedvezőtlenebb 1. szintű eredmény és a 2. szintű eredmény közül a kedvezőtlenebb:  $\eta_A = \max(\eta_1, \eta_2)$ ;
- a 2., 3. és 4. szintű legkedvezőbb eredmény és az első szintű legkedvezőtlenebb eredmény közül a kedvezőtlenebb:  $\eta_B = \max(\min(\eta_2, \eta_{3,j}, \eta_4); \eta_1)$ ;
- a 4. szintű és az 1. szintű eredmény közül a kedvezőtlenebb:  $\eta_C = \max(\eta_4, \eta_1)$ .

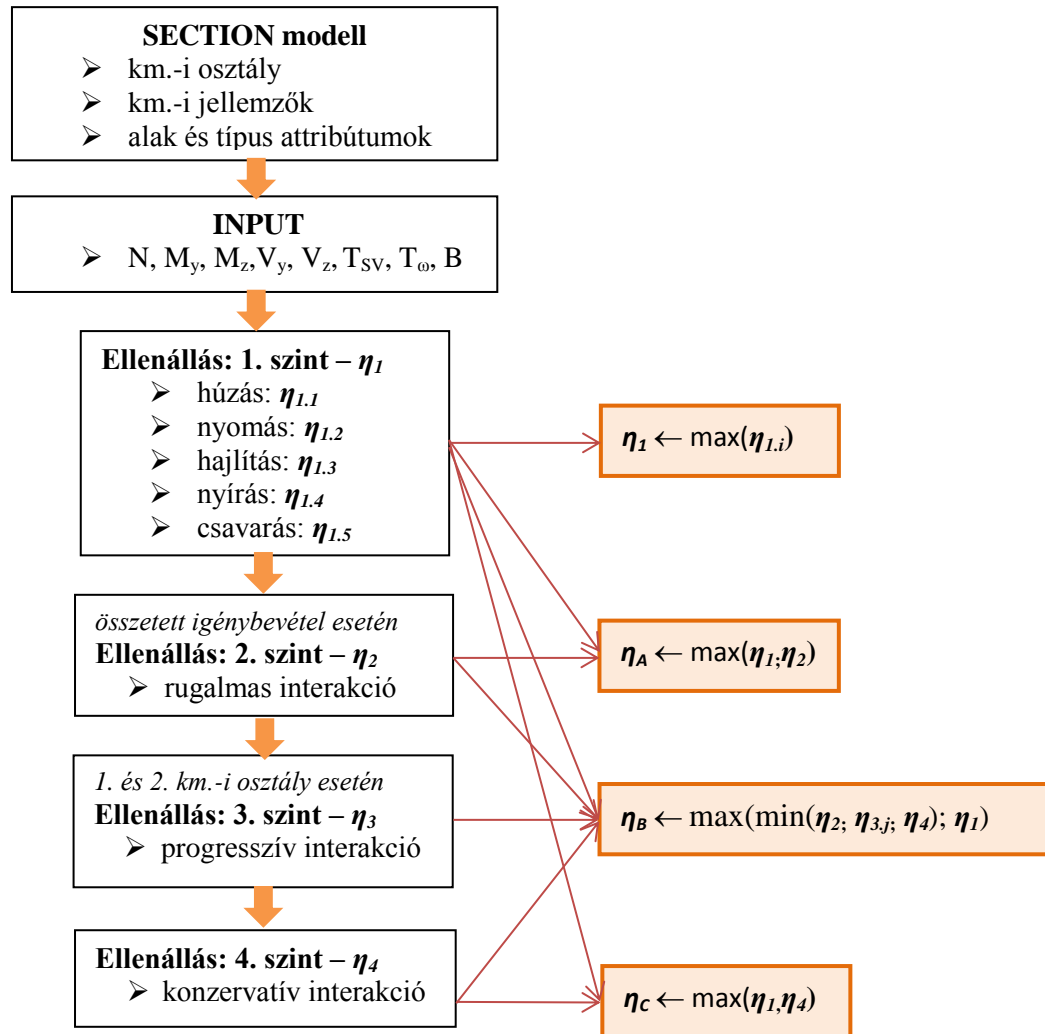
**2.3. táblázat.** A SECTION keresztmetszeti osztályba zárt ellenállás számítási eljárások az EN 1993-1-1 alapján.

igénybevételi eset	EN 1993-1-1 paragrafus(ok)	tervezési képlet(ek)	kihasználtság értelmezése	km. osztály
<b>tiszta igénybevétel (1. szint: <math>\eta_1</math>)</b>				
<b>húzás</b> ( $N_{Ed}$ )	6.2.3	(6.5)-(6.8)	$\eta_{1,1} = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1; N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$	1,2,3,4
<b>nyomás</b> ( $N_{Ed}$ )	6.2.4	(6.9)-(6.11)	$\eta_{1,2} = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1; N_{c,Rd} = \left( \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}; \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \right)^{\otimes}$	1,2,3,4
<b>hajlítás</b> ( $M_{y,Ed}$ v. $M_{z,Ed}$ )	6.2.5(1)-(3)	(6.12)-(6.15)	$\eta_{1,3} = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1; M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}}; W = (W_{pl}; W_{el}; W_{eff})^{\otimes}$	1,2,3,4
<b>nyírás</b> ( $V_{y,Ed}$ v. $V_{z,Ed}$ )	6.2.6(1)-(3)	(6.17)-(6.18)	$\eta_{1,4} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1; V_{Rd} = \left( V_{c,Rd} \leftarrow \frac{\tau_{Ed}}{f_y / \sqrt{3} \gamma_{M0}}; V_{pl,Rd} \right)^{\otimes \otimes}$	1,2,3,4
<b>csavarás</b> ( $T_{Ed}$ )	6.2.7(1)-(5)	(6.23)-(6.24)	$\eta_{1,5} = \frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1$  $T_{Rd} \leftarrow \sqrt{\left( \frac{\sigma_{\omega,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2} = 1$	1,2,3,4
<b>összetett igénybevétel (2. szint: <math>\eta_2</math>)</b>				
<b>rugalmas interakció</b>	6.2.1(4)-(5)	(6.1)	$\eta_2 = \sqrt{\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2} \leq 1$ (ha $\sigma_z = 0$ )	1,2,3,4
<b>összetett igénybevétel (3. szint: <math>\eta_3</math>)</b>				
<b>Progresszív interakció</b> $M_z + V_y$ v. $M_y + V_z$	6.2.8(1)-(4)	(6.29)	$\eta_{3,1} = \frac{M_{Ed}}{M_{V,Rd}} \leq 1; M_{V,Rd} \leftarrow f_{y,red} = (1 - \rho) f_y$  $\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)$	1,2
<b>Progresszív interakció</b> $M_z + N$ v. $M_y + N$	6.2.9.1	(6.31) (6.33)-(6.40)	$\eta_{3,2} = \frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1; M_{N,Rd} \leftarrow \varepsilon M_{pl,Rd}$ ahol $\varepsilon^{\otimes \otimes \otimes} \leq 1$	1,2
<b>Progresszív interakció</b> $M_z + M_y + N + V$	6.2.9.1	(6.31) (6.41)	$\eta_{3,3} = \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{VN,y,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{VN,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1;$  ahol $(\alpha \geq 1; \beta \geq 1)^{\otimes \otimes \otimes}$  $M_{VN,Rd} \leftarrow \psi M_{pl,Rd}$ ahol $(\psi \leq 1)^{\otimes \otimes \otimes}$	1,2
<b>összetett igénybevétel (4. szint: <math>\eta_4</math>)</b>				
<b>konzervatív interakció</b>	6.2.1(7)	(6.2)	$\eta_4 = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}^{\otimes}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}^{\otimes}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}^{\otimes}} + \frac{B_{Ed}}{B_{Rd}^{\otimes}} \leq 1$  ha V elhanyagolható	1,2,3,4

Megjegyzések: (°) a keresztmetszeti osztálytól függő keresztmetszeti jellemző;

(°°) rugalmas vagy képlékeny modell;

(°°°) a keresztmetszet alakjától függő paraméter;



2.6. ábra. A mértékadó keresztmetszeti ellenállás (kihasználtság) meghatározásának általános sémája.

A fentiek alapján akár három különböző keresztmetszeti ellenállás is kielégítheti az EN 1993-1-1 6.2. szakasz szerinti mértékadó keresztmetszeti kihasználtság fogalmát. Az első megoldás konzervatív, a második gazdaságos, a harmadik pedig praktikus tervezéshez vezet. Kimondom, hogy az EN 1993-1-1 szerinti mértékadó kihasználtság meghatározása szubjektív alapokon áll. A SECTION ágensben a második (gazdaságos) megoldás került adaptálásra.

A konzervatív ellenállási formulának (4. szint -  $\eta_4$ ) kitüntetett szerepe van a modell alapú analízis és méretezés módszertanában: a globális stabilitásvizsgálat mindkét elve (OSDM és OIM) ezen a formulán alapszik:

- az OSDM bevezeti az ún. aktív erőkhöz tartozó keresztmetszeti teherbírási tényezőt, amely a kihajlás és a kifordulás interakciója esetén:

$$\alpha_{ult,k} = \frac{1}{\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}}; \quad (2.1)$$

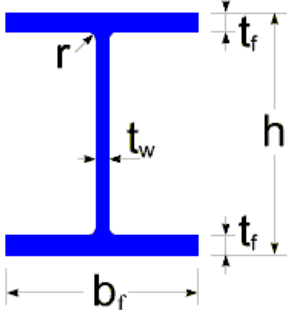
- az OIM a keresztmetszet vizsgálatát másodrendű elmélettel számított igénybevételekkel, a konzervatív interakciós elv alapján végzi el:

$$\eta_4 = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} + \frac{B_{Ed}}{B_{Rd}} \leq 1. \quad (2.2)$$

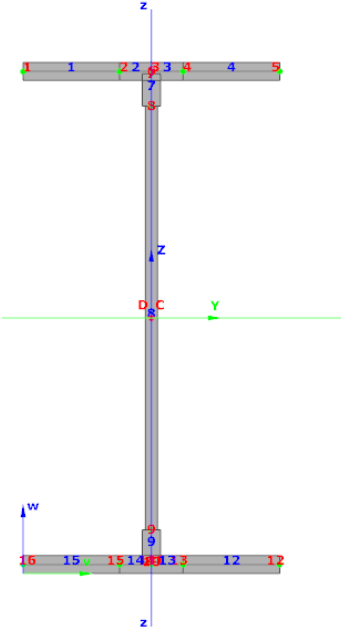
A (2.1) és a (2.2) kifejezésekre a későbbiekben még hivatkozni fogok. A keresztmetszeti kihasználtság meghatározását a **2.2. példa** illusztrálja.

## A 2.2. példa

Meghatározom az IPE300 jelű melegen hengerelt I keresztmetszet mértékadó kihasználtságát az EC3-1-1 6.2. szakasz előírásai alapján, a SECTION osztály modelljei és eljárásai alapján. A keresztmetszet kiinduló geometriai adatai és főbb keresztmetszeti jellemzői:

	<p><b>h=300 mm</b></p> <p><b>bf=150 mm</b></p> <p><b>tw=7,1 mm</b></p> <p><b>tf=10,7 mm</b></p> <p><b>r=15 mm</b></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Alap jellemzők</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>v_s</math></td> <td>75,0 mm</td> </tr> <tr> <td><math>w_s</math></td> <td>150,0 mm</td> </tr> <tr> <td><math>\alpha</math></td> <td>0,0 fok</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>5 381 mm<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <th colspan="2">Általános jellemzők a főténgelyek rendjében</th> </tr> <tr> <td><math>I_y</math></td> <td>83 559 703 mm<sup>4</sup></td> </tr> <tr> <td><math>I_z</math></td> <td>6 037 985 mm<sup>4</sup></td> </tr> <tr> <td><math>i_y</math></td> <td>124,6 mm</td> </tr> <tr> <td><math>i_z</math></td> <td>33,5 mm</td> </tr> <tr> <td><math>W'_{el,y}</math></td> <td>557 065 mm<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td><math>W'_{el,z}</math></td> <td>80 507 mm<sup>3</sup></td> </tr> </tbody> </table>	Alap jellemzők		$v_s$	75,0 mm	$w_s$	150,0 mm	$\alpha$	0,0 fok	A	5 381 mm <sup>2</sup>	Általános jellemzők a főténgelyek rendjében		$I_y$	83 559 703 mm <sup>4</sup>	$I_z$	6 037 985 mm <sup>4</sup>	$i_y$	124,6 mm	$i_z$	33,5 mm	$W'_{el,y}$	557 065 mm <sup>3</sup>	$W'_{el,z}$	80 507 mm <sup>3</sup>
Alap jellemzők																										
$v_s$	75,0 mm																									
$w_s$	150,0 mm																									
$\alpha$	0,0 fok																									
A	5 381 mm <sup>2</sup>																									
Általános jellemzők a főténgelyek rendjében																										
$I_y$	83 559 703 mm <sup>4</sup>																									
$I_z$	6 037 985 mm <sup>4</sup>																									
$i_y$	124,6 mm																									
$i_z$	33,5 mm																									
$W'_{el,y}$	557 065 mm <sup>3</sup>																									
$W'_{el,z}$	80 507 mm <sup>3</sup>																									

Az EC3-1-1 6.2. szakasz szerinti mértékadó kihasználtság az  $N_{Ed}=-400\text{kN}$  és  $M_{y,Ed}=-100\text{kNm}$  tervezési igénybevételekre, a SECTION osztály eljárásai szerint:

	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Összegzés</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>Megfelel!</td> </tr> <tr> <td>R<sub>max</sub></td> <td>85,7 %</td> </tr> <tr> <td>Mértékadó vizsgálat</td> <td>Képlékeny interakciós ellenállás</td> </tr> <tr> <td>Mértékadó formula</td> <td>Képlékeny interakciós ellenállás - Hajlítás + Normálterő</td> </tr> <tr> <td>Teherkombináció</td> <td>1. Tk.</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Általános rugalmas szilárdsági ellenállás</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Tiszta igénybevételi ellenállások</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Képlékeny interakciós ellenállás (Mértékadó)</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Nagyteengely körüli hajlít</td> </tr> <tr> <td>Kihasználtság</td> <td>85,7 %</td> </tr> <tr> <td>Keresztmetszet osztály</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Alkalmazott szabvány</td> <td>6.2.9.1 - (6.31, 6.33-6.36) formula</td> </tr> <tr> <td><math>M_{y,Ed}</math></td> <td>-100,0 kNm</td> </tr> <tr> <td><math>M_{y,N,Rd}</math></td> <td>126,5 kNm</td> </tr> <tr> <td>Megjegyzés</td> <td>normálterő hatása figyelembe véve</td> </tr> <tr> <td><math>M_{y,pl,Rd}</math></td> <td>147,7 kNm</td> </tr> <tr> <td><math>N_{Ed}</math></td> <td>-400,0 kN</td> </tr> <tr> <td><math>N_{pl,Rd}</math></td> <td>1 264,6 kN</td> </tr> <tr> <td>n</td> <td>0,32</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>5 381 mm<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td><math>h_w</math></td> <td>278,6 mm</td> </tr> <tr> <td><math>t_w</math></td> <td>7,1 mm</td> </tr> <tr> <td>b</td> <td>150,0 mm</td> </tr> <tr> <td><math>t_f</math></td> <td>10,7 mm</td> </tr> <tr> <td>a</td> <td>0,40</td> </tr> <tr> <td><math>f_y</math></td> <td>235,0 N/mm<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td><math>\gamma_{M0}</math></td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Konzervatív interakciós ellenállás</td> </tr> </tbody> </table>	Összegzés			Megfelel!	R <sub>max</sub>	85,7 %	Mértékadó vizsgálat	Képlékeny interakciós ellenállás	Mértékadó formula	Képlékeny interakciós ellenállás - Hajlítás + Normálterő	Teherkombináció	1. Tk.	Általános rugalmas szilárdsági ellenállás		Tiszta igénybevételi ellenállások		Képlékeny interakciós ellenállás (Mértékadó)		Nagyteengely körüli hajlít		Kihasználtság	85,7 %	Keresztmetszet osztály	1	Alkalmazott szabvány	6.2.9.1 - (6.31, 6.33-6.36) formula	$M_{y,Ed}$	-100,0 kNm	$M_{y,N,Rd}$	126,5 kNm	Megjegyzés	normálterő hatása figyelembe véve	$M_{y,pl,Rd}$	147,7 kNm	$N_{Ed}$	-400,0 kN	$N_{pl,Rd}$	1 264,6 kN	n	0,32	A	5 381 mm <sup>2</sup>	$h_w$	278,6 mm	$t_w$	7,1 mm	b	150,0 mm	$t_f$	10,7 mm	a	0,40	$f_y$	235,0 N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_{M0}$	1,00	Konzervatív interakciós ellenállás	
Összegzés																																																											
	Megfelel!																																																										
R <sub>max</sub>	85,7 %																																																										
Mértékadó vizsgálat	Képlékeny interakciós ellenállás																																																										
Mértékadó formula	Képlékeny interakciós ellenállás - Hajlítás + Normálterő																																																										
Teherkombináció	1. Tk.																																																										
Általános rugalmas szilárdsági ellenállás																																																											
Tiszta igénybevételi ellenállások																																																											
Képlékeny interakciós ellenállás (Mértékadó)																																																											
Nagyteengely körüli hajlít																																																											
Kihasználtság	85,7 %																																																										
Keresztmetszet osztály	1																																																										
Alkalmazott szabvány	6.2.9.1 - (6.31, 6.33-6.36) formula																																																										
$M_{y,Ed}$	-100,0 kNm																																																										
$M_{y,N,Rd}$	126,5 kNm																																																										
Megjegyzés	normálterő hatása figyelembe véve																																																										
$M_{y,pl,Rd}$	147,7 kNm																																																										
$N_{Ed}$	-400,0 kN																																																										
$N_{pl,Rd}$	1 264,6 kN																																																										
n	0,32																																																										
A	5 381 mm <sup>2</sup>																																																										
$h_w$	278,6 mm																																																										
$t_w$	7,1 mm																																																										
b	150,0 mm																																																										
$t_f$	10,7 mm																																																										
a	0,40																																																										
$f_y$	235,0 N/mm <sup>2</sup>																																																										
$\gamma_{M0}$	1,00																																																										
Konzervatív interakciós ellenállás																																																											

A kiszámított kihasználtságokat a táblázat foglalja össze:

kihasználtság megnevezése	$\eta_{i,j}$	transzformált kihasználtság értéke
tiszta nyomás	$\eta_{1,2}$	0.316
tiszta hajlítás	$\eta_{1,3}$	0.676
rugalmas interakció	$\eta_2$	1.080
<b>progresszív interakció*</b>	<b><math>\eta_{3,2}</math></b>	<b>0.857</b>
konzervatív interakció	$\eta_4$	0.994

\*) mértékadó eset (2.6. ábra)

## 2.5. Összegzés

A fejezetben bemutatam az általam kifejlesztett duális objektum-orientált EPS-GSS keresztmetszeti alapmodelleken, és az EPS modellből származtatott *eff*EPS és UPR modelleket. Összefoglaltam a keresztmetszeti ellenállások EN 1993-1-1 szerinti rendszerét. A keresztmetszeti jellemzők és a kihasználtságok számításához az EPS adatmodell értelmezett általánosított eljárásokat határoztam meg. A SECTION osztály alkalmazását példákon keresztül illusztráltam. A fentiek alapján kimondom az 1. tézisemet:

### Az 1. tézis

*Kidolgoztam a viszonylag vékony lemezekből álló acél rúdszerkezeti elem keresztmetszetének egységes objektum-orientált modellrendszerét, ahol a keresztmetszet „természetes” geometriai adataiból általánosított eljárások generálják a duális EPS-GSS nominális keresztmetszeti modelleket, valamint a származtatott hatékony keresztmetszeti modellt (effEPS modell) és a képlékeny viselkedéshez rendelt UPR keresztmetszeti modellt. A keresztmetszeti jellemzők, a feszültségek és a kihasználtságok EN 1993-1-1 alapú számítását a megfelelő modelleken értelmezett általánosított eljárásokkal valósítottam meg. Az általam kidolgozott SECTION osztály tudományos-szakmai értékei biztosítják a ConSteel szoftver SECTION ágensének innovatív tulajdonságait, a folyamatos fejlesztésének lehetőségét, és a nemzetközi szintű versenyképességét.*

A tézist alátámasztó publikációim: Papp et al. 2001; Papp, 2003a; Papp, 2005; ConSteel 2013, 2011 és 2002.

### 3. A globális rúdszerkezeti modell

A technológia fejlődése egyre nagyobb számítási teljesítményt tett lehetővé, aminek következtében a mérnöki tervezésben előtérbe került, majd szakmai normává vált a globális szerkezeti modellek alkalmazása. A rúd végeelemes analízis tudományos előzményeit az 1.1.2.1. szakaszban már röviden érintettem. Kezdetben a 2 csomópontú és 12 szabadságfokú (12DOF) rúdelem alkalmazása terjedt el. A tartószerkezeti méretező szoftverek (SDS) többsége ezt a végeelemet alkalmazta. Az elem nem tartalmazza az öblösödés hatását, ezért nem alkalmas az acélszerkezeti elemek csavarodó deformációjának pontos leírására. Az elem hiányosságának kiküszöbölésére Borsoum és Gallagher bevezette a 7. szabadságfokot, ami az elcsavarodási függvény deriváltjának (az elcsavarás sebességének) értékével azonos (Borsoum and Gallagher, 1970). A 14 szabadságfokú (továbbiakban: 14 DOF) végeelem világszerte ismert változatát Rajasekaran publikálta (Chen és Atsuta, 1977:a). A végeelem az elmúlt évtizedig nem terjedt el a mérnöki gyakorlatban. Ennek okát az alábbiakban látom:

- az öblösödés illesztésének megoldatlansága (kivéve az állandó keresztmetszetű és egyenes tengelyű szerkezeti elem esetét);
- a szerkezeti modellek térbeli viselkedésének megértése a hagyományos mérnöki felkészültségnél magasabb szintet igényel.

A globális stabilitásvizsgálat „általános” módszere Sedlacek (RWTH Aachen) javaslatára bekerült az európai szabványba (EN 1993-1-1 6.3.4.). A módszer a térbeli stabilitásvesztési módhoz tartozó kritikus teherparaméteren alapul, amelynek kiszámítása a 14 DOF végeelem modellt (vagy annál magasabb szintű eljárást) igényli. Ezzel elkezdődött a 14 DOF végeelem térhódítása a mérnöki gyakorlatban. Az európai vezető SDS csomagok (Sofistic, RStab, Fem-Design, stb.) sorra adaptálták az elemet. A végeelem magával hozta a rúdszerkezeti modellezés elvének és gyakorlatának a megújulását. A következőkben ezzel a kérdéssel foglalkozom, mivel megítélésem szerint ezen a részterületen jelentős eredményeket értem el.

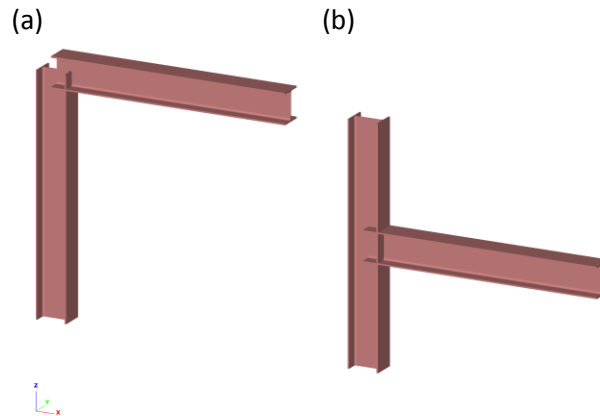
#### 3.1. Az objektum-orientált megközelítés

Az új globális szerkezeti modellezési elv, amelyre a ConSteel szoftver alapjait helyeztem, az alábbi tulajdonságokkal bír:

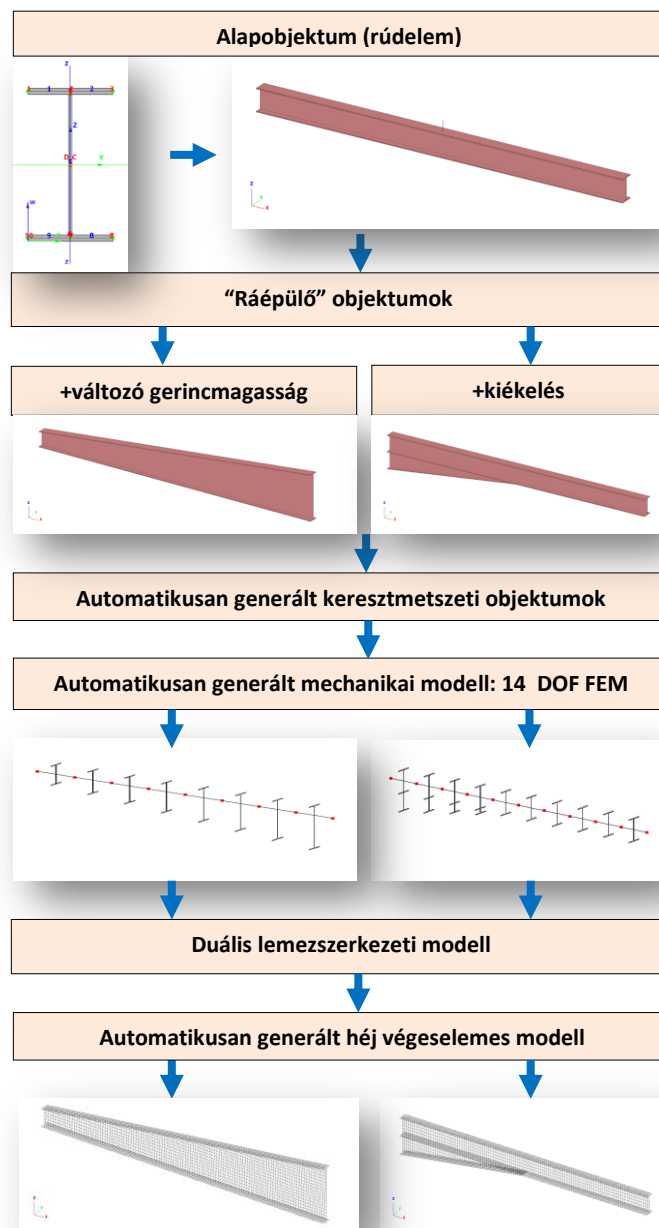
- objektum-orientált szerkezeti modell;
- lemezszerkezeti modell származtatása (duális modellezés);
- kompatibilitás a világszintű IFC protokollal;
- kompatibilitás a mértékadó CAD/CAM szoftverekkel;
- végeelemes modell automatikus generálása.

A ConSteel globális rúdszerkezeti modell alapobjektuma a *rúdelem*, kiegészítő objektuma az *oszlopelem*, ami a szerkesztési (alaprajzi) síkra merőleges speciális rúdelem. A rúdelem objektumok a végpontjaikkal kapcsolódhatnak egymáshoz, vagy az egyik beköthet a másik tetszőleges pontjába (**3.1. ábra**).





**3.1. ábra.** A rúdelem objektumok kapcsolódása: (a) végpontokban; (b) tetszőleges pontban.



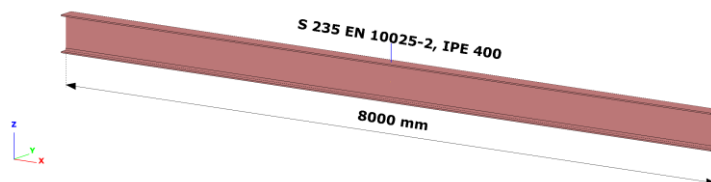
**3.2. ábra.** A ConSteel objektum-orientált duális modellezési elvének sémája.

A rúdelem alapvető tulajdonsága a keresztmetszeti objektum, amely a SECTION ágensben jön létre. A rúdelemhez kiegészítő objektumok rendelhetők, amelyekkel szabálytalan szerkezeti elemekhez jutunk: (i) változó gerincmagasságú elemhez, és (ii) kiékelts szerkezeti elemhez. A szabálytalan szerkezeti elem mechanikai modellje állandó keresztmetszetű szegmensek (végelemek) szekvenciájával közelíthető. Az alkalmazott szegmentációs technikát a **3.3. szakaszban** részletezem.

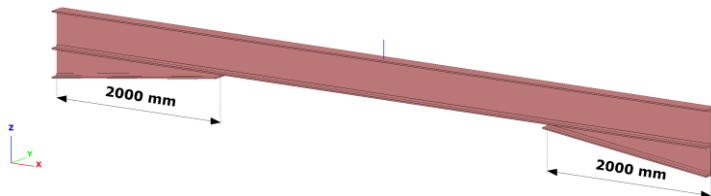
A rúdszerkezeti elem duális objektumát, a lemezszerkezeti elemet, a keresztmetszeti objektum egyértelműen meghatározza. Az így meghatározott objektumsémát a **3.2. ábra** illusztrálja. Az objektumséma újszerűsége abban rejlik, hogy a rúdszerkezeti elemhez kötött ellenállások számítása a keresztmetszeti objektumba (osztályba) került bezárásra. Ez a séma teszi a ConSteel szoftvert robusztussá és egyben egyedivé, ez a tulajdonság adja a hazai és a nemzetközi elismertség egyik alapkövét. A séma működését a **3.1. példa** illusztrálja.

### A 3.1. példa

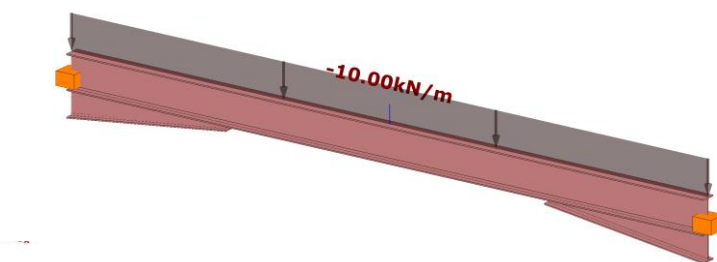
A példa a ConSteel duális objektum-orientált modellezés működését illusztrálja. Legyen a szerkezeti modell alapobjektuma a 8000 mm hosszú és IPE 400 szelvényű acél rúdelem (modellezési paraméterek: az objektum két végpontja; keresztmetszeti objektum):



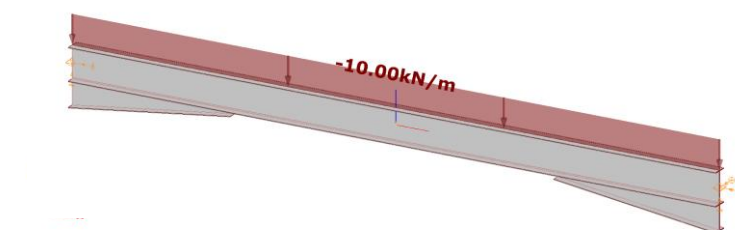
A rúd mindkét végét 2000 mm hosszú ½ IPE 400 kiékeléssel erősítem (modellezési paraméterek: kiékelési objektum kezdő- és végpontja; keresztmetszeti objektum):



Legyen a kiékelts szerkezeti elem mindkét vége befogott, és a szerkezet a felső öv mentén 10.0kN/m megoszló erő terhelje (modellezési paraméterek: tehertípus és intenzitás; külpontos terhelési vonalobjektum):



A duális lemezszerkezeti modell generálása automatikus (modellezési paraméter: nincs):

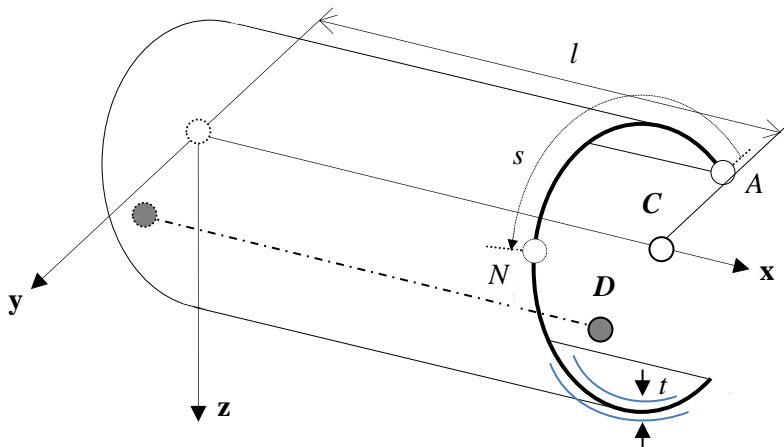


### 3.2. A rúd végeelemes modell

A végeelemes analízis tudományos előzményeit az 1.1.2. szakaszban a modell alapú integrált analízis és méretezés szempontjából vizsgáltam. A saját eljárásomat a Rajasekaran által publikált 14 szabadságfokú rúd végeelemre (Chen és Atsuta, 1977:a), illetve a Vörös által fejlesztett vastag lineáris háromszög héj végeelemre (Vörös, 2003) alapoztam. A héj végeelemes megközelítés kívül esik az értekezésem témáján, azt csak a rúd végeelemes modellek ellenőrzésére használom.

#### 3.2.1. A 14 szabadságfokú rúd végeelem

A Rajasekaran által publikált vékonyfalú rúd végeelem leírását az eredményeim értelmezhetősége és ellenőrizhetősége érdekében röviden vázolólok. Tekintsük a lineárisan rugalmas,  $l$  hosszúságú, vékonyfalú, nyitott és prizmatikus rúdelemet, amelynek a keresztmetszeti geometriai középpontja  $C$ , a csavarási középpontja  $D$ , továbbá  $(x, y, z)$  a fő tehetetlenségi koordináta-tengelyei (3.3. ábra).



3.3. ábra. A vékonyfalú, nyitott és prizmatikus rúdelem az  $(x, y, z)$  fő tehetetlenségi koordináta-rendszerben.

A rúdelem keresztmetszetét a lemezmetset középvonala és a  $t$  vastagsága határozza meg. A középvonal tetszőleges  $N$  pontjának helyzetét a középvonal mentén értelmezett  $s$  koordináta adja meg. Az elem egyensúlyi egyenlete a virtuális munka tétele alapján írható fel. Feltételezzük, hogy külső erők csak az elem végpontjaiban (csomópontjaiban) hatnak. Az elem virtuális deformációjához tartozó külső- és belső munka egyenlő:

$$\int_0^l \int_s (\sigma_x \delta \varepsilon_x + \tau_{yx} \delta \gamma_{yx} + \tau_{zx} \delta \gamma_{zx}) t ds dx = \left[ \sum_{i=1}^7 f_i \delta u_i \right]_{x=0}^{x=l}. \quad (3.1)$$

A (3.1) egyenlőség bal oldalán szerepel a belső virtuális munka, ahol feltételezzük, hogy  $\sigma_y = \sigma_z = \tau_{xy} = 0$  és  $\sigma_x$  az axiális feszültség, a  $\tau_{yx}$  és  $\tau_{zx}$  a nyírási feszültség komponensei, valamint  $\delta \varepsilon_x$ ,  $\delta \gamma_{yx}$  és  $\delta \gamma_{zx}$  a megfelelő virtuális alakváltozások. A kettős integrál a keresztmetszet mentén és az elem tengelye mentén történő összegzést szimbolizálja. Az egyenlőség jobb oldalán szerepel a külső virtuális munka, ahol  $f_i$  ( $i=1 \dots 7$ ) az elemvégi feszültségeredők

(igénybevételek) szimbóluma, és  $\delta u_i$  a megfelelő virtuális elmozdulásoké. Az  $f_i$  feszültségeredőket és a megfelelő  $\delta u_i$  virtuális elmozdulásokat a **3.1 táblázat** foglalja össze.

**3.1. táblázat.** Az  $f_i$  feszültségeredők és a megfelelő  $\delta u_i$  virtuális elmozdulások.

$f_1$	$f_x = \int_s \sigma_x \cdot t \cdot ds$	$\delta u_1$	$\delta u_c$
$f_2$	$f_y = \int_s \tau_{yx} \cdot t \cdot ds (= m'_z)$	$\delta u_2$	$\delta v_D$
$f_3$	$f_z = \int_s \tau_{zx} \cdot t \cdot ds (= m'_y)$	$\delta u_3$	$\delta w_D$
$f_4$	$m_x = T_{SV} + T_\omega$	$\delta u_4$	$\delta \theta_D$
$f_5$	$m_y = \int_s z \cdot \sigma_x \cdot t \cdot ds$	$\delta u_5$	$\delta w'_D$
$f_6$	$m_z = \int_s y \cdot \sigma_x \cdot t \cdot ds$	$\delta u_6$	$\delta v'_D$
$f_7$	$m_\omega = \int_s \omega \cdot \sigma_x \cdot t \cdot ds$	$\delta u_7$	$\delta \theta'_D$

Megjegyzés: (') a függvény deriváltját jelzi

A 3.1. táblázatban  $T_{SV}$  a tiszta csavarónyomaték,  $T_\omega$  a gátolt csavarónyomaték, és  $\omega$  az öblösödési mérték. Vlasov vékonyfalú gerendaelméletét követve a nyírási alakváltozást és a keresztmetszet torzióját elhanyagoljuk (Vlasov, 1961). Az elem deformációját négy független elmozdulás függvénnyel írjuk le:

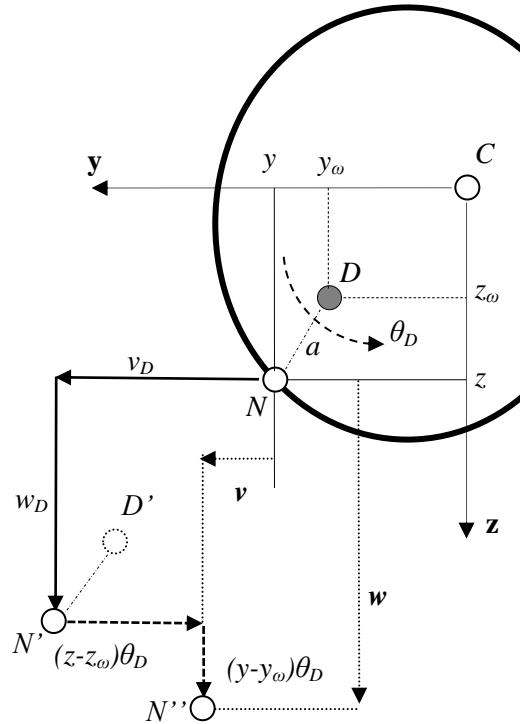
- $\mathbf{x}$  irányú elmozdulás függvény:  $u_c(x)$ ;
- $\mathbf{y}$  irányú elmozdulás függvény:  $v_D(x)$ ;
- $\mathbf{z}$  irányú elmozdulás függvény:  $w_D(x)$ ;
- elcsavarodás függvény:  $\theta_D(x)$ .

Az axiális irányú elmozdulás függvényt elsőfokú, a másik hármat harmadfokú polinommal közelítjük. Ebben az esetben az elem deformációját 14 ismeretlen határozza meg, és 14 peremfeltétel áll rendelkezésre, ezért az elem egyensúlyi egyenlete zárt alakban felírható.

A  $\theta_D(x)$  elcsavarodás függvény harmadfokú polinommal történő közelítése azzal jár, hogy a  $T_\omega$  belső gátolt csavarónyomaték, amelynek mértéke az elcsavarodás függvény harmadik deriváltjával arányos, az elem mentén konstans, ami ellentmond a valós helyzetnek. A problémát Wunderlich és Kiener úgy gondolta megoldani, hogy az elcsavarodás függvényt a csavarási differenciálegyenlet megoldásával összhangban álló alakban vette fel (Wunderlich and Kiener, 2004). A merevségi mátrixban csak a csavaráshoz tartozó merevségi elemeket módosították. Később Kindmann és Kraus kimutatta, hogy a javasolt módosítás általában elhanyagolható különbséget jelent a harmadfokú polinommal történő közelítéshez képest (Kindmann és Kraus, 2011). Az értekezésemben a számításokat az eredeti, harmadfokú polinom közelítésen alapuló végeelemmel végeztem.

Az elem tulajdonságát az  $N$  keresztmetszeti pont síkban történő elmozdulásának felírási módja alapvetően meghatározza. Az alábbi felírással a viszonylag kis elmozdulások elvét követjük (**3.4. ábra**):

$$\begin{aligned} v_N &= v_D - (z - z_\omega)\theta_D; \\ w_N &= w_D + (y - y_\omega)\theta_D. \end{aligned} \quad (3.2)$$



**3.4. ábra.** A keresztmetszeti középvonal  $N$  pontjának elmozdulása a keresztmetszet síkjában.

Az  $N$  pont elmozdulásának harmadik, axiális irányú komponense a vékonyfalú gerendaelmélet alapján írható fel:

$$u_N = u_C - yv'_D - zw'_D + \omega\theta'_D. \quad (3.3)$$

A végeelem egyensúlyi egyenletének levezetését Chen és Atsuta könyve részletesen tartalmazza (Chen és Atsuta, 1977:a). A zárt alakban felírt  $\mathbf{K}_S$  rugalmas merevségi mátrixot az **F.1. függelék** mutatja, a  $\mathbf{K}_G$  geometriai merevségi mátrixot pedig az **F.2. függelék**. A végeelem egyensúlyi egyenletének mátrix alakja a következő,

$$(\mathbf{K}_S + \mathbf{K}_G)\mathbf{u}_{loc} = \mathbf{f}_{loc}, \quad (3.4)$$

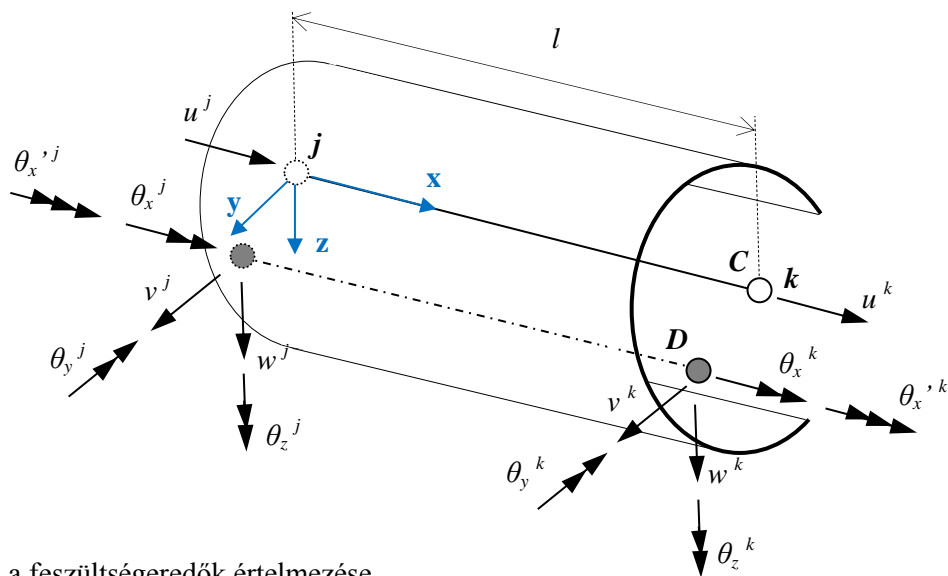
ahol a csomóponti elmozdulások és a megfelelő erők vektorjai az alábbiak:

$$\mathbf{u}_{loc} = \langle u_C^j \quad v_D^j \quad w_D^j \quad \theta_{xD}^j \quad \theta_{zD}^j \quad \theta_{yD}^j \quad \theta'_{xD}^j \quad \vdots \quad u_C^k \quad v_D^k \quad w_D^k \quad \theta_{xD}^k \quad \theta_{zD}^k \quad \theta_{yD}^k \quad \theta'_{xD}^k \rangle; \quad (3.5)$$

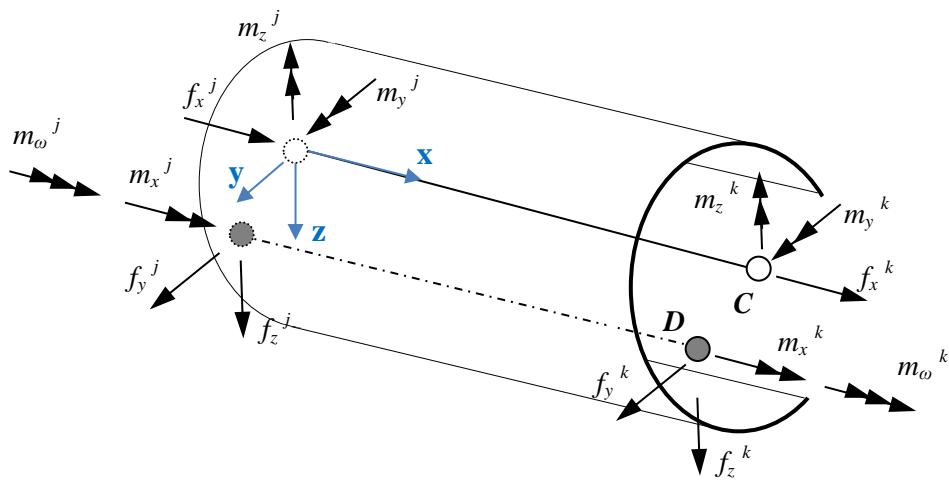
$$\mathbf{f}_{loc} = \langle f_C^j \quad f_{yD}^j \quad f_{zD}^j \quad m_{xD}^j \quad m_{zC}^j \quad m_{yC}^j \quad m'_{\omega D}^j \quad \vdots \quad f_C^k \quad f_{yD}^k \quad f_{zD}^k \quad m_{xD}^k \quad m_{zC}^k \quad m_{yC}^k \quad m'_{\omega D}^k \rangle. \quad (3.6)$$

Az elmozdulás- és erőkomponenseket a **3.5. ábra** szemlélteti.

(a) a szabadságfokok értelmezése



(b) a feszültségereidők értelmezése



3.5. ábra. A 14 DOF rúd végelem csomóponti elmozdulásainak és igénybevételeinek értelmezése.

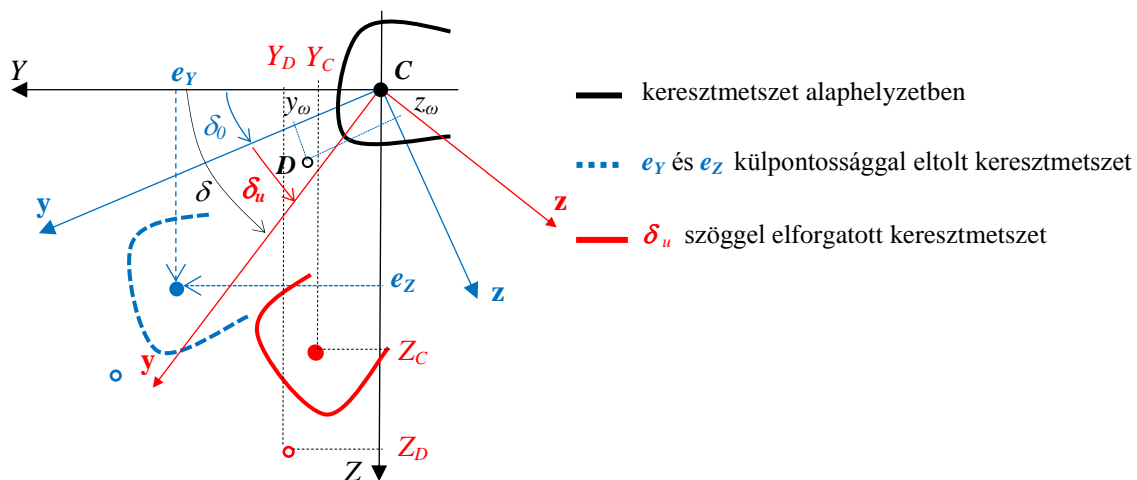
Az  $f_y$  és  $f_z$  nyírőerő komponenseket Rajasekaran a  $D$  pontban vette fel. Ez ellentmondásba került az általam értelmezett globális szerkezeti modellel, ahol alaphelyzetben a terheket a  $C$  ponthoz, a  $C$  pontot pedig a szerkezeti objektum referencia tengelyéhez viszonyítom. Az ellentmondás feloldása érdekében az erőket áthelyezem a  $C$  pontba, ami a  $\mathbf{K}_G$  geometriai mátrix megfelelő elemeinek az alábbi  $\vec{m}$  taggal történő módosítását kívánja meg (**F.2. függelék**):

$$\vec{m} = f_y y_\omega - f_z z_\omega. \quad (3.7)$$

### 3.2.2. A rúdelem a globális modellterben

A keresztmetszetet az  $(Y,Z)$  lokális koordináta rendszerben értelmeztem (2.1. szakasz). Alaphelyzetben a fő tehetetlenségi tengely  $\delta_0$  szöget zár be a lokális tengellyel. Ezt az állapotot egy előírt transzformációnak tekintem. A lokális rendszerben értelmezem az elem külpontosságát is, amelyet a **3.6. ábra** szerint három külpontossági paraméter határoz meg:

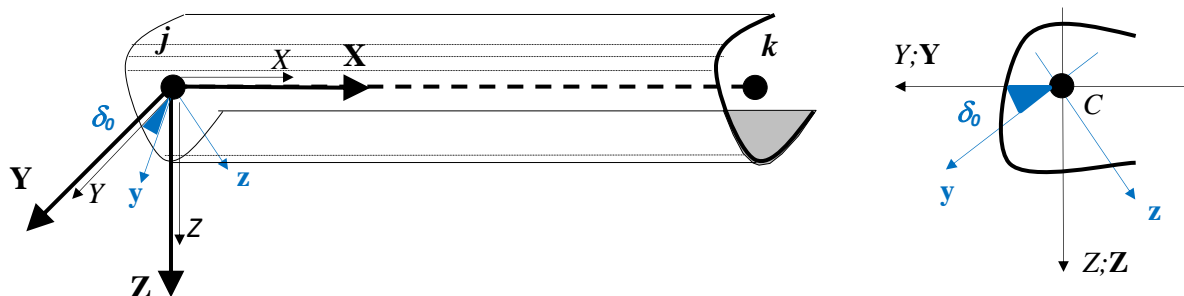
- eltolás a lokális rendszerben az  $Y$  és  $Z$  tengelyek irányában:  $e_Y$  és  $e_Z$ ,
- elfordítás az  $X$  referencia tengely körül:  $\delta_u$ .



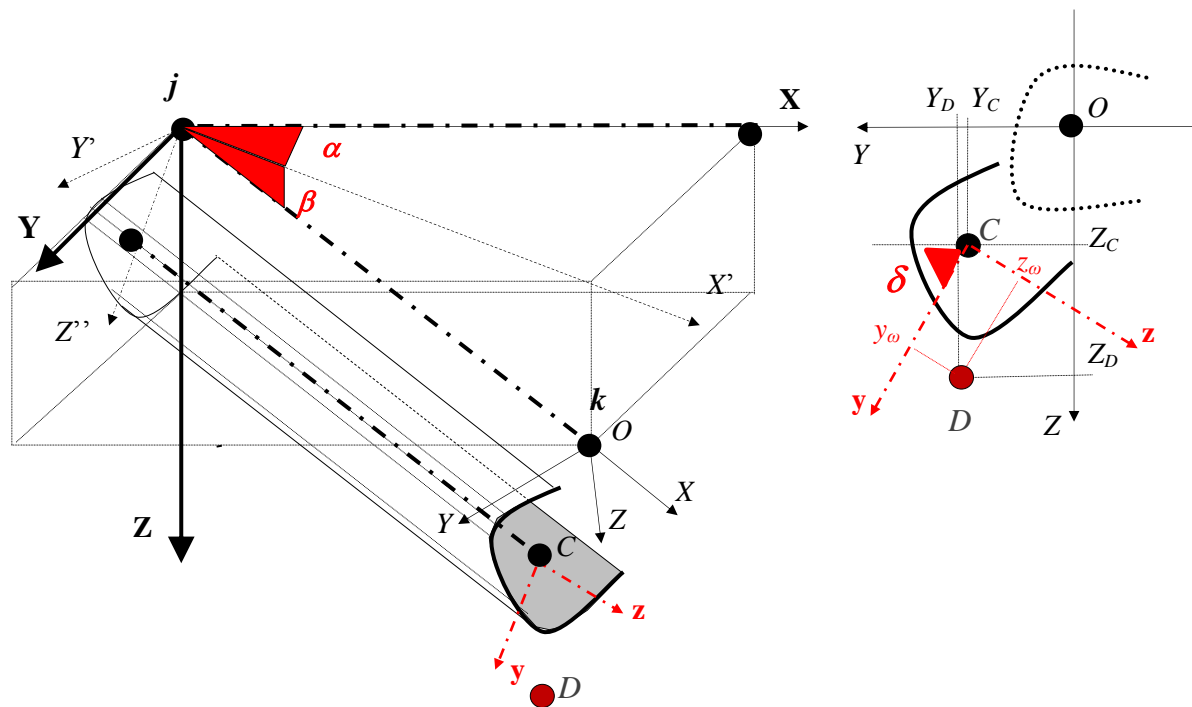
3.6. ábra. Az elem külpontosságának értelmezése.

Az  $e_Y$  és  $e_Z$  eltolásoknak a szabálytalan (pl. változó gerincmagasságú) szerkezeti elemek modellezésében fontos szerep jut. Az eltolt keresztmetszeten értelmezett  $\delta_u$  elfordításnak kiemelt szerepe van a modellezési gyakorlatban: lehetővé teszi a szerkezeti elemek valóságghű térbeli elhelyezését. A külpontosságok kombinálása fejlett globális modellezést tesz lehetővé.

A rúdelemet a globális modell térben a referencia tengelyével reprezentálom. A tengely kezdőpontját  $j$ -vel, végpontját  $k$ -val jelölöm. Alaphelyzetben a referencia tengely párhuzamos az  $X$  globális tengellyel, a keresztmetszet  $C$  pontját a referencia tengelyre helyezem, a lokális  $Y$  és  $Z$  tengelyek párhuzamosak a globális  $Y$  és  $Z$  tengelyekkel. A keresztmetszeti fő tehetetlenségi tengely  $\delta_0$  szöget zár be a lokális tengellyel (3.7. ábra). A rúdelem referencia tengelye a globális modell térben az  $\alpha$ ,  $\beta$  és  $\delta$  forgatási transzformációkkal kerül a valós térbeli helyzetébe, ahol  $\delta = \delta_0 + \delta_u$  (3.8. ábra).



3.7. ábra. A rúdelem alaphelyzete a globális  $(X, Y, Z)$  modell térben.



3.8. ábra. A rúdelem transzformálása a globális modellterbe.

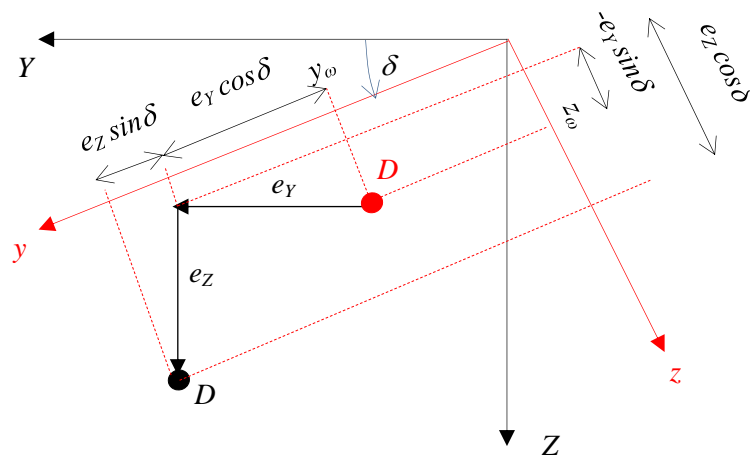
A hármas transzformáció mátrixait Rajasekaran alapján az **F.4. függelék** mutatja (Chen és Atsuta, 1973:b). A kulpontság azonban további másodrendű hatással jár: megváltozik a (3.7) módosítással a  $C$  ponthoz kötött  $f_y$  és  $f_z$  erők távolsága a  $D$  ponthoz képest (3.9. ábra). Ez a geometriai merevség megváltozását eredményezi, és ezért a (3.6) kifejezés módosul,

$$\vec{m} = f_y (y_\omega + e_y) - f_z (z_\omega + e_z), \quad (3.8)$$

ahol a (3.8)-ban:

$$e_y = e_Y \cos \delta + e_Z \sin \delta; \quad (3.9a)$$

$$e_z = -e_Y \sin \delta + e_Z \cos \delta. \quad (3.9b)$$



3.9. ábra. A keresztmetszet eltolásának hatása a geometriai merevségre.

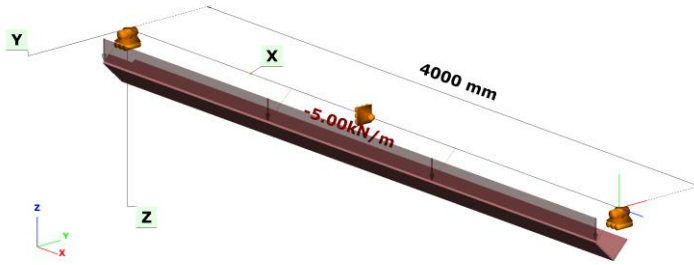
A fentiek alapján meghatározott kulpontság végeelem alkalmazását és pontosságát a **3.2. példa** segítségével illusztrálom.



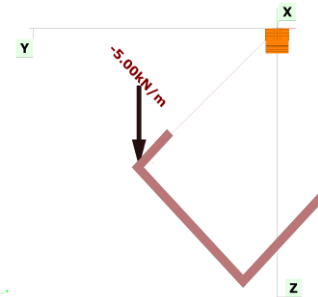
### A 3.2. példa

Az alábbi 4000mm hosszú, végein villásan, középen X irányban megtámasztott egyszerű rúdszerkezeti elemet vizsgálom. A szerkezeti elem keresztmetszete az alább látható aszimmetrikus C szelvény. Az elem külpontosságának paraméterei:  $e_Y=200\text{mm}$ ,  $e_Z=100\text{mm}$  és  $\delta_i=45\text{fok}$ :

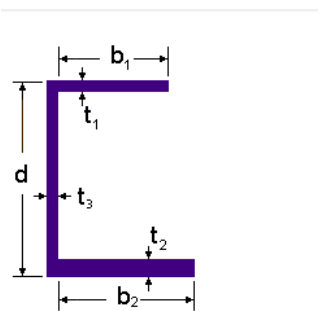
rúdszerkezeti modell



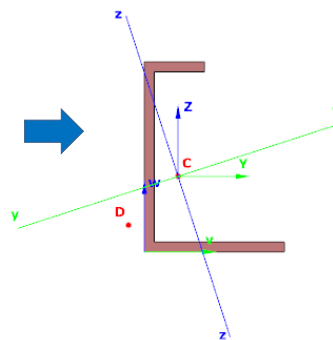
külpontos elhelyezés



keresztmetszeti makró adatai



d	190
t <sub>3</sub>	10
b <sub>1</sub>	50
t <sub>1</sub>	10
b <sub>2</sub>	130
t <sub>2</sub>	10



GSS keresztmetszeti modell jellemzői

Referencia anyag	
S 235 EN 10025-2	
Alap jellemzők	
v <sub>s</sub>	33,6 mm
w <sub>s</sub>	75,5 mm
α	18,0 fok
A	3 700 mm <sup>2</sup>
Általános jellemzők a főteengelyek rendszerében (y,z)	
I <sub>y</sub>	20 459 615 mm <sup>4</sup>
I <sub>z</sub>	4 184 214 mm <sup>4</sup>
i <sub>y</sub>	74,4 mm
i <sub>z</sub>	33,6 mm
W <sub>el,y</sub>	171 559 mm <sup>3</sup>
W <sub>el,z</sub>	51 698 mm <sup>3</sup>
W <sub>el,y</sub>	195 463 mm <sup>3</sup>
W <sub>el,z</sub>	75 640 mm <sup>3</sup>

A bal oldali táblázat **Alap jellemzők** adatszoportjában az  $\alpha$  megfelel a  $\delta_0$  paraméternek (3.7 ábra). A szerkezeti elem a globális koordináta-rendszerben alaphelyzetben van ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0$ ). A bal felső élében 5.0kN/m globális Z irányú megoszló erő terheli. Az analízist a 14 DOF rúd végeelemes modellen ( $n=16$ ), valamint az abból generált héj végeelemes modellen végzem el, 10mm élhossz alkalmazásával. A héj végeelemes modell végső és középső keresztmetszeteiben 12mm vastag merevítő lemezeket alkalmazok. A merevítő lemezekből merev rúdelemek kötnek be az rúdszerkezeti modell által meghatározott referenciatengely megfelelő pontjaiba. Az elemvégeknél a rúdelemek a támaszpontokat jelölik ki, a középső keresztmetszetben az elmozdulások referenciapontját. A referencia pont elmozdulásait, valamint a kritikus tehernövelő tényezőt az alábbi táblázatban foglalom össze:

modell	elsőrendű analízis				másodrendű analízis				
	X	Y	Z	$\theta_x$	X	Y	Z	$\theta_x$	$\alpha_{cr}$
<b>rúdszerkezeti modell</b> (14 DOF rúdmodell)	0	29.6	9.84	4.79	0	37.6	8.48	6.29	4.56
<b>héjszerkezeti modell</b> (vastag héj modell)	0	30.5	9.02	5.00	0	38.7	7.46	6.58	4.50
rúd/héj	-	0.970	1.091	0.958	-	0.972	1.137	0.955	1.013

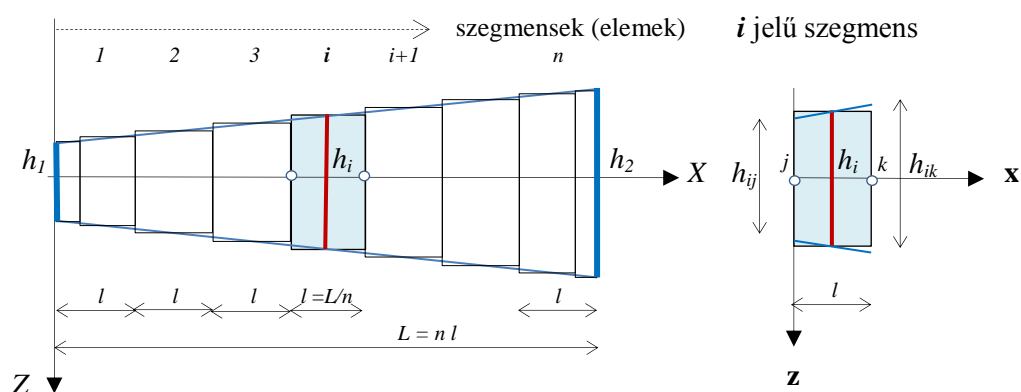
\* X,Y és Z irányú elmozdulások [mm]-ben

\*\*  $\theta$  elfordulás fokban

Az elcsavarodásban mutatkozó 4.2-4.5% eltérés adódott, az eltéréssel összefüggésben a Z tengely irányú elmozdulásban 9.1-13.7 % eltérést látunk. Ugyanakkor a rugalmas kritikus tehernövelő tényezőben az eltérés csak 1.3%. A kétféle modell lényegi különbsége miatt várható volt, hogy a héj végeelemes modell a geometriailag egyenértékű leképezés ellenére eltérő eredményre vezet. Az eltérések mértékét mérnöki szemmel megítélve megállapítom, hogy a kétféle modell viselkedése „konzisztens”, a külpontos rúdmodell pontossága kielégítő.

### 3.3. A 14 DOF végeelem általánosítása lineárisan változó gerincmagasságra

A lineárisan változó gerincmagasságú I vagy H keresztmetszetű szerkezeti elemet  $n$  számú egyenlő hosszú és állandó magasságú szegmensre bontom. A szegmensek magasságai megegyeznek a középpontokban mért valós szerkezeti magasságokkal. Az első és az utolsó szegmenseket további két-két részre osztom azon okból, hogy a kezdő- és a végszegmens magassága jól közelítse a szerkezeti elem végeinek valós szerkezeti magasságát (3.10. ábra).



3.10. ábra. A változó gerincmagasságú I vagy H keresztmetszetű szerkezeti elemek modellezése állandó magasságú szegmensek sorozatával.

Minden szegmensnek megfeleltetek egy állandó keresztmetszetű 14 DOF rúd végeelemet. Az így meghatározott végeelemes modell a síkbeli viselkedést megfelelően közelíti, azonban nem tartalmazza a nem párhuzamos övlemezekben ébredő öblösödési normálfeszültségek csavaró hatását. Emiatt az állandó magasságú végeelemekből álló szegmentált modell térbeli (csavarodó) viselkedése elfogadhatatlan pontatlanságra vezethet (Andrade and Camotim, 2005; Andrade et al. 2010). A változó keresztmetszetű elemek elméleti leírásával számos publikáció foglalkozik. Az egyik legáltalánosabb megoldást Rajasekaran publikálta (Rajasekaran, 1994). Azon publikációk száma, amelyekben a szerzők eljutnak a gyakorlati alkalmazásig, viszonylag kevés. A ConSteel fejlesztése során olyan megoldást kerestem, amely alapján a 3.2.1. szakaszban bemutatott állandó keresztmetszetű 14 DOF végeelem viselkedése kiterjeszhető az öblösödési normálfeszültségek csavaró hatásának figyelembevételére. A megoldáshoz Kitipornchai és Trahair, Bradford és Cuk, valamint Yang és Yau viszonylag korai tanulmányi vezettek (Kitipornchai and Trahair, 1975; Yang and Yau, 1987; Bradford and Cuk, 1988), az alkalmazott eljárás elméleti háttérét legtisztábban Ronagh és társai, valamint Yau tanulmánya világítja meg (Ronagh et al. 2000a és 2000b; Yau, 2006).

Az általam választott megoldás lényege, hogy a merevségeknek az övlemezek elhajlásából bekövetkező megváltozását is figyelembe vevő  $\mathbf{K}_{ST}$  merevségi mátrix közelítőleg felírható a 3.2.1. szakaszban meghatározott  $\mathbf{K}_S$  merevségi mátrix és egy  $\mathbf{K}_T$  merevségi mátrix összegeként:

$$\mathbf{K}_{ST} = \mathbf{K}_S + \mathbf{K}_T. \quad (3.10)$$

A  $\mathbf{K}_T$  merevségi mátrixot az **F.3. függelék** mutatja. A felírás kétszeresen és egyszeresen szimmetrikus I és H keresztmetszetekre érvényes. A merevségi mátrixban az alábbi specifikus keresztmetszeti jellemzők szerepelnek:

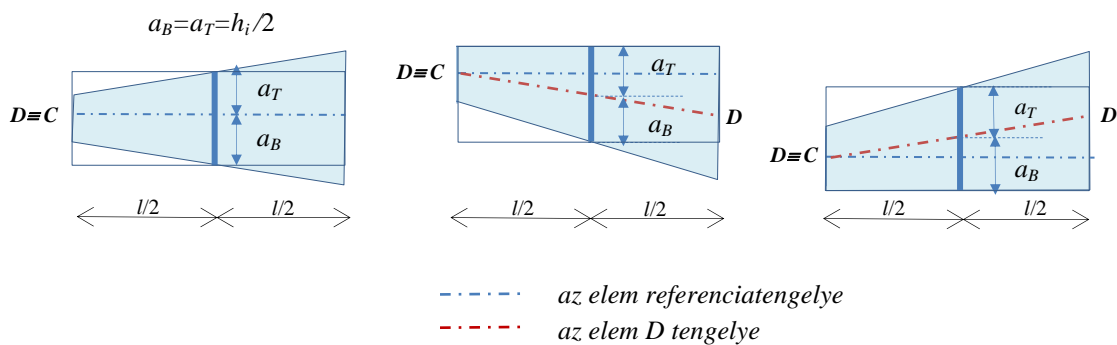
$$\begin{aligned}
I_{\psi} &= \int_A \psi^2 dA = 4 \left( \left( \frac{da_T}{dx} \right)^2 I_{zT} + \left( \frac{da_B}{dx} \right)^2 I_{zB} \right); \\
I_{\psi\omega} &= \int_A \psi \omega dA = 2 \left( \frac{da_T}{dx} a_T I_{zT} + \frac{da_B}{dx} a_B I_{zB} \right); \\
I_{\psi z} &= \int_A \psi z dA = 2 \left( \frac{da_T}{dx} I_{zT} - \frac{da_B}{dx} I_{zB} \right).
\end{aligned} \tag{3.11}$$

ahol  $I_{zT}$  és  $I_{zB}$  a felső ( $T$ ) és az alsó ( $B$ ) övlemezek  $z$  tengelyre értelmezett inercia nyomatékai,  $a_T$  és  $a_B$  a felső és az alsó övlemez középpontjainak távolsága a keresztmetszet  $D$  pontjától, valamint  $\psi = 2d\omega/dx$  a gerincmagasság változását megadó paraméter.

A ConSteel modellben a változó gerincmagasságú szerkezeti elem kialakítása alapesetben a szimmetrikus forma, opcióként a „top steel” és a „bottom steel” formák. A három eltérő forma esetében a megfelelő viszonyítási tengely (referenciatengely) a következő:

- szimmetrikus övlemez-hajlás esetén a  $j$  jelű elemvég  $C$  pontjából kiinduló szimmetriatengely;
- „top steel” forma esetén a  $j$  jelű elemvég  $C$  pontjából kiinduló, a felső övlemezzel párhuzamos tengely;
- „bottom steel” forma esetén a  $j$  jelű elemvég  $C$  pontjából kiinduló, az alsó övlemezzel párhuzamos tengely.

A fenti formák kezelését a 3.2.2. szakaszban vázolt végelem szintű kulponosság teszi lehetővé. A három esetet, valamint az azokhoz tartozó  $a_B$  és  $a_T$  távolságok értelmezését kétszeresen szimmetrikus keresztmetszet esetén végeelemes szinten a **3.11. ábra** szemlélteti. Itt meg kell jegyezni, hogy egyszeresen szimmetrikus keresztmetszet esetén a  $D$  tengely nem egyenes. Amennyiben az  $l$  végesen kicsi, akkor az elem két végének  $D$  pontjait összekötő húr megfelelően közelíti a valós  $D$  tengelyt.

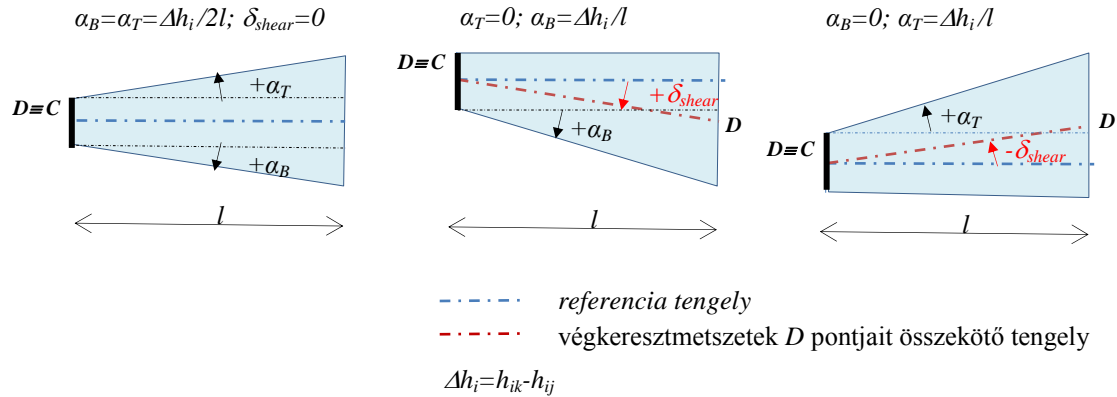


**3.11. ábra.** A kétszeresen szimmetrikus és lineárisan változó gerincmagasságú I és H keresztmetszetű elem tengelyeinek értelmezése a ConSteel rendszerben.

Általánosságban a  $\frac{da_T}{dx}$  és  $\frac{da_B}{dx}$  deriváltak értékei azonosak a felső és az alsó övlemezek középvonalainak érintő elhajlásaival a  $D$  pontok által meghatározott görbe ( $D$  görbe) érintőjéhez képest. A ConSteel modellben a  $D$  görbét a  $j$  és  $k$  elemvégek  $D$  pontjait összekötő egyenessel helyettesítem. Jelölje  $\delta_{shear}$  a fentiek szerint értelmezett  $D$  tengely és a referenciatengely által bezárt szöveget. Ekkor az alábbi közelítéssel élek:

$$\frac{da_T}{dx} = \alpha_T + \delta_{shear} \quad \text{és} \quad \frac{da_B}{dx} = \alpha_B - \delta_{shear} \quad (3.12)$$

A fent meghatározott paramétereket kétszeresen szimmetrikus keresztmetszet esetén a **3.12. ábra** illusztrálja.

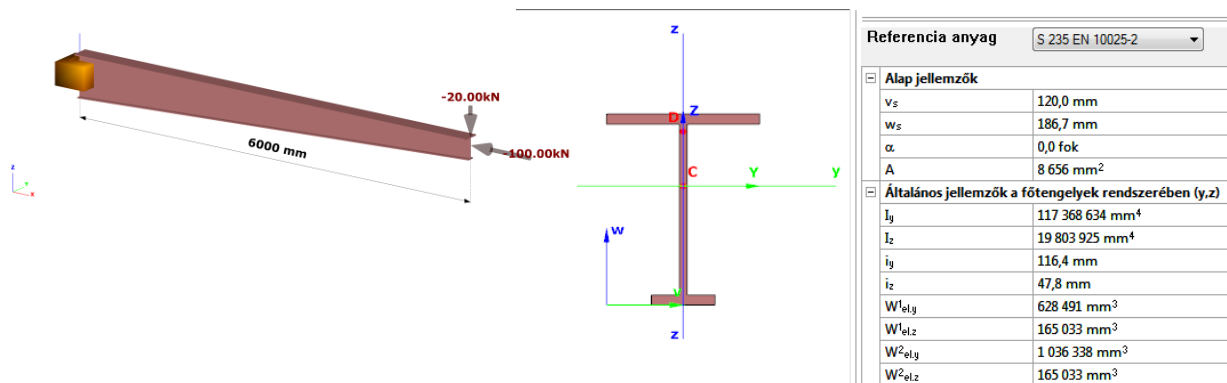


**3.12. ábra.** A kétszeresen szimmetrikus, változó gerincmagasságú, I és H keresztmetszetű elemek kiegészítő geometriai tulajdonságainak értelmezése a ConSteel modellben.

A fenti modell pontosságát a ConSteel tesztelői széles körű parametrikus vizsgálattal igazolták, ahol a modell eredményeit a geometriai méreteiben azonos (duális) héj végeleemes modell eredményéhez viszonyították. A modell pontosságát jelen esetben a **3.3. példa** segítségével illusztrálom.

### A 3.3. példa

Az alább látható 6.0 m hosszú, villásan megtámasztott, lineárisan változó gerincmagasságú szerkezeti elemet vizsgálom. Az elem kezdő magassága  $h_1=600\text{mm}$ , végmagassága  $h_2=300\text{mm}$ . A felső övlemeze 240-10, az alsó övlemeze 100-16 méretű. A gerinc 12mm vastag. A  $k$  jelű elemvégen értelmezett egyszeresen szimmetrikus I szelvény keresztmetszeti modelljét az alábbi ábra szemlélteti. A végen a felső öv középpontjában  $F_z=20\text{kN}$  erő hat, a keresztmetszet C pontjában a referenciatengely irányában  $F_x=100\text{kN}$  nyomóerő:



A másodrendű analízist végzek a rúd- és a héj végeleemes modelleken. Az alábbi ábrák a rugalmas stabilitásvesztési módot mutatják (balra a rúdszerkezeti modell, jobbra a héjszerkezeti modell):



Az analízis eredményét az alábbi táblázat foglalja össze (ConSteel 12):

modell típusa	végelem felosztás [db] v. [mm]	legnagyobb lehajlás másodrendű analízis alapján [mm]	rugalmas kritikus tehernövelő tényező	$\sigma_x$ tengelyirányú nyomófeszültség a befogásnál, az alsó öv peremén [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>rúd</b>	8	14.95	1.83	71.30
	16	14.89	1.83	71.30
<b>hég</b>	20	14.69	1.82	72.97

Megállapítom, hogy a két modell válasza konzisztens. A hég végeelemes modellt viszonyítási alapnak tekintve kimondható, hogy a lineárisan változó gerincmagasságú szerkezeti elemek viselkedésének vizsgálatára módosított rúd végeelemes modell a példa esetében megfelelően pontos.

### 3.4. Összegzés

Rajasekaran 14 DOF rúd végeelemének módosításával kidolgoztam az acélszerkezetek objektum-orientált rúd végeelemes modellezésének elvi és gyakorlati alapjait. A szerkezeti elem szintjén ráépülő objektumként értelmeztem a változó gerincmagasságot és a kiékelést. A keresztmetszet C pontjába redukáltam a nyíróerőt, és felírtam a végelem külpontos elhelyezésének hatását. A módosításokkal a tervezési gyakorlatban is jól használható, hatékony rúd végeelemes modellhez jutottam, amely fejlett rúdszerkezeti modellezést tesz lehetővé. A fenti eredmények alapján kimondom a 2. tézisemet:

#### A 2. tézis

*Rajasekaran vékonyfalú 14 szabadságfokú rúd végeelemének módosításával az acélszerkezeti tervezésben jól használható geometriailag nemlineáris végeelemhez jutottam. A módosított elemet alapul véve kidolgoztam az acél rúdszerkezetek objektum-orientált szerkezeti és mechanikai modelljét. A kidolgozott modellrendszer saját kutatásaimhoz köthető innovatív tulajdonságai a következők:*

- *a nyíróerőknek a súlypontban (referenciapontban) történő értelmezése;*
- *a szerkezeti elem külpontos elhelyezése a referenciatengelyhez képest;*
- *a geometriailag szabálytalan (változó gerincmagasságú) szerkezeti elemek modellezése;*
- *az EPS keresztmetszeti modellel konzisztens duális héjszerkezeti modell generálása.*

*A kidolgozott rúdszerkezeti modellrendszer megfelelő alapot biztosít a fejlett méretezési módszerek kutatásához és gyakorlati alkalmazásához.*

A tézist alátámasztó saját publikációim: Papp and Iványi, 2000; Papp et al. 2014a, 2014b és 2014c; ConSteel 2013, 2011 és 2002.

## 4. Az „általános” stabilitásvizsgálati módszer

A rúdszerkezeti elemek tökéletlenségei, különösen a kezdeti geometriai görbeség és a maradó alakváltozás, csökkentik a rúdelem stabilitási teherbírását. A jelenség a geometriailag és anyagilag nemlineáris tökéletlen modellen végzett analízissel (GMNIA) szimulálható. A tervezési gyakorlat szintjén általában két egyszerűbb eljárást alkalmazunk: (i) a keresztmetszeti ellenállás csökkentésén alapuló direkt módszert és (ii) a rúdelem merevségének csökkentésén alapuló módszert. Az utóbbi történhet direkt módon (Kucukler et al. 2015) vagy kezdeti geometriai tökéletlenség alkalmazásával (Chladný and Štujberová, 2013a; Agüero et al. 2015a). Mindkét eljárás - valamilyen szinten - megtalálható az érvényes EN 1993-1-1 európai szabványban. A formulákat az alapvető esetekre laboratóriumi és GMNIA alapú kísérletekkel kalibrálták, illetve ellenőrizték.

A keresztmetszeti ellenállás csökkentésén alapuló módszernek két alternatív eljárása terjedt el: (iii) a kézi számításra alkalmas, egyszerűsített modellen alapuló, interakciós méretezési módszer és (iv) a lineáris stabilitási analízisre (LBA) alapozott, gépi számítást feltételező „általános” módszer.

Kutatási eredményeim az „általános” módszerhez és a *kezdeti geometriai tökéletlenség* módszerhez kapcsolódnak. Az előbbi eredetét és fejlődését a jelen fejezetben tárgyalom, az utóbbiét az 5. fejezetben. Mindkét módszer közös tulajdonsága a számítógép-orientáltság.

### 4.1. A formula származtatása

Az acélszerkezetek „általános” stabilitásvizsgálati formulája a nyomott rúdelem teherbírási formulájából származtatható. A 20. század második felére kialakult, majd széles körben elterjedt európai teherbírési formula a következő:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 ; N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}. \quad (4.1)$$

A (4.1)-ben  $N_{Ed}$  a tervezési normálerő,  $A$  a prizmatikus rúdelem keresztmetszeti területe,  $f_y$  a rúdelem homogén és izotróp anyagának névleges folyáshatára,  $\gamma_{M1}$  a parciális tényező, és  $\chi$  a kihajlási csökkentő tényező. Az utóbbi tényezőnek az Ayrton-Perry mechanikai modell és a kiterjedt kísérleti adatbázison végzett kalibráció tudományos alapot adott:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} ; \phi = 0.5 \left( 1 + \eta + \bar{\lambda}^2 \right) ; \eta = \alpha (\bar{\lambda} - 0.2). \quad (4.2)$$

A (4.2)-ben az  $\alpha$  a nagyszámú kísérlet alapján kalibrált tökéletlenségi tényező (konstans), a  $\bar{\lambda}$  redukált karcsúság a rúdelem geometriai paramétere,

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}, \quad (4.3)$$

ahol  $N_{cr}$  a vizsgált nyomott rúd rugalmas kritikus ereje.

Vezessük be a keresztmetszeti tehernövelő tényezőt, ami a nyomott keresztmetszet teljes karakterisztikus kihasználtságához tartozik:

$$\alpha_{ult,k} = \frac{A f_y}{N_{Ed}}. \quad (4.4)$$

A (4.1) kifejezés átrendezésével, majd a (4.4) figyelembevételével, a nyomott rúd méretezési formulája az alábbi alakban írható:

$$\frac{\chi \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1. \quad (4.5)$$

Az EC3-1-1 szabvány alkotói a hajlított gerenda kifordulási ellenállásának leírásához is a (4.2) mechanikai modellt alkalmazták:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}; \quad \phi_{LT} = 0.5 \left( 1 + \eta_{LT} + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right); \quad \eta_{LT} = \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2). \quad (4.7)$$

A (4.7)-ben az  $\alpha_{LT}$  tökéletlenségi tényezőt viszonylag kisszámú kísérletet tartalmazó bázison kalibrálták (Rondal and Maquoi, 1979). Később Szalai és Papp, illetve Taras és Greiner kutatásai alapján a  $\eta_{LT}$  tényező mechanikai tartalmat kapott (Szalai and Papp, 2010; Taras and Greiner, 2010):

$$\eta_{LT} = \alpha_{LT} \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}} (\bar{\lambda}_z - 0.2). \quad (4.8)$$

A fentiekből következően a kifordulásvizsgálat formulája

$$\frac{\chi_{LT} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1, \quad (4.9)$$

ahol a keresztmetszeti tehernövelő tényező

$$\alpha_{ult,k} = \frac{W_y f_y}{M_{y,Ed}}. \quad (4.10)$$

Látható, hogy a (4.9) formula összhangban áll a kihajlásvizsgálat (4.5) formulájával. A (4.5) és (4.9) a rúdszerkezeti elem globális stabilitásvizsgálatának „általános” formulája.

## 4.2. A módszer eredete

Vizsgáljuk a két stabilitásvesztési alapeset „interakcióját”, helyesebben a nyomott-hajlított rúdszerkezeti elem stabilitási ellenállását. A (4.5), illetve a (4.9) általános formuláknak a kihajlás-kifordulás interakciójára történő kiterjesztése a német DIN szabványon alapuló MSZ 15024/1-85 magyar nemzeti szabvány 2.5.1.3 szakaszában meghatározott ideális karcsúságban érhető tetten (MSZ 15024/1-85, 1986):

$$\bar{\lambda}_i = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}. \quad (4.11)$$

A (4.11)-ben  $\sigma_{cr}$  a vizsgált stabilitásvesztési módhoz tartozó kritikus nyomófeszültség. A hivatkozott szabvány az ideális karcsúság alkalmazását nem korlátozta, azonban az érvényességét a kritikus feszültség számításának módszeréhez kötötte. Elvileg a módszer az általános térbeli stabilitásvesztési módokra is alkalmazható volt, azonban megfelelő számítógépes (hardver és szoftver) háttér hiányában az eljárást a gyakorlatban nem alkalmazták.

A téma nemzetközi szintű kutatása a (4.11) formulától elfordult, és más irányt vett. Paradigmának tekintették a tiszta igénybevételi esetek lineáris kombinációján alapuló megközelítést (1. fejezet 1.1.1.3 szakasz). Ezzel a kutatók figyelme „tévútra” terelődött, ami a „Method 1 - Method 2” párhuzamos formuláknak az EN 1993-1-1 szabványban való bevezetéséhez, illetve a javaslattevő két kutatócsoport vitájához, versenyéhez vezetett (Boissonade et al. 2002; Greiner, 2001). Ma már általánosan elfogadott, hogy ez az irány tévút volt.

Miközben a „Method 1 - Method 2” módszertan élénk életet élt, a kilencvenes évek elején elkezdtem a (4.11) formulán alapuló módszer kutatását. A nyomott-hajlított rúdelemekből álló szerkezetek számítógépes méretezését kutattam. A célom az volt, hogy a (4.11) formula elvi lehetőségét a hazai tervezési gyakorlatban ténylegesen alkalmazható módszerré, illetve a mérnökök által elérhető számítógépes alkalmazássá fejlesszem. A munkahipotézisem az volt, hogy a nyomott rúd és a hajlított gerenda globális stabilitási ellenállásának „általános” formulája, az *ideális karcsúság* általánosításával, a nyomott-hajlított rúdszerkezeti elemek globális stabilitásvizsgálatára is érvényes (Papp, 1998):

$$\frac{\sigma_{max}^-}{\chi_{bc} f_{yd}} \leq 1. \quad (4.12)$$

A (4.12)-ben  $\sigma_{max}^-$  a nyomás és hajlítás együttes hatásából származó legnagyobb nyomófeszültség a kritikus keresztmetszetben,  $\chi_{bc}$  az általánosított stabilitási csökkentő tényező. Az utóbbi paraméter előre vetítette az EC3-1-1 szerinti „általános” módszer  $\chi_{op,k}$  csökkentő tényezőjét:

$$\chi_{bc} = \frac{1}{\phi_{bc} + \sqrt{\phi_{bc}^2 - \bar{\lambda}_{bc}^2}}; \quad \phi_{bc} = 0.5 \left( 1 + \alpha_{bc} (\bar{\lambda}_{bc} - 0.2) + \bar{\lambda}_{bc}^2 \right). \quad (4.13)$$

A (4.13)-ban szereplő általánosított karcsúság a (4.11) alapján is felírható:

$$\bar{\lambda}_{bc} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}^-}}. \quad (4.14)$$

A (4.14)-ben a  $\sigma_{cr}^-$  a kritikus rugalmas feszültség, amelynek helye megfelel a (4.12)-ben szereplő  $\sigma_{max}^-$  legnagyobb nyomó normálfeszültség helyének (kritikus pont). Az általánosított imperfekciós tényezőt a két tiszta stabilitásvesztési mód közötti interpolációval írtam fel:

$$\alpha_{bc} = \frac{\sigma_{cr,N}^-}{\sigma_{cr}^-} (\alpha - \alpha_{LT}) + \alpha_{LT}. \quad (4.15)$$

A (4.15)-ben a  $\sigma_{cr,N}^-$  kifejezés a kritikus nyomófeszültségnek a tiszta nyomásból származó komponense. Később kifejlesztettem a rugalmas-képlékeny anyagmodellen alapuló 14 DOF rúd végesesemes programot (**ConPlas** program), és nagyszámú numerikus számítás alapján pontosítottam a (4.12) formulát (Papp and Iványi, 2002):

$$\frac{\sigma_{max}^-}{\chi_{bc}} + \sigma_{Mz} + \sigma_B \leq K \frac{f_y}{\gamma_{M1}}. \quad (4.16)$$



Az új méretezési formulát az MSZ ENV 1993-1 elő-szabvány Magyar NAD szakmai bizottsága alternatív módszerként elfogadta és adaptálta (MSZ ENV 1993-1-1 NAD, 2000). A (4.16)-ban szereplő kifejezések a következők:

$\sigma_{max}^-$  - nyomás és hajlítás együttes hatásából származó legnagyobb nyomófeszültség;

$\sigma_{Mz}$  - egyidejű hajlítási normálfeszültség a gyenge tengely körüli hajlításból;

$\sigma_B$  - egyidejű gátolt csavarási normálfeszültség;

$K$  - képlékenyedési tényező, amely I, H, U és zárt keresztmetszetek esetén:

- ha a keresztmetszeti osztály 3. vagy 4. és  $\sigma_{max}$  nyomás:  
 $K=1.0$ ,
- ha a keresztmetszeti osztály 1. vagy 2. és  $\sigma_{max}$  nyomás, vagy 4. és  $\sigma_{max}$  húzás:  $K=1.45-0.45\psi$  ha  $\psi>0$ ,  
 $K=1.45-0.05\psi$  ha  $\psi\leq 0$ ,  
ahol  $\psi=\sigma_{min}/\sigma_{max}$ ;

$\chi_{bc}$  - általánosított csökkentő tényező;

Továbbá  $\bar{\lambda}_{bc} = \sqrt{\beta \frac{f_y}{\sigma_{cr}^-}}$  az általánosított karcsúság, ahol  $\beta = \beta_A + \frac{\sigma_{My}^-}{\sigma_{max}^-} (\beta_W - \beta_A)$ , és

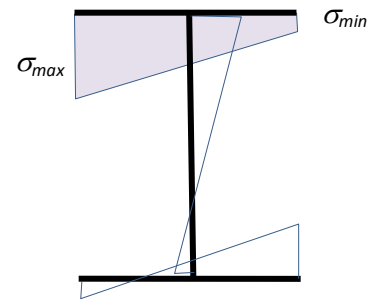
$\beta_A = 1.0$  1., 2. és 3. keresztmetszeti osztály esetén;

$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$  4. keresztmetszeti osztály esetén;

$\beta_W = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}}$  1. és 2. keresztmetszeti osztály esetén;

$\beta_W = 1.0$  3. keresztmetszeti osztály esetén;

$\beta_W = \frac{W_{eff,y}}{W_{el,y}}$  4. keresztmetszeti osztály esetén.



Az eljárást beépítettem a ConSteel szoftver korai verziójába (ConSteel 3.2), és azt éles projektek esetében is alkalmaztam (Papp, 2003a). Közben megjelent az európai EN 1993-1-1 szabvány *FINAL DRAFT* kiadása (*FINAL DRAFT prEN 1993-1-1*, 2003), és abban a ma is érvényben lévő „általános” módszer, amely a nyomott és erős tengely körül hajlított, a gyenge tengely körül kihajlásra és kifordulásra érzékeny szerkezeti elemek stabilitásvizsgálatára ad alternatív formulát:

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1, \quad (4.17)$$

$$\text{ahol } \chi_{op} = \min[\chi(\bar{\lambda}_{op}); \chi_{LT}(\bar{\lambda}_{op})]; \quad (4.18)$$

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}. \quad (4.19)$$

A (4.19) kifejezésben  $\alpha_{cr,op}$  a szerkezet rugalmas kritikus tehernövelő tényezője, amivel a tervezési terhet megnövelve a tökéletesen rugalmas szerkezeti modellen bekövetkezik a tartó síkjára merőleges rugalmas stabilitásvesztés. A szabvány a tehernövelő tényező számítására az alábbi konzervatív interakciós formulát javasolja:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{Af_y} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y f_y} \quad (4.20)$$

A szabvány továbbá javaslatot tesz a (4.17) helyett a (4.20)-al összhangban álló formula alkalmazására:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.21)$$

A (4.20-21) kifejezésekben  $N_{Ed}$  és  $M_{y,Ed}$  a tervezési normálerő és nyomaték,  $A$  a keresztmetszet területe,  $W_y$  a keresztmetszeti modulus a kritikus keresztmetszetben. A keresztmetszeti jellemzők számítási módja a keresztmetszet osztályától függ, a számítás képlékeny-, rugalmas- vagy effektív keresztmetszeti modell alapján, a tiszta eseteknek megfelelően történhet.

Az alábbiakban megmutatom, hogy az általam korábban javasolt (4.16) formula és az EN 1993-1-1 szabvány (4.21) „általános” formulája lényegükben azonosak. Alkalmazzuk az alábbi ismert feszültségi kifejezéseket,

$$\sigma_{N,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A}, \quad \sigma_{M_y,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_y}, \quad (4.22)$$

majd írjuk be azokat a (4.20)-ba, és fejezzük ki a keresztmetszeti tehernövelő tényezőt:

$$\alpha_{ult,k} = \frac{f_y}{\sigma_{N,Ed} + \sigma_{M_y,Ed}}. \quad (4.23)$$

A (4.23) kifejezést behelyettesítve a (4.17) teherbírási feltételbe, az alábbi kifejezésre jutunk:

$$\frac{\sigma_{N,Ed} + \sigma_{M_y,Ed}}{\chi_{op}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}. \quad (4.24)$$

Látható, hogy az európai szabványban bevezetett „általános” stabilitásvizsgálati formula lényegében azonos az általam már korábban bevezetett és a gyakorlatban alkalmazott (4.12) formulával. Különbség csak az alábbiakban mutatható ki:

- Az EN 1993-1-1 szabvány a  $\chi_{op}$  tényezőt a két tiszta esethez tartozó csökkentő tényező „interpolálásával” veszi számításba, míg az általam javasolt formula az imperfekciós tényezőt interpolálja.
- Az EN 1993-1-1 a  $K$  képlékenyedési tényező helyett a keresztmetszet osztályának megfelelő képlékeny-, rugalmas- vagy effektív keresztmetszeti jellemzőket alkalmazza, ami következtében a 2. és 3. osztály között a teherbírási folytonosság megszakad.

Az „általános” módszer megosztotta a tudományos és szakmai közvéleményt. Akadtak támogatói, akik megkísérelték a módszer várható pontosságát számszerűsíteni (Papp, 1998; Bijlaard et al. 2010), de akadtak kemény bírálói is, akik megkérdőjelezték a módszer mechanikai alapját (Ferreira et al. 2017). A feltételezéseken és megsejtésen alapuló (4.12), (4.16) és (4.21) „általános” formula elméleti helyességét Szalai az Ayrton-Perry formula általánosításával bizonyította (Szalai, 2017). A módszernek azonban van két gyenge pontja: (i) a kritikus keresztmetszet helyének meghatározása, és (ii) a nemlineáris képlékeny keresztmetszeti viselkedés elhanyagolása. A javasolt OSDM eljárásunkban az első problémát már megoldottuk, a másodikra még keressük a megfelelő választ (Szalai and Papp, 2017). A jelenlegi helyzet szerint az EN 1993-1-1 2020-tól esedékes megújítása a globális

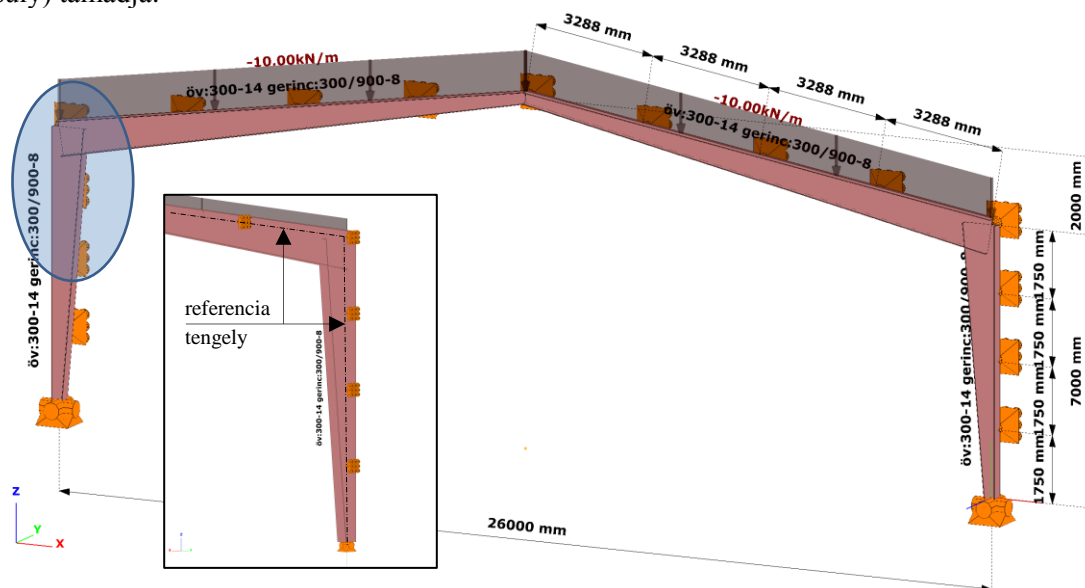
stabilitásvizsgálat „általános” módszerét érintetlenül hagyja, amivel módot ad a módszer további fejlesztésére. A módszer végleges változatához kapcsolódó innovatív eredményeinket, az ECCS TC8 Stability bizottság felkérésére, könyv formátumú ECCS dokumentumban kívánjuk közzétenni, várhatóan 2019. év végén.

### 4.3. A módszer alkalmazása

Az „általános” módszer szabványosított formulájának kétségtelen „hibái” ellenére az eljárás kilépett a kutatói közegekből, és betört a tervezési gyakorlatba. Ennek legfőbb oka és feltétele a módszer teljes automatizálhatósága. A módszer fejlesztésében és alkalmazásában a ConSteel szoftver a mai napig az élen jár. Ennek egyik bizonyítéka, hogy a ConSteel honlapján közzétett ismeretterjesztő írásokra (Papp, 2008; Szalai, 2011; Papp and Szalai, 2013) tíznél több magas presztízsű WoS hivatkozás is érkezett. Az EC3 „általános” módszerének a ConSteel szoftver keretein belüli alkalmazását több jelentős konferencián és szakmai folyóiratban közzétettük (Papp and Szalai, 2011; Papp et al. 2014a, 2014b, 2014c; Papp et al. 2015). Az „általános” módszer alkalmazását, a jobb érthetőség kedvéért, a **4.1. példa** alapján mutatom be. A számításokat a ConSteel 12 szoftverrel végeztem.

#### A 4.1. példa

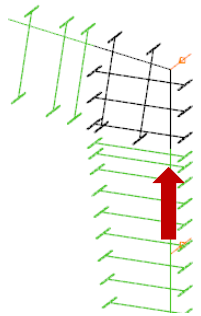
Az alábbi ábrán látható keretszerkezetet vizsgálom. A modell síkban fekszik, azonban a stabilitásvesztési módja térbeli. A szerkezeti elemek változó gerincmagasságú hegesztett I tartók, amelyek acélminősége S235. Az övek 300-14 méretű lemezek, a gerincek 300/900-8 méretűek. Az elemek referenciatengelyei a kisebb keresztmetszetek súlypontjaiból indulnak, és párhuzamosak a külső övlemezekkel. A keretsarkokban az oszlopok gerinclemezei bordákkal merevítettek (dobozos kialakítás), a gerinclemezt a korai horpadás elkerülése végett 12mm vastagnak feltételezem. Az oszloptalpak megtámasztása csuklós. A szerkezeti elemek a referenciatengelyeik mentén a negyedekben oldalról megtámasztottak. A szerkezetet a gerendák referenciatengelyei mentén 10kN/m egyenletesen megoszló tervezési teher (hasznos erőhatás és önsúly) támadja.



Az MSZ EN 1993-1-1 6.3.4 szakasza által is támogatott „általános” módszert a ConSteel szoftver segítségével alkalmazom. Az eljárást az alábbi öt lépésben hajtom végre. Megjegyzem, hogy a ConSteel szoftver az alábbi vizsgálatot teljesen automatizáltan végzi el:

### 1. lépés: A keresztmetszeti tehernövelő tényező kiszámítása

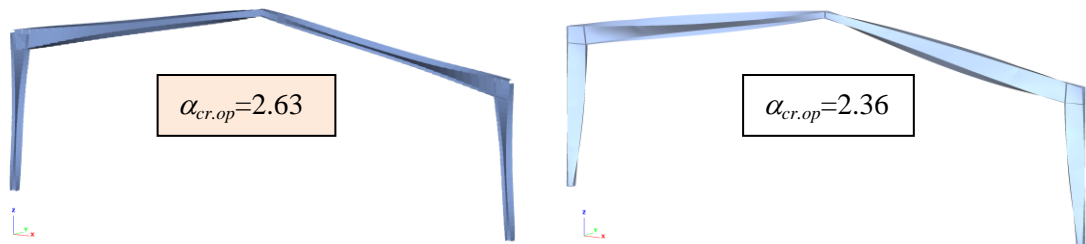
Létrehozom a vizsgált keretszerkezet rúdszerkezeti modelljét. Elvégezem a modell analízisét a 14 DOF rúd vége-selemes módszerrel, másodrendű elmélettel. Kiszámítom a keresztmetszeti tehernövelő tényezőt a (4.20) szerint. Ehhez lefutattam a globális keresztmetszeti ellenőrzést, és megjelenítem a konzervatív interakciós ellenállási formulához tartozó keresztmetszeti kihasználtságokat. A kritikus keresztmetszet az oszlop keretsarok közeli keresztmetszete (a szimmetria miatt a kihasználtságok is szimmetrikusak):



Konzervatív interakciós ellenállás	
Figyelmeztetés	A nyírás és/vagy csavarás hatása nincs figyelembe véve
Kihasználtság	53,4 %
Keresztmetszet osztálya	3
Alkalmazott szabványrész	6.2.1(7) - (6.2) formula
$N_{Ed}$	-145,9 kN
$N_{Rd}$	3 559,2 kN
$M_{y,Ed}$	-516,5 kNm
$M_{y,Rd}$	1 048,1 kNm
$M_{z,Ed}$	0,00 kNm
$M_{z,Rd}$	98,70 kNm
$\alpha_{ult,k}$	1,873

### 2. lépés: A kritikus tehernövelő tényező kiszámítása

Elvégzem a lineáris sajátérték feladatot a 14 DOF lineárisan rugalmas vége-selemes modellen. A modellezéshez a keretsarokban a 7. szabadságfok ún. „inverse” átviteli feltételét alkalmazom (lásd az 5.4.1 szakaszt). A kritikus tehernövelő tényezőre  $\alpha_{cr,op}=2.63$  adódik (bal oldali kép), a geometriailag egyenértékű duális héj vége-selemes modellen végzett kontroll analízis  $\alpha_{cr,op}=2.36$  kritikus tehernövelő tényezőre vezet (jobb oldali kép):



A rúdmodellre kapott 11,4%-al alacsonyabb értékét részben a héjmodell nagyobb alakváltozási képességével magyarázom. Mivel az eltérés gyakorlati értelemben nem jelentős, a számítást a rúd vége-selemes modell alapján folytatom.

### 3. lépés: Az általánosított redukált karcsúság számítása

A (4.19) szerint kiszámítom a kritikus keresztmetszethez tartozó általánosított redukált karcsúságot:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} = \sqrt{\frac{1.873}{2.630}} = 0.844$$

### 4. lépés: A kihajlási és a kifordulási csökkentő tényezők számítása

A (4.2) Ayrton-Perry formula alapján meghatározom az általánosított redukált karcsúsághoz tartozó kihajlási ( $\chi$ ) és kifordulási ( $\chi_{LT}$ ) csökkentő tényezőket:

$$\alpha = 0.49 \rightarrow \chi = 0.635;$$

$$\alpha_{LT} = 0.76 \rightarrow \chi_{LT} = 0.553.$$

### 5. lépés: A stabilitási ellenállás kihasználtsága

A keretszerkezet globális stabilitási ellenállásának kihasználtsága a (4.21) formula alapján a kritikus keresztmetszetben (ld. a 4. lépést) a következő:

$$\eta_{op} = \frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} = 0.955 \leq 1.0$$

A szerkezet teherbírási szorzótényezője (ahol  $\eta_{op}=1.0$ ):  $\alpha_{b,op} = 1.050$ .

Megállapítom, hogy a szerkezet a tervezési teherre megfelel! A vizsgálatot elvégeztem az általam javasolt és az MSZ ENV 1993-1-1 NAD által adaptált (4.16) formula alapján is. A számítás a fenti EN 1993-1-1 6.3.4 szerinti „általános” módszer eredményével azonos eredményre vezetett (**F.5. függelék**).

#### 4.4. Összegzés

Bemutattam az „általános” stabilitásvizsgálati módszer származtatását és eredetét. Az 1. és a 2. tézisemben kimondott eredmények alapján kifejlesztettem a 14 DOF rúd vége-selemes programot, amely megfelelő alapot adott a módszer kutatásához és gyakorlati alkalmazásához. A módszernek az európai szabványban történő megjelenése előtt kidolgoztam az alkalmazási protokollt, ami ajánlott alternatív eljárás-ként bekerült az EC3 magyar nemzeti dokumentumába. Parametrikus tanulmányok keretében vizsgáltam a módszer viszonyított pontosságát. A módszert alkalmaztam jelentős acélszerkezetek tervezésénél és szakértésénél. Az ECCS TC8 Stability tudományos bizottság munkáján keresztül jelentős szerepet vállaltam a módszer nemzetközi elfogadtatásában, illetve a továbbfejlesztésében (OSDM). A fenti eredmények alapján kimondom a 3. tézisemet:

##### A 3. tézis

*Az „általános” stabilitásvizsgálati módszer formulájának felírásával és a nemzeti szabványban történő bevezetésével megelőztem az EN 1993-1-1 szabvány ez irányú folyamatát. A nemzetközi trendet megelőzve a gyakorlatban alkalmaztam a 14 DOF rúd vége-selemes analízis és az „általános” stabilitásvizsgálati módszer integrálásán alapuló méretezési eljárást. A hipotézisen alapuló méretezési formula helyességét Szalai legújabb kutatása igazolta. A kutatási eredményeimmel hozzájárultam a globális stabilitásvizsgálat „általános” módszerének nemzetközi szintű elterjedéséhez, illetve a probléma közeljövőben várható teljes körű megoldásához.*

A tézisemet alátámasztó publikációim: Papp, 2003; Papp et al. 2014b; Szalai and Papp, 2017; ConSteel, 2013 és 2011.

## 5. Az egyenértékű geometriai tökéletlenség elve

Az egyenértékű geometriai tökéletlenség elve azon a feltevésen alapul, hogy minden szerkezethez egyértelműen hozzárendelhető egy kezdeti geometriai tökéletlenség, amelynek hatása mellett a másodrendű igénybevételekkel elvégzett keresztmetszeti vizsgálat helyettesíti a globális stabilitásvizsgálatot. Az elven két szabványos módszer alapszik. Az egyik az egyszerűsített módszer, ahol a kezdeti lokális és globális tökéletlenségek előírtak (pl. szinusz görbe és lineáris ferdeség alakjában), az amplitúdók a szerkezet geometriai paramétereitől (pl. rúd hossz és szerkezeti magasság) függő előírt konstansok. A másik a fejlettebb módszer (röviden OIM), ahol a rugalmas stabilitásvesztési alakokkal és az egyenértékű amplitúdóval határozzuk meg az egységes lokális és globális kezdeti geometriai tökéletlenséget. Az utóbbi módszert az EC3 szabvány a tisztán nyomott rúdelemek és szerkezetek kihajlásának vizsgálatára adaptálta (MSZ EN 1993-1-1, 2005), de a hajlított gerendák kifordulásának és a nyomott-hajlított elemek stabilitásvesztésének vizsgálatára nem. A jelen fejezet témája az OIM kiterjesztése összetett stabilitásvesztési módokra, illetve az alapesetektől eltérő, szabálytalan szerkezetekre.

A kutatásom közvetlen előzményének Chladný és Štujberová munkásságát tekintem (Chladný and Štujberová, 2013a, 2013b). A szerzők a módszert a síkbeli stabilitásvizsgálatra dolgozták ki. Agüero és társai a módszert velem egy időben általánosították a kifordulás esetére (Agüero et al. 2015a, 2015b). Az előző eredményekhez képest továbbléptem, amikor a módszert általánosítottam a nyomott-hajlított szerkezeti elemre, majd a szabálytalan kialakításokra. Egységes méretezési formulát vezettem be, amely konzisztens a tudományos alapokon álló kihajlási és kifordulási formulákkal.

A tárgyalásomban kiemelt szerepe van a *referenciaelem* fogalmának. A referenciaelem egy villásan megtámasztott, állandó keresztmetszetű, konstans igénybevételekkel terhelt egyszerű tartószerkezeti elem. A referenciaelem stabilitási ellenállásának tudományos igényű meghatározását az Ayrton-Perry formulára alapozott, elméleti és kísérleti úton kalibrált, szabványos stabilitási csökkentő tényezők révén megoldott problémának tekintem:

- síkbeli kihajlási probléma esetén: EN 1993-1-1 6.3.1.2 és 5.3.2(11) (5.10);
- kifordulási probléma esetén: EN 1993-1-1 6.3.2.2 Taras és Greiner által módosított változata (Taras and Greiner, 2010).

Az általam használt  $\gamma_{MO}=\gamma_{MI}=1.0$  parciális tényezők megfelelnek az EC3 ajánlásának. A referenciaelem másodrendű analízisét lineáris elmélet alapján végzem el, az alkalmazott képletek az alábbi publikációkban találhatóak meg:

- kifordulási probléma esetén: (Szalai and Papp, 2010);
- kihajlás és kifordulás interakciója esetén: (Szalai, 2017).

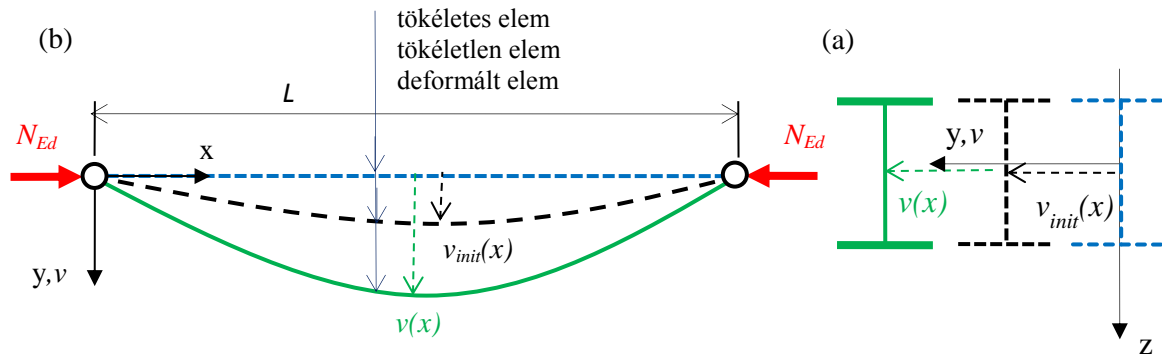
A *célelem* kifejezéssel hivatkozom minden olyan szerkezeti elemre, ami nem referenciaelem. Két feltételezéssel élek: (i) minden célelemhez tartozik egy referenciaelem, amelynek a rugalmas stabilitási ellenállása azonos a célelemével; (ii) a célelemhez mindig tartozik egy stabilitásvesztési mód, amely meghatározza a valós stabilitási viselkedést. A célelem feszültséganalízisét a ConSteel szoftver 14 DOF rúd vége-selemes alkalmazásával hajtom végre, lineáris stabilitási analízist alkalmazva. A kezdeti geometriai tökéletlenséget helyettesítő kezdeti teherrel veszem figyelembe. A módszer pontosságának vizsgálatához az irodalomban publikált mintapéldákat, importált és saját adatbázisokat használok.

## 5.1. A referenciaelem egyenértékű kezdeti geometriai tökéletlensége

A jelen szakaszban a tisztán nyomott és a tisztán hajlított célelemek referenciaelemének egyenértékű kezdeti geometriai tökéletlenségét határozom meg. A megoldás alapelvét Chladný és Štujberová a nyomott rúd síkbeli kihajlására dolgozta ki (Chladný and Štujberová, 2013a). Agüero és társai kiterjesztették a megoldást a tisztán hajlított gerenda kifordulására (Agüero et al. 2015b). A nyomott-hajlított elem stabilitásvesztésére magam adtam megoldást (Papp, 2016). Az utóbbi megoldást részletesen kifejtem. Először bemutatom a Chladný és társa megoldásának általam alkalmazott alakját, majd azonos alakra hozom az Agüero és társainak megoldását. Végül Szalai által levezetett összegzési formula alapján (Szalai, 2017) felírom a nyomott-hajlított referenciaelemre vonatkozó egyenértékű kezdeti geometriai tökéletlenséget.

### 5.1.1. A síkbeli kihajlás referenciaeleme

Az egyenértékű kezdeti geometriai tökéletlenség elvét és gyakorlatát Chladný és Štujberová a síkbeli kihajlás problémájára dolgozta ki (Chladný and Štujberová, 2013a). A megoldásukat a számítógéppel segített tervezés számára alkalmas formára hozom: az egyenértékű kezdeti tökéletlenség amplitúdóját másodrendű analízissel kiszámított normálfeszültségekkel írom fel. A síkbeli kihajlás feladatának referenciaelemét az **5.1. ábra** mutatja.



**5.1. ábra.** A síkbeli kihajlás feladatának referenciaeleme: (a) elem nézete a z tengely irányából nézve; (b) keresztmetszet helyzete az x tengely irányából nézve.

Az 5.1. ábrán  $v_{init}(x)$  a geometriailag tökéletlen elem kezdeti alakfüggvénye,  $v(x)$  a deformált elem alakfüggvénye az  $N_{Ed}$  teher hatására. A  $v_{init}(x)$  felírható az alábbi formában:

$$v_{init}(x) = v_{init,max} \frac{v_{cr}(x)}{v_{cr,max}}. \quad (5.1)$$

Az (5.1)-ben  $v_{cr}(x)$  a releváns rugalmas kihajlási mód alakfüggvénye,  $v_{cr,max}$  a tetszőleges értékű amplitúdó, és  $v_{init,max}$  az egyenértékű amplitúdó. (Egyenértékű amplitúdó alkalmazása esetén a másodrendű analízissel számított igénybevételek mellett a keresztmetszeti ellenállás vizsgálata egyenértékű a globális stabilitási ellenállás vizsgálatával.) Az elem deformációja és a hajlítónyomaték másodrendű alakja kifejezhető az alábbi lineáris közelítéssel:

$$v''(x) = v_{init}(x) \frac{1}{\alpha_{cr} - 1}, \quad (5.2)$$

$$M_{v_{init}}''(x) = EI \cdot (v''(x))'' = v_{init,max} \frac{1}{\alpha_{cr} - 1} \frac{EI}{v_{cr,max}} v_{cr}''(x), \quad (5.3)$$

ahol  $\alpha_{cr} = N_{cr}/N_{Ed}$ . Az EN 1993-1-1 szabvány jelöléseit használva az egyenértékű kezdeti alakfüggvény az alábbi formában írható:

$$v_{init}(x) = \frac{e_{0d}}{\lambda^2} \frac{N_{Rk}}{EI v_{cr,max}} v_{cr}(x). \quad (5.4)$$

Az (5.4)-ben az  $EI v_{cr,max}''$  kifejezés a hajlítónyomaték értéke a kritikus keresztmetszetben. (A kritikus keresztmetszetenél az elem referenciatengelye görbületének maximuma van.) Az  $e_{0d}$  az EN 1993-1-1 által meghatározott egyenértékű amplitúdó, amelyet Rondal és Maquoi kalibrált (Rondal and Maquoi, 1979):

$$e_{0d} = \eta \frac{W}{A} = \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) \frac{W}{A}. \quad (5.5)$$

Az (5.5)-ben  $\eta = \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)$  az Ayrton-Perry formula tökéletlenségi tényezője.

Az (5.4)-el egyenértékű kifejezéshez jutunk, ha figyelembe vesszük, hogy a kezdeti tökéletlenség alakja affin leképezése a  $v_{cr}(x)$  rugalmas kihajlási alaknak:

$$v''(x) = \frac{1}{\alpha_{cr} - 1} v_{cr}(x). \quad (5.6)$$

Az (5.6) felhasználásával a  $v_{cr}(x)$  rugalmas kihajlási alakhoz tartozó másodrendű hajlítónyomaték az alábbi módon fejezhető ki:

$$EI v_{cr}''(x) = EI (v''(x))'' (\alpha_{cr} - 1) = M_{v_{cr}}''(x) (\alpha_{cr} - 1). \quad (5.7)$$

Az (5.6)-ból adódik, hogy a deformációs függvények maximumainak aránya  $v_{cr,max}/v_{max}'' = (\alpha_{cr} - 1)$ , és így az (5.7)-ből a következő kifejezésre jutunk:

$$EI v_{cr,max}'' = M_{v_{cr,max}}'' \frac{v_{cr,max}}{v_{max}''}. \quad (5.8)$$

Az (5.8)-at behelyettesítve az (5.4)-be, továbbá figyelembe véve a következő kifejezéseket,

$$\sigma_{v_{cr,max}}'' = \frac{M_{v_{cr,max}}''}{W}, \quad \sigma_{v_{init},max}'' = \frac{M_{v_{init},max}''}{W} = \frac{e_{0d}}{\alpha_{cr} - 1} \frac{N_{Ed}}{W}, \quad (5.9)$$

az alábbi alternatív formulához jutunk:

$$v_{init}(x) = \frac{\sigma_{v_{init},max}''}{\sigma_{v_{cr,max}}''} v_{cr}(x). \quad (5.10)$$

Az (5.10) formula az egyenértékű kezdeti geometriai tökéletlenséget a tetszőleges amplitúdójú kihajlási alakfüggvény redukálásával írja le, ahol:

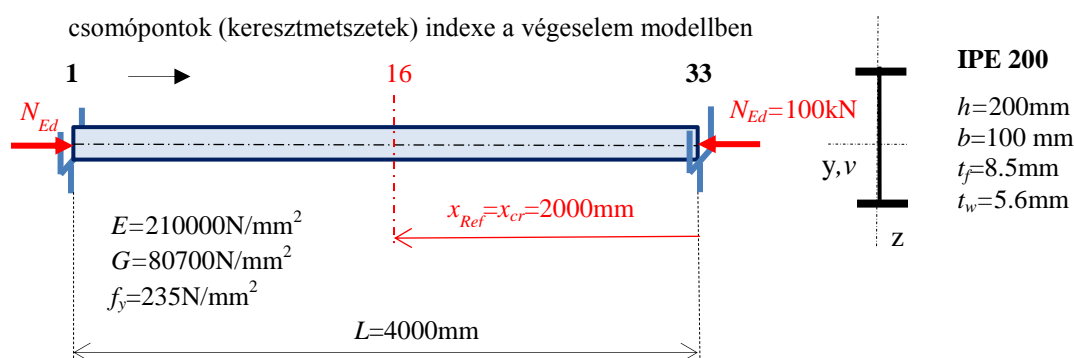
- $\sigma_{v_{cr,max}}''$ : a tetszőleges amplitúdójú kihajlási alakfüggvénnyel felvett kezdeti geometriai tökéletlenség mellett az  $N_{Ed}$  normálerő által kiváltott hajlítónyomaték okozta legnagyobb másodrendű normálfeszültség;
- $\sigma_{v_{init},max}''$ : az  $e_{0d}$  egyenértékű amplitúdó alkalmazásával az  $N_{Ed}$  normálerő által kiváltott hajlítónyomaték okozta legnagyobb másodrendű normálfeszültség.



A szoftver szempontjából nézve az (5.10) formula előnye, hogy a fenti másodrendű feszültségek számítása nem igényli új eljárás kifejlesztését, mivel a keresztmetszeti ellenállás  $\eta_2$  szintjének (rugalmas interakció) kiszámításához a feszültségek számítására amúgy is szükség van. A jobb érthetőség érdekében az (5.10) szerinti egyenértékű amplitúdó számítását az **5.1. példa** illusztrálja.

### Az 5.1. példa

Az alábbi ábrán vázolt, a z tengely körül kihajló nyomott rúdszerkezeti elemet vizsgálom:



A vázolt elem a síkbeli kihajlási feladat referenciaeleme, ahol az egyenértékű geometriai tökéletlenség amplitúdója az (5.5) kifejezés alapján ismert. Az amplitúdót meghatározom az (5.10) formula alapján is: amennyiben eredményül az (5.5) szerinti amplitúdót kapom, akkor a fentiekben leírt eljárás, valamint az alkalmazott számítási eszköz korrekt. A számításokat lineáris elmélettel, illetve a ConSteel szoftver segítségével végzem (verzió: ConSteel 12). A számítás részleteit az alábbi táblázat mutatja:

paraméter megnevezése	jelölés	mérték -egység	érték
Keresztmetszeti terület	$A$	$\text{mm}^2$	2848
Keresztmetszeti modulus	$W_{el,z}$	$\text{mm}^3$	28475
Rugalmas kritikus tehernövelő tényező	$\alpha_{cr}$	-	1.844
Rugalmas kihajlási alak tetszőleges amplitúdója	$v_{cr,max}$	mm	66.29
Referencia-keresztmetszet helye (ahol a másodrendű nyomófeszültségnek maximuma van)	$x_{Ref}$	mm	2000
Legnagyobb másodrendű nyomófeszültség a kihajlási alakkal felvett kezdeti geometriai tökéletlenségből az $N_{Ed}$ erő hatására	$\sigma_{v_{cr},max}^{II}$	$\text{N/mm}^2$	511.4
Egyenértékű amplitúdó (5.5) szerint, rugalmas elven számolva	$e_{0d}$	mm	5.796
Legnagyobb másodrendű nyomófeszültség a kihajlás alakkal és az $e_{0d}$ amplitúdóval felvett kezdeti geometriai tökéletlenség mellett az $N_{Ed}$ erő hatására, az (5.9) szerint	$\sigma_{v_{init},max}^{II}$	$\text{N/mm}^2$	44.46
Egyenértékű amplitúdó (5.10) szerint	$v_{init,max}$	mm	5.763
<b>Eltérés</b>	$v_{init,max}/e_{0d}$	-	<b>0.994</b>

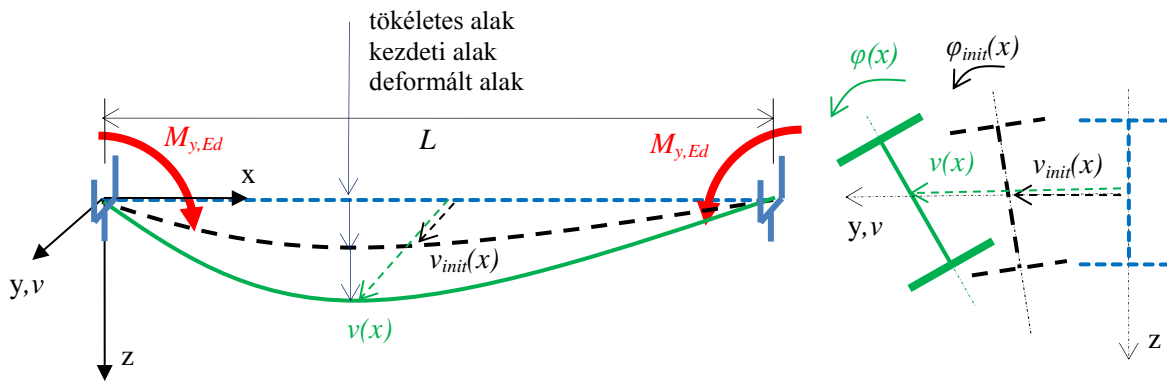
Az (5.10) eredménye 0.6%-al tér el az elméleti értéktől. Ilyen mértékű eltérés a mérnöki gyakorlatban elenyészőnek számít. A példa végeredménye a formula, valamint az alkalmazott számítási eszköz korrekt voltát igazolja.

### 5.1.2. A kifordulás referenciaeleme

Az EN1993-1-1 szabvány a hajlított gerenda kifordulásához tartozó  $y$  tengely irányú kezdeti geometriai tökéletlenséget a  $k \cdot e_{0d}$  egyenértékű amplitúdóval javasolja figyelembe venni, ahol  $k=0.5$ . Boissonnade és társai az egyenértékű amplitúdót a megfelelő kifordulási csökkentő tényezővel fejezték ki (Boissonnade et al. 2006). Később Calgaro és társai a  $k=1.0$  értéket javasolták alkalmazni (Calgaro et al. 2010). A  $k$  értékének pontosítása ma is napirenden van (Snijder et al. 2018). Áttörő megoldást Agüero és társai, valamint a saját kutatásom hozott, amikor az egyenértékű kezdeti geometriai tökéletlenséget az elcsavarodás figyelembevételével írtuk fel (Agüero et al. 2015b; Papp, 2016). A következőkben levezetem az (5.10) kifejezéssel konzisztens, a kifordulásra érvényes egyenértékű amplitúdót.

#### 5.1.2.1. Az egyenértékű amplitúdó

A kifordulási feladat referenciaelemének egyenértékű amplitúdóját a következő gondolatmenettel kapjuk meg. Az **5.2. ábra** a referenciaelem deformációját mutatja, ahol  $v(x)$  az  $y$  irányú elmozdulásfüggvény,  $\varphi(x)$  az elcsavarodási függvény.



**5.2. ábra.** A kifordulási feladat referenciaeleme.

A kezdeti geometriai tökéletlenség a releváns kihajlási módhoz (sajátalakhoz) tartozó elmozdulásfüggvényekkel írható le:

$$v_{init}(x) = v_{0d} \frac{v_{cr}(x)}{v_{cr,max}}; \quad \varphi_{init}(x) = \varphi_{0d} \frac{\varphi_{cr}(x)}{\varphi_{cr,max}}. \quad (5.11)$$

Az (5.11)-ben  $v_{0d}$  és  $\varphi_{0d}$  a kezdeti tökéletlenség összetartozó függvényeinek amplitúdói. Stangenberg és Szalai is kimutatta, hogy az amplitúdók között fennáll az alábbi összefüggés (Stangenberg, 2007; Szalai, 2007):

$$\frac{v_{0d}}{\varphi_{0d}} = \frac{M_{cr}}{N_{cr,z}}. \quad (5.12)$$

A referenciaelem középső keresztmetszetében (referencia-keresztmetszetben) a másodrendű hajlítónyomaték és bimoment igénybevételek az alábbi lineáris formulával írhatók fel (Szalai and Papp, 2010):

$$M_{z,max}'' = M_{y,Ed} \varphi_{0d} \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1}; \quad (5.13)$$

$$B_{max}'' = M_{y,Ed} \nu_{0d} \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1} - GI_t \varphi_{0d} \left( \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1} - 1 \right).$$

Az (5.13)-ban  $\alpha_{cr} = M_{cr} / M_{y,Ed}$  a kritikus tehernövelő tényező, továbbá:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2}; \quad N_{cr,x} = \frac{1}{r_0^2} \left( \frac{EI_\omega \pi^2}{L^2} + GI_t \right); \quad M_{cr} = r_0 \sqrt{N_{cr,z} N_{cr,x}}. \quad (5.14)$$

Az Ayrton-Perry formulában a keresztmetszeti teherbírási kihasználtságot a  $\eta_4$  szintű konzervatív interakciós formulával írjuk fel (2.4 szakasz, 2.3 táblázat). Határállapotban:

$$\eta_4 = \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,max}''}{M_{z,Rd}} + \frac{B_{max}''}{B_{Rd}} = 1. \quad (5.15)$$

Az (5.15) figyelembevételével a Perry-Robertson formulához jutunk:

$$\chi_{LT}^2 - \chi_{LT} \left( 1 + \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} + \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \eta_{LT} \right) + \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = 0. \quad (5.16)$$

A (5.16)-ban a  $\eta_{LT}$  tökéletlenségi tényező a következő kifejezést kapja (Szalai and Papp, 2010):

$$\eta_{LT} = \nu_{0d} \frac{W_y}{W_\omega} + \varphi_{0d} \frac{W_y}{W_z} - \varphi_{0d} \frac{GI_t}{M_{cr}} \frac{W_y}{W_\omega}. \quad (5.17)$$

Az (5.17) tökéletlenségi tényezőhöz két nemzetközileg elfogadott kalibráció tartozik:

- az EN 1993-1-1 6.3.2.2 szakasz szerinti „general case”:

$$\eta_{LT} = \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2); \quad (5.18)$$

- az EN 1993-1-1 módosítására tett javaslat (Taras and Greiner, 2010):

$$\eta_{LT} = \alpha_{LT}^* (\bar{\lambda}_z - 0.2) \sqrt{\frac{W_{y,el}}{W_{z,el}} \frac{\bar{\lambda}_{LT}^2}{\bar{\lambda}_z^2}}. \quad (5.19)$$

Az (5.18) az érvényes szabványos kalibráció, ami közismerten konzervatív. Az (5.19)-et a kutatók nagyszámú numerikus kísérlettel ellenőrizték. Mivel a formula megfelelő pontosságot mutatott, a nemzetközi kutatói társadalom a formulát elfogadta. Az értekezésemben az (5.19)-et alkalmazom. Az (5.19)-et behelyettesítve az (5.17)-be megkapjuk az összetartozó egyenértékű amplitúdókat:

$$\nu_{0d} = \frac{\alpha_{LT}^* (\bar{\lambda}_z - 0.2) \sqrt{\frac{W_{y,el}}{W_{z,el}} \frac{\bar{\lambda}_{LT}^2}{\bar{\lambda}_z^2}}}{\frac{W_y}{W_\omega} + \frac{W_y}{W_z} \frac{N_{cr,z}}{M_{cr}} - \frac{N_{cr,z}}{M_{cr}^2} GI_t \frac{W_y}{W_\omega}}, \quad (5.20)$$

$$\varphi_{0d} = \nu_{0d} \frac{N_{cr,z}}{M_{cr}}.$$

Melegen hengerelt I és H keresztmetszetek esetén, amennyiben  $h/b > 1.2$ , akkor  $\alpha_{LT}^* = 0.12$ , amennyiben  $h/b \leq 1.2$ , akkor  $\alpha_{LT}^* = 0.16$ . Hegesztett I és H keresztmetszet esetén  $\alpha_{LT}^* = 0.21$ . Megjegyzem, hogy az (5.5)-el konzisztens (5.20) kifejezés ebben a formában ismeretlen volt.

### 5.1.2.2. Az egyenértékű geometriai tökéletlenség alternatív formulája

Célom az (5.10)-el konzisztens formula levezetése a kifordulás esetére. Kifordulási feladat esetén az egyenértékű kezdeti geometriai tökéletlenség alakfüggvényét az (5.1)-hez hasonlóan írom fel:

$$v_{init}(x) = v_{init,max} \frac{v_{cr}(x)}{v_{cr,max}}. \quad (5.21)$$

Az (5.21)-ben  $v_{init,max}$  a kezdeti  $y$  irányú alakfüggvény egyenértékű amplitúdója. Az  $\alpha_{cr} = M_{cr} / M_{y,Ed}$  rugalmas kritikus tehernövelő tényező felhasználásával, valamint annak figyelembevételével, hogy a kezdeti alak a sajátalak affin leképezése, a másodrendű elmozdulásfüggvény az alábbi alakban írható:

$$v''(x) = v_{init,max} \frac{1}{\alpha_{cr} - 1} \frac{v_{cr}(x)}{v_{cr,max}}. \quad (5.22)$$

A másodrendű hajlítónyomaték felírható az (5.22) felhasználásával:

$$M''_{z,v_{init}}(x) = EI_z (v''(x))'' = v_{init,max} \frac{1}{\alpha_{cr} - 1} \frac{EI_z}{v_{cr,max}} v_{cr}''(x). \quad (5.23)$$

A legnagyobb másodrendű hajlítónyomaték az (5.12) és az (5.13) alapján:

$$M''_{z,v_{init},max} = M_{y,Ed} v_{0d} \frac{N_{cr,z}}{M_{cr}} \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1}. \quad (5.24)$$

Az (5.23) és az (5.24) megadja az egyenértékű amplitúdót:

$$v_{init,max} = v_{0d} \frac{N_{cr,z}}{EI_z v_{cr,max}} v_{cr,max}. \quad (5.25)$$

Az (5.12), az (5.23) és az (5.25) figyelembevételével az egyenértékű kezdeti geometriai tökéletlenség alakfüggvénye kifejezhető:

$$v_{init}(x) = v_{0d} \frac{N_{cr,z}}{EI_z v_{cr,max}} v_{cr}(x); \quad (5.26)$$

$$\varphi_{init}(x) = \frac{N_{cr,z}}{M_{cr}} v_{init}(x).$$

Az (5.26) az EN 1993-1-1 (5.9) formulájának általánosítása a kifordulás esetére.

Bebizonyítom, hogy az (5.26)-nak létezik az (5.10) kifejezéssel összhangban álló alakja. Mivel a kezdeti geometriai tökéletlenség a sajátalak affin leképezése, fennáll az alábbi összefüggés:

$$v_{cr}(x) = (\alpha_{cr} - 1) v''(x). \quad (5.27)$$

Az (5.27) felhasználásával a másodrendű hajlítónyomaték az alábbi alakban írható:

$$EI_z v_{cr}''(x) = EI_z (v''(x))'' (\alpha_{cr} - 1) = M''_{z,v_{cr}}(x) (\alpha_{cr} - 1). \quad (5.28)$$

Az (5.28)-ban az  $M''_{z,v_{cr}}(x)$  függvény a sajátalak felvett kezdeti geometriai tökéletlenséghez tartozó másodrendű hajlítónyomaték. Mivel a  $v_{cr,max}$  és a  $v''_{max}$  azonos keresztmetszetben van értelmezve, a két amplitúdó aránya kifejezhető:

$$\frac{v_{cr,max}}{v_{max}^{II}} = \alpha_{cr} - 1. \quad (5.29)$$

Az (5.29) figyelembevételével az (5.28) az alábbi alakot kapja:

$$EI_z v_{cr}''(x) = M_{z,v_{cr}}^{II}(x) \frac{v_{cr,max}}{v_{max}^{II}}. \quad (5.30)$$

Az (5.30)-at behelyettesítve az (5.26)-ba,

$$v_{init}(x) = v_{0d} N_{cr,z} \frac{v_{max}^{II}}{M_{z,v_{cr,max}}^{II}} \frac{v_{cr}(x)}{v_{cr,max}}, \quad (5.31)$$

majd felhasználva az alábbi ismert összefüggéseket,

$$\begin{aligned} M_{z,v_{cr,max}}^{II} &= W_z \sigma_{z,v_{cr,max}}^{II}, \\ v_{max}^{II} &= \frac{1}{\alpha_{cr} - 1} v_{cr,max}, \end{aligned} \quad (5.32)$$

$$M_{z,v_{init,max}}^{II} = M_{y,Ed} v_{0d} \frac{N_{cr,z}}{M_{cr}} \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1} = v_{0d} N_{cr,z} \frac{1}{\alpha_{cr} - 1} = W_z \sigma_{z,v_{init,max}}^{II},$$

megkapjuk az alternatív formulát:

$$\begin{aligned} v_{init}(x) &= v_{0d} N_{cr,z} \frac{1}{\alpha_{cr} - 1} \frac{v_{cr,max}}{W_z \sigma_{z,v_{cr,max}}^{II}} \frac{v_{cr}(x)}{v_{cr,max}} \\ &= \frac{W_z \sigma_{z,v_{init,max}}^{II} v_{cr,max}}{W_z \sigma_{z,v_{cr,max}}^{II}} \frac{v_{cr}(x)}{v_{cr,max}} \\ &= \frac{\sigma_{z,v_{init,max}}^{II}}{\sigma_{z,v_{cr,max}}^{II}} v_{cr}(x). \end{aligned} \quad (5.33)$$

Az (5.10) és az (5.33) formailag azonos kifejezések. A kifordulási feladathoz tartozó referenciaelem egyenértékű kezdeti geometriai tökéletlensége kifejezhető a releváns rugalmas stabilitásvesztési alak (sajátalak) redukálásával, ahol a feszültségi szimbólumok tartalma a következő:

- $\sigma_{z,v_{cr,max}}^{II}$ : a tetszőleges amplitúdójú kifordulási alakokkal (sajátalakokkal) felvett kezdeti geometriai tökéletlenség mellett az  $M_{y,Ed}$  hajlítónyomaték okozta legnagyobb másodrendű normálfeszültség a  $z$  tengely körüli hajlításból;
- $\sigma_{z,v_{init,max}}^{II}$ : a  $(v_{0d}, \varphi_{0d})$  összetartozó egyenértékű amplitúdók mellett az  $M_{y,Ed}$  nyomaték okozta  $z$  tengely körüli hajlításból származó legnagyobb másodrendű normálfeszültség.

Az (5.12)-ből és az (5.13)-ból látható, hogy a  $\sigma_z^{II}$  és a  $\sigma_\omega^{II}$  másodrendű normálfeszültségek a kezdeti geometriai tökéletlenség lineáris függvényei, ezért az (5.33) egyenértékű kezdeti geometriai tökéletlenség alternatív módokon is felírható:

$$v_{init}(x) = \frac{\sigma_{z,v_{init,max}}^{II}}{\sigma_{z,v_{cr,max}}^{II}} v_{cr}(x) = \frac{\sigma_{\omega,v_{init,max}}^{II}}{\sigma_{\omega,v_{cr,max}}^{II}} v_{cr}(x) = \frac{\sigma_{v_{init,max}}^{II}}{\sigma_{v_{cr,max}}^{II}} v_{cr}(x) \quad (5.34)$$

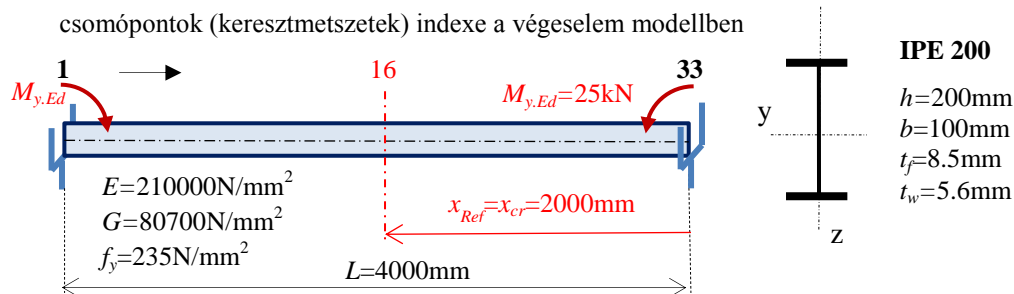
Az (5.34) kifejezést később célszerkezetekre általánosítom, ahol az összegzett normálfeszültségekkel kifejezett alakot használom:

- $\sigma_{v_{cr},max}^{II} = \max(\sigma_{z,v_{cr}}^{II} + \sigma_{\omega,v_{cr}}^{II})$ : a tetszőleges amplitúdójú kifordulási alakkal (sajátalakkal) felvett kezdeti geometriai tökéletlenség mellett az  $M_{y,Ed}$  hajlítónyomaték okozta legnagyobb összegzett másodrendű normálfeszültség a z tengely körüli hajlításból és a gátolt csavarásból;
- $\sigma_{v_{init},max}^{II} = \max(\sigma_{z,v_{init}}^{II} + \sigma_{\omega,v_{init}}^{II})$ : a  $v_{0d}$  és  $\varphi_{0d}$  összetartozó egyenértékű amplitúdók alkalmazása mellett az  $M_{y,Ed}$  hajlítónyomaték okozta legnagyobb másodrendű összegzett normálfeszültség a z tengely körüli hajlításból és a gátolt csavarásból.

A kihajlási problémára levezetett (5.10) és a kifordulási problémára levezetett (5.34) kifejezések konzisztensek. A jobb érthetőség érdekében az (5.34) szerinti egyenértékű amplitúdó számítását az **5.2. példa** illusztrálja.

### Az 5.2. példa

Az alábbi ábrán vázolt, az erős tengely körül hajlított elemet vizsgálom. Az elem a kifordulási feladat referenciaeleme:



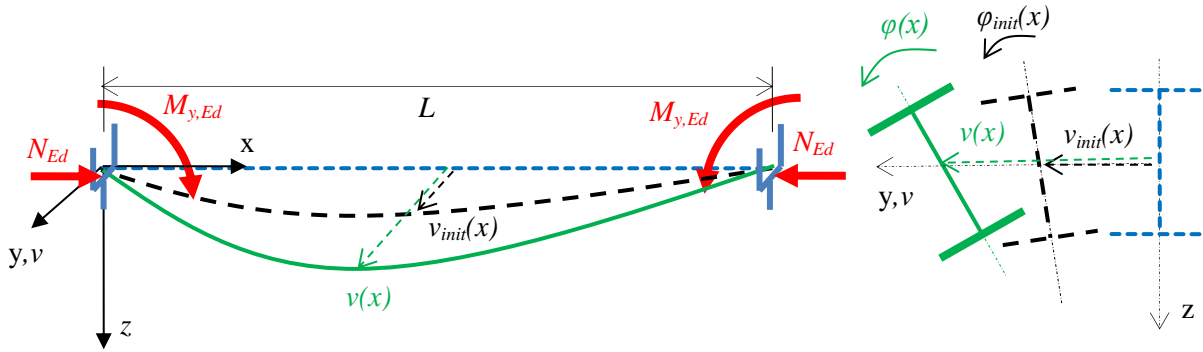
A referenciaelem egyenértékű geometriai tökéletlenségi amplitúdója az (5.20) alapján ismert. Meghatározom az amplitúdót az (5.34) formula szerint is: amennyiben az (5.20) szerinti értéket kapom, akkor az eljárás, illetve az alkalmazott számítási eszköz korrekt. A számításokat lineáris elmélettel, illetve a ConSteel szoftver (verzió: ConSteel 12) segítségével végzem el. A számítás részleteit az alábbi táblázat mutatja:

paraméter megnevezése	jelölés	mérték -egység	érték
Keresztmetszeti terület	$A$	$\text{mm}^2$	2848
Keresztmetszeti modulus	$W_{el,z}$	$\text{mm}^3$	28475
Rugalmas kritikus tehernövelő tényező	$\alpha_{cr}$	-	1.470
Rugalmas kihajlási alak tetszőleges amplitúdója	$v_{cr,max}$	mm	9.376
Referencia-keresztmetszet helye (ahol a nyomófeszültség maximum)	$x_{Ref}$	mm	2000
Legnagyobb másodrendű nyomófeszültség a kifordulási alakkal felvett kezdeti geometriai tökéletlenség mellett az $M_{y,Ed}$ hajlítónyomaték hatására	$\sigma_{v_{cr},max}^{II}$	$\text{N/mm}^2$	182.0
Egyenértékű amplitúdó (5.20) szerint, rugalmas elven számolva	$v_{0d}$	mm	4.103
Legnagyobb másodrendű nyomófeszültség a kihajlás alakkal és a $v_{0d}$ amplitúdóval felvett kezdeti geometriai tökéletlenségből az $M_{y,Ed}$ hajlítónyomaték hatására,	$\sigma_{v_{init},max}^{II}$	$\text{N/mm}^2$	
- lineáris elmélettel (5.13)			84.12
- ConSteel szoftverrel			79.80
Egyenértékű amplitúdó (5.34)	$v_{init,max}$	mm	
- lineáris elmélettel (5.13)			4.334
- ConSteel szoftverrel			4.111
<b>Eltérés</b>	$v_{init,max}/v_{0d}$	-	
- lineáris elmélettel (5.13)			<b>1.056</b>
- ConSteel szoftverrel			<b>1.002</b>

A számítást a referenciaelemen kétféle módon végeztem el. Amikor a lineáris elmélet (5.13) képleteit alkalmazom, akkor az (5.34) szerinti amplitúdó 5.3%-al tér el az elméletileg helyes értéktől. Amikor a ConSteel szoftvert alkalmazom, akkor az eltérés elenyésző. A jelentős eltérést adó eredmény háttérében az inkonzisztens számítási eljárás áll: a ConSteel másodrendű analízise direkt iterációval javítja a lineáris megközelítést, így a másodrendű megoldás nemlineáris. Ez a nagy karcsúságú és csavarásnak kitett elemeknél jelentősebb eltérést eredményezhet. Ugyanakkor, a példa esetében az 5.3%-os eltérés az amplitúdóban 1%-nál kisebb eltérést okoz a teherbírásban, ami mérnöki szemmel nézve elfogadható.

### 5.1.3. A kihajlás és a kifordulás interakciójának referenciaeleme

A nyomott és az  $y$  tengely körül hajlított szerkezeti elem stabilitási problémájának referenciaelemét az **5.3. ábra** mutatja.



**5.3. ábra.** A nyomott-hajlított elem stabilitási feladatának a referenciaeleme.

A referenciaelem rugalmas stabilitásvesztési módjához tartozó amplitúdók között fennáll az alábbi összefüggés (Szalai and Papp, 2010; Agüero et al. 2015b; Szalai, 2017):

$$\frac{v_{cr,max}}{\varphi_{cr,max}} = \frac{M_{cr,NM}}{N_{cr,z}} \frac{1}{1 - \frac{N_{cr,NM}}{N_{cr,z}}}. \quad (5.35)$$

Az (5.35)-ben  $N_{cr,NM} = \alpha_{cr} N_{Ed}$  és  $M_{cr,NM} = \alpha_{cr} M_{y,Ed}$ , ahol az  $\alpha_{cr}$  a globális kritikus tehernövelő tényező. A kritikus erő és a kritikus hajlítónyomaték kielégíti az alábbi ismert összefüggést (Trahair, 1993):

$$\left( \frac{M_{cr,NM}}{M_{cr}} \right)^2 = \left( 1 - \frac{N_{cr,NM}}{N_{cr,z}} \right) \left( 1 - \frac{N_{cr,NM}}{N_{cr,x}} \right). \quad (5.36)$$

Az (5.36) egyenlőség zárójeles tagjainak nevezőiben található kritikus erőket az (5.14) mutatja. A vizsgált referenciaelem esetében a kezdeti alak a sajátalak affín leképezése, ezért az egyenértékű kezdeti tökéletlenség amplitúdóira is érvényes az (5.35) alakja:

$$\frac{v_{0d}}{\varphi_{0d}} = \frac{M_{cr,NM}}{N_{cr,z}} \frac{1}{1 - \frac{N_{cr,NM}}{N_{cr,z}}}. \quad (5.37)$$

Szalai levezette a referenciaelemen ébredő legnagyobb másodrendű igénybevételek lineáris kifejezéseit (Szalai, 2017):

$$M_{z,max}'' = \left( M_{y,Ed} \varphi_{0d} + N_{Ed} v_{0d} \right) \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}; \quad (5.38)$$

$$B_{max}'' = \left( M_{y,Ed} v_{0d} + r_0^2 N_{Ed} \varphi_{0d} \right) \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} - GI_t \left( \varphi_{0d} \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} - \varphi_{0d} \right).$$

A referenciaelem globális stabilitási határállapotának szükséges és elégséges feltétele az alábbi  $\eta_4$  szintű konzervatív interakciós keresztmetszeti ellenállási formula kielégítése:

$$\eta_4 = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,max}''}{M_{z,Rd}} + \frac{B_{max}''}{B_{Rd}} = 1. \quad (5.39)$$

Szalai levezetése alapján a referenciaelem Ayrton-Perry formulához tartozó tökéletlenségi tényezője a következő (Szalai, 2017):

$$\eta_{NM} = \frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{ult,N}} \left( v_0 \frac{A}{W_z} + \varphi_0 r_0^2 \frac{A}{W_\omega} \right) + \frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{ult,M}} \left( v_0 \frac{W_y}{W_\omega} + \varphi_0 \frac{W_y}{W_z} \right) - \varphi_0 \frac{GI_t}{W_\omega f_y} \frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{cr}} \quad (5.40)$$

Az (5.40)-ben a keresztmetszeti tehernövelő tényezők  $\alpha_{ult,N} = N_{Rk} / N_{Ed}$  és  $\alpha_{ult,M} = M_{y,Rk} / M_{y,Ed}$  alakban írhatóak, valamint:

$$\alpha_{ult} = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_{ult,N}} + \frac{1}{\alpha_{ult,M}}}. \quad (5.41)$$

Az (5.40) tökéletlenségi tényezőt elméletileg a tiszta kihajlás és a tiszta kifordulás eseteinél alkalmazott módszertannal lehet kalibrálni. Ez a munka eddig nem történt meg, mert beláthatatlan nagyságú erőforrást igényelne. Az alábbiakban megmutatom, hogy a kalibráció elkerülehető.

Az (5.40) elemzése és egyszerűsítése után a következő összefüggésre jutunk (Szalai, 2017):

$$\eta_{NM} = \frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{ult,N}} \eta + \mu \frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{ult,M}} \eta_{LT}. \quad (5.42)$$

Az (5.42) kifejezésben  $\eta$  és  $\eta_{LT}$  a tiszta kihajláshoz és a tiszta kiforduláshoz tartozó tökéletlenségi tényezők, amelyek a nyomott öv középpontjára értelmezett  $e_{0,NM}$  egyenértékű amplitúdóval kifejezhetőek:

$$\eta = e_{0,NM} \frac{A}{W_z}, \quad (5.43)$$

$$\eta_{LT} = e_{0,NM} \frac{W_y}{W_z} \frac{N_{cr,z}}{M_{cr}} \mu. \quad (5.44)$$

Az (5.42)-ben és az (5.44)-ben:



$$\mu = \sqrt{\frac{1 - \alpha_{cr} \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \alpha_{cr} \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}}} \quad (5.45)$$

Az (5.42) alapján kimondom, hogy a kihajlás és kifordulás interakciójához tartozó tökéletlenségi tényező átfogó kalibrációja elkerülhető, a tényező kifejezhető a két stabilitási alapeset tényezőinek interpolációjával. A továbblépéshez a következő munkahipotézis kimondása szükséges:

### Az 1. munkahipotézis

*Feltételezem, hogy a nyomott-hajlított elem stabilitási problémájához tartozó referenciaelemnek a keresztmetszet nyomott öve középpontjában értelmezett egyenértékű kezdeti tökéletlenségi amplitúdója az (5.42) kifejezéssel összhangban, a tiszta kihajlási és a tiszta kifordulási egyenértékű amplitúdók interpolációjával kifejezhető,*

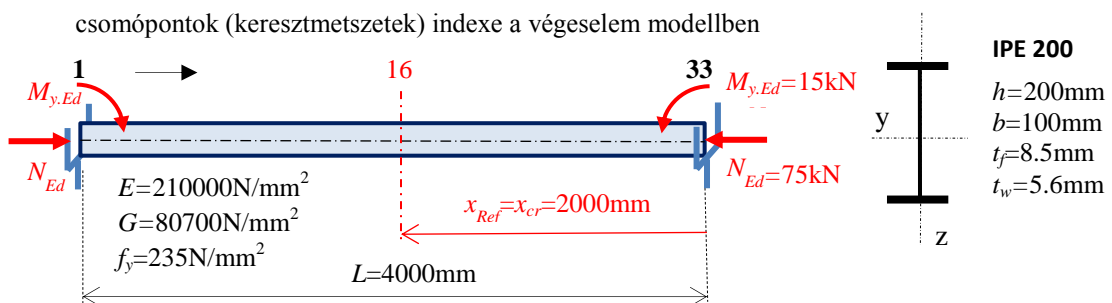
$$e_{0d,NM} = \frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{ult,N}} e_{0d} + \frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{ult,M}} (v_{0d} + \varphi_{0d} h_{\bar{v}}), \quad (5.46)$$

ahol az  $e_{0d}$  és a  $v_{0d}$  az (5.5) és az (5.20) szerint kalibrált egyenértékű amplitúdók, továbbá  $h_{\bar{v}}$  a hajlításból nyomófeszültségnek kitett övlemez középpontjának távolsága a keresztmetszet súlypontjától. Az  $e_{0d}$  és a  $v_{0d}$  amplitúdók kifejezései konzisztensek, ezért az (5.34) formulát a nyomott-hajlított referenciaelem globális stabilitási problémájára is érvényesnek tekintem.

A munkahipotézis második részének jobb érthetőségét segíti az **5.3. példa**.

### Az 5.3. példa

Az alábbi ábrán vázolt nyomott és erős tengely körül hajlított, a kihajlás és a kifordulás interakciójára hajlamos referenciaelemet vizsgálom:

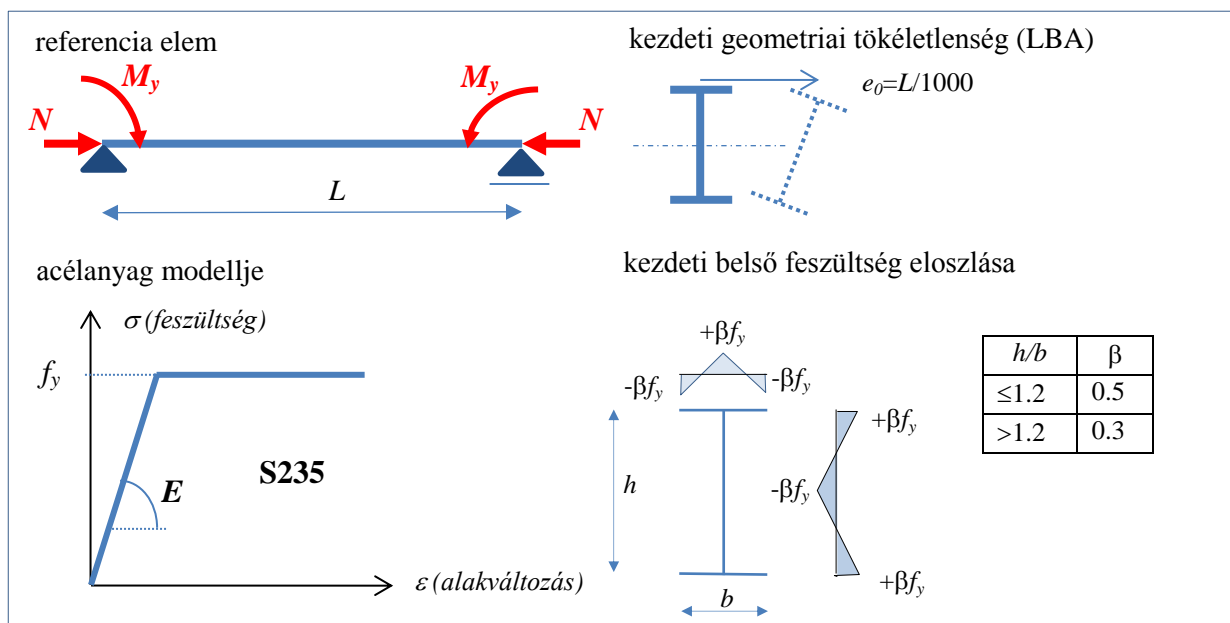


Az elem egyenértékű geometriai tökéletlenségi amplitúdóját az (5.46) munkahipotézis alapján számítom. Meghatározom az amplitúdót az (5.34) szerint is: amennyiben az (5.46) szerinti értéket kapom, akkor az 1. munkahipotézis, illetve az alkalmazott számítási eszköz alkalmazása az adott esetben korrekt, és a példa előre vetíti az formula általánosíthatóságát. A számításokat lineáris elmélettel, illetve a ConSteel szoftver segítségével végzem (verzió: ConSteel 12). A számítás részleteit az alábbi táblázat mutatja:

paraméter megnevezése	jelölés	mérték -egység	érték
Keresztmetszeti terület	$A$	$\text{mm}^2$	2848
Keresztmetszeti modulus	$W_{el,z}$	$\text{mm}^3$	28333
Rugalmas kritikus tehernövelő tényező	$\alpha_{cr}$	-	1.470
Rugalmas kihajlási alak tetszőleges amplitúdója	$v_{cr,max}$	mm	10.99
Referencia-keresztmetszet helye (nyomófeszültség maximum)	$x_{Ref}$	mm	2000
Legnagyobb másodrendű nyomófeszültség a kihajlási alakkal felvett kezdeti geometriai tökéletlenségből az $M_{y,Ed}$ hajlítónyomaték hatására	$\sigma_{v_{cr,max}}^{II}$	$\text{N}/\text{mm}^2$	200.0
Egyenértékű amplitúdó			
- kihajlás esetén (5.5), képlékeny elven számolva	$e_{0d}$	mm	9.041
- kifordulás esetén (5.20), képlékeny elven számolva	$v_{0d}$	mm	5.557
- interakció esetén a nyomott öv középpontjában (5.46)	$e_{0d,NM}$	mm	8.535
- interakció esetén a keresztmetszet súlypontjában	$v_{0d,NM}$	mm	6.407
	$\varphi_{0d,NM}$	rad	0.0213
Legnagyobb másodrendű nyomófeszültség a kihajlási alak felvett és $v_{0d,NM}$ amplitúdójú kezdeti geometriai tökéletlenség mellett az $M_{y,Ed}$ hajlítónyomaték hatására, lineáris elmélettel	$\sigma_{v_{init,max}}^{II}$	$\text{N}/\text{mm}^2$	118.0
Egyenértékű amplitúdó a keresztmetszet súlypontjára (5.34)	$v_{init,max}$	mm	6.486
Egyenértékű amplitúdó a nyomott öv középpontjára	$e_{init,max}$	mm	8.614
<b>Eltérés</b>		$v_{init,max}/v_{0d,NM}$	<b>1.012</b>

Az (5.34) eredménye 1.2%-al eltér az elméleti értéktől. Ilyen mértékű az eltérés a mérnöki gyakorlati elhanyagolhatónak számít. A példa végeredménye az (5.34) és (5.46) kifejezéseken alapuló formula és a 14DOF vége-selemes feszültséganalízis alkotta eljárás alkalmazhatóságát vetíti előre.

Az (5.34) és az (5.46) kifejezéseken alapuló formula pontosságának egzakt kimutatása a vizsgált probléma átfogó kalibrációjának hiányában nem hajtható végre. Rendelkezéseimre áll viszont 1120 darab GMNIA alapú numerikus kísérlet eredménye. A kísérleteket hengerelt szelvényeken hajtották végre, az eredményeket a nemzetközi szakirodalom befogadta (Ofner, 1997; Anwar, 2015; Silva et al. 2016b). A numerikus kísérletek mechanikai modelljét az **5.4. ábra** szemlélteti.

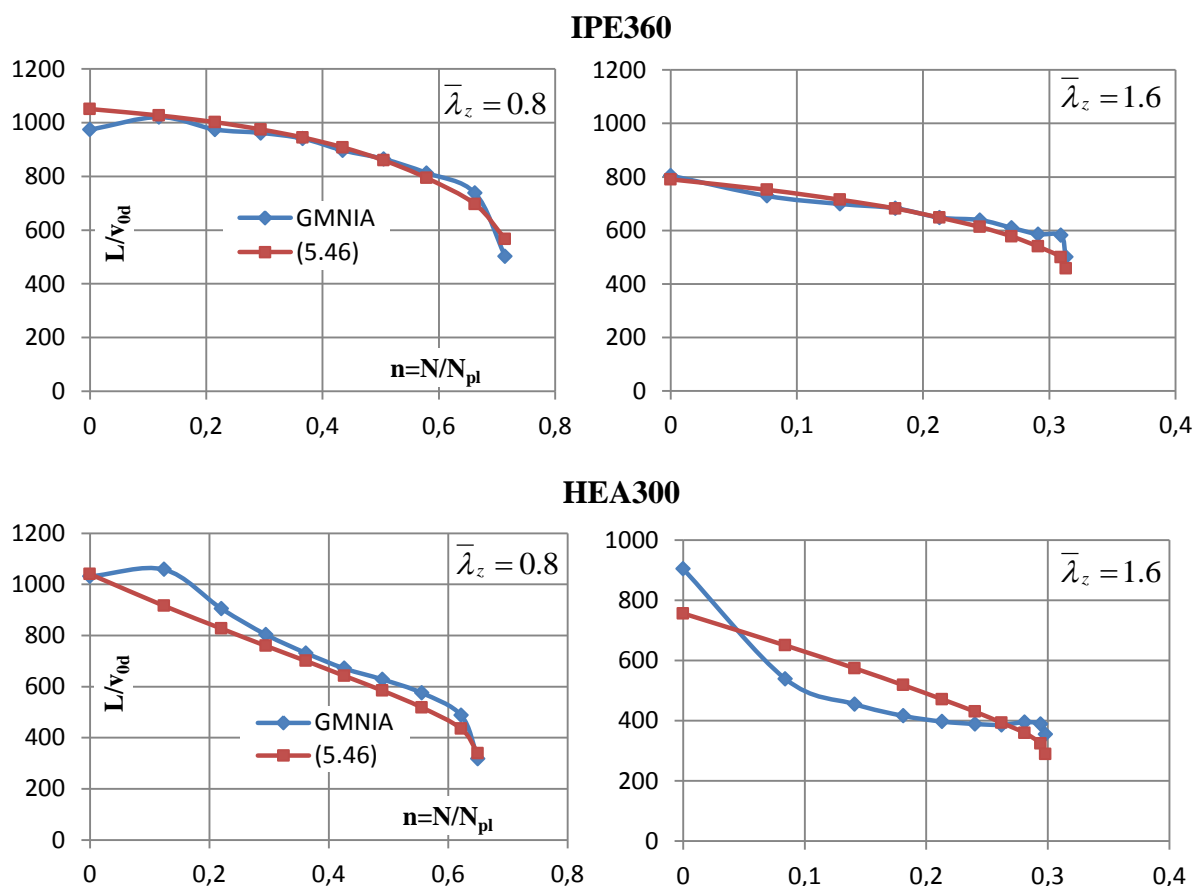


**5.4. ábra.** A nyomott-hajlított referenciaelemre végrehajtott 1120 darab GMNIA alapú numerikus kísérlet mechanikai modellje.

Az (5.46) formula eredményeit összehasonlítottam a GMNIA alapú numerikus kísérletek eredményeivel. Ezt úgy tettem meg, hogy az (5.35)-(5.38) kifejezések alapján a GMNIA alapú teherbírásból visszaszámoltam az  $e_{od,NM}$  egyenértékű amplitúdót, és azt vettem össze az (5.46) formulából kapott amplitúdóval. Az adatbázisban a következő szelvények szerepelnek: IPE100,160,180,360; HE600,650; HEC300; HD400; HEA300,400; HEB300,340,500,650. A súlypontra vetített egyenértékű amplitúdót két jellemző keresztmetszetre (IPE360 és HEA300) és két jellemző redukált karcsúságra (0,8 és 1,6) az **5.5. ábra** szemlélteti. Az ábrán látható eredményekkel kapcsolatban a következő fontos megállapításokat teszem:

- A nemzetközi szakirodalom szerint az 5.4 ábrán vázolt GMNIA modell alapján számított teherbírás jól közelítéssel az EC3 szabvány által meghatározott karakterisztikus teherbírást adja meg.
- Az (5.46) formula „örököli” az (5.5) és az (5.20) kalibrációk hibáit. Ez okozza a peremértékeknél (tisztá kihajlás és kifordulás) látható eltéréseket, különösen az IPE 360 szelvénynél a 0.8 karcsúságnál, illetve a HEA300 szelvénynél az 1.6 karcsúságnál.
- A referenciaelemnek a kezdeti geometriai tökéletlenségre való érzékenységét alapvetően a keresztmetszet geometriája és az elem karcsúsága határozza meg.

Az utóbbi állítás háttérét az **5.1. táblázat** illusztrálja. A táblázat értékei a HEA300 szelvényű és 1.6 redukált karcsúságú elemre vonatkoznak. Az elem terhelése  $N=372.9\text{kN}$  és  $M_y=127.4\text{kNm}$ ,



**5.5. ábra.** A súlypontra értelmezett egyenértékű kezdeti amplitúdó értéke a GMNIA alapú kalibráció és az (5.46) formula szerint.

**5.1. táblázat.** A HEA300 keresztmetszetű és 1.6 redukált karcsúságú elem érzékenysége a kezdeti geometriai tökéletlenség amplitúdójára.

eljárás	számított egyenértékű amplitúdó		keresztmetszeti ellenállás kihasználtsága (ConSteel)		tehernövelő tényező 100%-os stabilitási kihasználtsághoz (ConSteel)	
	$v_{0d}$ (mm)	OIM/ GMNIA	$\eta_4$	OIM/ GMNIA	$\alpha_b$	OIM/ GMNIA
GMNIA	24.72	<b>0.793</b>	1.028	<b>0.922</b>	0.985	<b>1.046</b>
OIM (5.46)	19.62		0.948		1.030	

ami megfelel a GMNIA alapján kapott karakterisztikus ellenállásnak (5.5 ábra, jobb alsó grafikon, balról a harmadik érték). A táblázat jól szemlélteti, hogy miközben a  $v_{0d}$  kezdeti egyenértékű amplitúdóban az eltérés közel 20%, az ellenállás szintjén már csak 4,6%. Itt meg kell jegyezni, hogy a GMNIA sorában elméletileg  $\eta_4 = \alpha_b = 1.0$  értéket kellene kapnom. Az eltérést az inkonzisztens analízis okozza: a ConSteel szoftver nemlineáris másodrendű analízise pontosabb, mint az (5.38) lineáris formula (Gensichen and Lumpe, 2013). Az eltérés nem olyan mértékű, ami miatt el kellene vetni az eljárás gyakorlatban történő alkalmazását.

A fentiekből következik, hogy az (5.46) formula és a ConSteel analízis alkotta eljárás és a GMNIA alapú eljárás eredményeinek összehasonlítását, azaz az 1. munkahipotézis érvényességének igazolását, az ellenállás szintjén kell elvégezni. Az **5.6 ábra** a GMNIA alapján kapott ellenállást viszonyítja az (5.34) és (5.46) formulák alapján kapott ellenálláshoz. A numerikus kísérlettel kapott ellenállást az

$$r_e = \sqrt{m_e^2 + n_e^2} \quad (5.47)$$

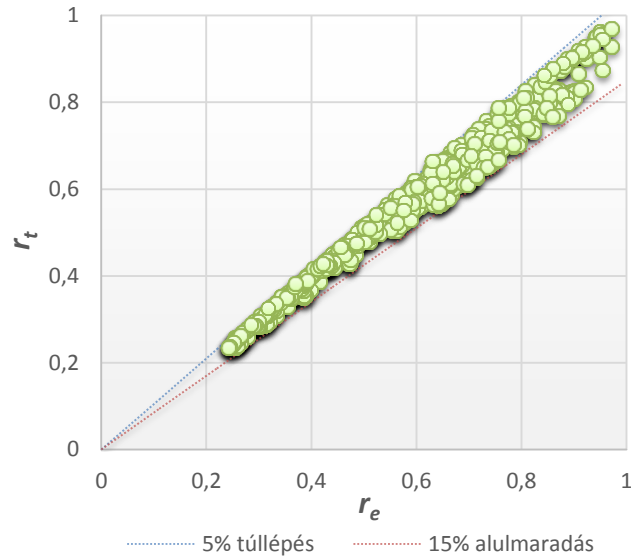
kifejezéssel reprezentálom, ahol  $n_e = N_{b,NM}/N_{pl}$  és  $m_e = M_{b,NM}/M_{pl,y}$ , továbbá  $N_{b,NM}$  és  $M_{b,NM}$  az összetartozó ellenállási értékek. Az (5.34) és (5.46) tervezési formula alapján számított ellenállást az

$$r_t = \sqrt{(\alpha_b m_e)^2 + (\alpha_b n_e)^2} \quad (5.48)$$

kifejezéssel reprezentálom, ahol  $\alpha_b$  a kísérleti eredményhez viszonyított tehernövelő tényező. A kétféle eljárással kapott teherbírás viszonyítása az  $r_e/r_t$  arányszámmal történik (Silva et al. 2016b). Amennyiben az arányszám nagyobb, mint 1.0, akkor az (5.34) és (5.46) alkotta tervezési formula a biztonság oldalán helyezkedik el. Az 5.6. ábrán látható eredmények statisztikai kiértékelését az **5.2. táblázat** mutatja. Az értékelés alapján kimondom, hogy az (5.34) és (5.46) alkotta formula a GMNIA adatbázison vizsgálva megfelelően pontosnak és konzervatívnak bizonyult (Hajdú and Papp, 2018).

**5.2. táblázat.** Az 5.6. ábrán látható  $r_e/r_t$  értékek statisztikai kiértékelése.

átlagérték	c.o.v	minimum érték	maximum érték	esetek száma (db)		
				összes	$\frac{r_e}{r_t} < 1$	$\frac{r_e}{r_t} < 0.95$
<b>1.032</b>	4.145	0.950	1.146	1120	228	<b>0</b>



**5.6. ábra.** A kihajlás-kifordulás interakciójára érzékeny nyomott-hajlított referenciaelemnek az (5.46) formula alapján számított egyenértékű kezdeti amplitúdóval meghatározott ellenállásának eltérése a GMNIA alapú numerikus kísérlettel kapott értéktől, 1120 darab különböző kialakítás esetén (5.4 ábra).

## 5.2. Az OIM általánosítása

A kezdeti egyenértékű geometriai tökéletlenség (5.34) formulája, valamint a tiszta kihajlás esetén érvényes (5.5), a tiszta kifordulás esetén érvényes (5.20) és a nyomott-hajlított elem stabilitásvesztésére bevezetett és hengerelt szelvényekre ellenőrzött (5.46) egyenértékű amplitúdók a referenciaelem stabilitásvizsgálatához megfelelő mechanikai alapot adnak. A megoldás pontossága az alapesetek kalibrációjának pontosságától függ. A referenciaelemre az alábbi feltételek érvényesek:

- az elemvégek megtámasztása csuklós és villás;
- a keresztmetszet állandó;
- a hatások (erők) központosak és állandó eloszlásúak.

A fenti feltételek a mérnöki gyakorlatban rendszerint nem teljesülnek: a támaszok eltérhetnek a csuklós-villás kialakítástól (rugalmasak és/vagy külpontosak); a keresztmetszet változhat az elem mentén (pl. változó gerincmagasságú tartó); a hatások változó eloszlású igénybevételeket okozhatnak (pl. megoszló teher). A mérnöki tervezés támogatása érdekében az (5.34) formulát általánosítom a szabálytalan elemek (továbbiakban: célelemek) esetére. Az általánosításhoz nem áll rendelkezésemre egzakt mechanikai elv. A megoldás érdekében alkalmazom a széles körben elfogadott *egyenértékű elem* (referenciaelem) hipotézist:

### A 2. munkahipotézis

*A referenciaelemre érvényes (5.34) egyenértékű geometriai tökéletlenség formulát érvényesnek tekintem a szabálytalan célelemekre is, azzal a feltétellel, hogy a z tengely körüli hajlításból és a gátolt csavarásból származó  $\sigma_{v_{n0},max}''$  összegzett másodrendű nyomófeszültséget a célelemhez tartozó referenciaelemen számítom. A referenciaelem kritikus tehernövelő tényezője azonos a célelemével, a keresztmetszete és az állandó*

*eloszlású igénybevételei megegyeznek a célelem referencia-keresztmetszetében vett értékekkel. A referencia-keresztmetszet azzal a keresztmetszettel azonos, ahol a tetszőleges amplitúdójú kihajlási alak felvett kezdeti geometriai tökéletlenség mellett a teher okozta z tengely körüli hajlításból és a gátolt csavarásból származó összegzett másodrendű nyomófeszültség a legnagyobb.*

A fenti munkahipotézisen (transzformációs technikán) alapuló általánosított egyenértékű geometriai tökéletlenség módszer végrehajtása a következő lépésekből áll:

1. A célelem lineáris stabilitási analízise.
  - 1.1. Kritikus tehernövelő tényező:  $\alpha_{cr}$ .
  - 1.2. Rugalmas stabilitásvesztési alak és tetszőleges amplitúdó:  $v_{cr}(x); v_{cr,max}$ .
2. A célelem másodrendű feszültséganalízise a  $v_{cr}(x)$  és  $v_{cr,max}$  kezdeti geometriai tökéletlenség hatása mellett.
  - 2.1. A célelem referencia-keresztmetszete:  $x_{Ref}$ .
  - 2.2. A legnagyobb összegzett másodrendű normálfeszültség:  $\sigma_{v_{cr,max}}^II$ .
3. A referenciaelem legnagyobb másodrendű összegzett normálfeszültségének számítása.
  - 3.1. A referenciaelem tulajdonságai.
    - 3.1.1. Keresztmetszeti jellemzők a célelem  $x_{Ref}$  referencia-keresztmetszetében:
 
$$A_{Ref} = A(x_{Ref}); I_{z,Ref} = I_z(x_{Ref}); \dots$$
    - 3.1.2. Tervezési igénybevételek a célelem  $x_{Ref}$  referencia-keresztmetszetében:
 
$$M_{y,Ed,Ref} = M_{y,Ed}(x_{Ref}); N_{Ed,Ref} = N_{Ed}(x_{Ref}).$$
    - 3.1.3. Kritikus igénybevételek:
 
$$M_{cr,NM,Ref} = \alpha_{cr} M_{y,Ed,Ref}; N_{cr,NM,Ref} = \alpha_{cr} N_{Ed,Ref}.$$
  - 3.2. A referenciaelem hosszának meghatározása az (5.36) alapján:
 
$$L_{Ref} = \sqrt{\frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}};$$

$$a = M_{cr,NM,Ref}^2 + N_{cr,NM,Ref} GI_{t,Ref} - N_{cr,NM,Ref}^2 r_{0,Ref}^2;$$

$$b = -\pi^2 EI_{z,Ref} GI_{t,Ref} + \pi^2 EI_{z,Ref} N_{cr,NM,Ref} r_{0,Ref}^2 + \pi^2 EI_{\omega,Ref} N_{cr,NM,Ref};$$

$$c = -\pi^4 E^2 I_{z,Ref} I_{\omega,Ref}.$$
  - 3.3. A kihajlási és a kifordulási karcsúságok számítása:
 
$$\bar{\lambda}_{Ref} = \sqrt{\frac{N_{Rk,Ref}}{N_{cr,z,Ref}}}; \bar{\lambda}_{LT,Ref} = \sqrt{\frac{M_{y,Rk,Ref}}{M_{cr,Ref}}}.$$
  - 3.4. A kihajláshoz tartozó egyenértékű amplitúdó számítása az (5.5) alapján.
  - 3.5. A kiforduláshoz tartozó egyenértékű amplitúdó számítása az (5.20) alapján.
  - 3.6. A nyomott-hajlított elem egyenértékű amplitúdójának számítása az (5.46) alapján.
  - 3.7. A legnagyobb másodrendű igénybevételek számítása az (5.9), az (5.13) vagy az (5.38) alapján, amelyik a releváns.
  - 3.8. A legnagyobb összegzett másodrendű normálfeszültség számítása:

$$\sigma_{v_{init},max}^{II} = \frac{M_{z,max,Ref}^{II}}{W_{el,z,Ref}} + \frac{B_{max,Ref}^{II}}{W_{el,\omega,Ref}}$$

4. A célelemhez tartozó kezdeti egyenértékű amplitúdó számítása:

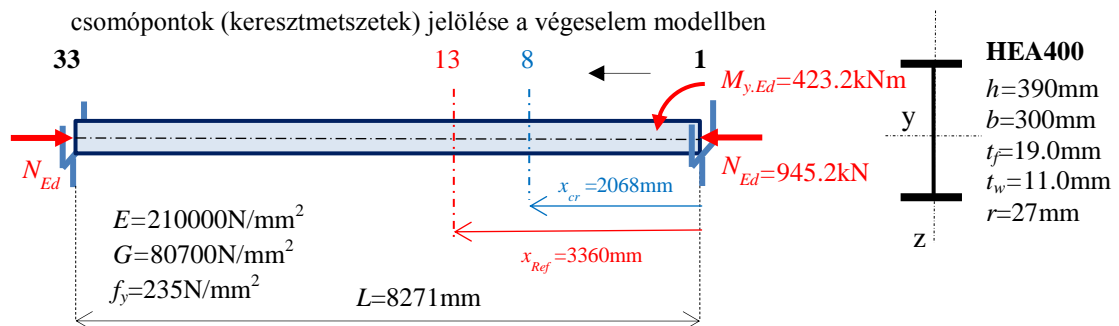
$$v_{init,max} = \frac{\sigma_{v_{init},max}^{II}}{\sigma_{v_{cr},max}^{II}} v_{cr,max}$$

5. Az egyenértékű kezdeti geometriai tökéletlenségnek megfelelő helyettesítő teherrel terhelt célelem másodrendű analízise.
6. A  $\eta_4$  szintű konzervatív interakciós ellenállási formula szerinti ellenőrzés a célelem egészére kiterjedően (a kritikus keresztmetszet meghatározása és ellenőrzése).

A 6. lépés kapcsán fontos megjegyezni, hogy a 2.1. lépésben meghatározott referencia-kérsztmetszet helye ( $x_{Ref}$ ) és a 6. lépésben meghatározott kritikus kérsztmetszet helye ( $x_{cr}$ ) általában nem azonos ( $x_{Ref} \neq x_{cr}$ ). A módszer alkalmazását német nyelvű szakcikkekben szerzőtársakkal publikáltam (Hajdú et al. 2017). Az **5.4. példa** a fenti eljárás jobb érthetőségét szolgálja.

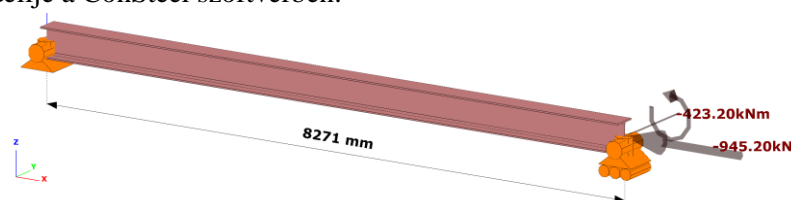
### Az 5.4. példa

Az alábbi ábrán vázolt, az erős tengely körül hajlított és nyomott célelem globális stabilitási ellenállását vizsgálom:



A célelem hajlamos a kihajlás és kifordulás interakciójával leírható stabilitásvesztési módra. Az egyparaméteres teherrendszer  $N_{Ed}$  erője és  $M_{y,Ed}$  nyomatéka a GMNIA alapján számított teherbírási ellenállással azonos (Anwar, 2015). A számításokat a ConSteel szoftverrel végeztem (verzió: ConSteel 12). Az OIM alapján végzett vizsgálatom lépései és részeredményei a következők:

A célelem modellje a ConSteel szoftverben:



#### 1. A célelem lineáris stabilitási analízise.

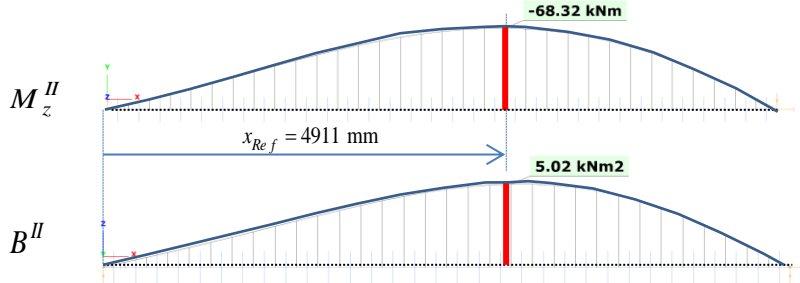
1.1. A lineáris stabilitási analízis eredménye:  $\alpha_{cr}=1.82$



1.2. A stabilitásvesztési alak és az amplitúdó rögzítése (kezdeti geometriai tökéletlenség tetszőleges amplitúdóval):  $v_{cr}(x)$ ;  $v_{cr,max} = 20.80\text{mm}$

2. A célelem másodrendű feszültséganalízise a  $v_{cr}(x)$  és  $v_{cr,max}$  kezdeti geometriai tökéletlenség mellett.

2.1. A célelem referencia-keresztmetszetének helye:



2.2. A legnagyobb másodrendű összegzett nyomófeszültség a referencia-keresztmetszet megfelelő pontjában:

$$\sigma_{v_{cr},max}^II = \max \left( \left( \frac{M_z^II}{W_{el,y}} \right)_{nyomó} + \left( \frac{B^II}{W_{el,\omega}} \right)_{nyomó} \right) = 167.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

3. A referenciaelem legnagyobb összegzett másodrendű nyomófeszültségének számítása.

3.1. A referenciaelem tulajdonságai.

3.1.1. A célelem állandó keresztmetszetű, ezért a referenciaelem keresztmetszete azonos a célelem keresztmetszetével.

3.1.2. Az állandó eloszlású igénybevételek intenzitása egyenlő a célelem referencia-keresztmetszetében számított elsőrendű igénybevétellel:

$$M_{y,Ed,Ref} = 251.3\text{kNm}; \quad N_{Ed,Ref} = 945.2\text{kN}$$

3.1.3. Az összetartozó kritikus erők:

$$M_{cr,NM,Ref} = \alpha_{cr} M_{y,Ed,Ref} = 457.4\text{kNm}; \quad N_{cr,NM,Ref} = \alpha_{cr} N_{Ed,Ref} = 1720\text{kN}$$

3.2. A referenciaelem hossza:

$$a = 3.720 \cdot 10^{11} \text{J}^2; \quad b = -6.485 \cdot 10^{12} \text{m}^2 \text{J}^2; \quad c = -1.064 \cdot 10^{15} \text{m}^4 \text{J}^2$$

$$L_{Ref} = \sqrt{\frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}} = 7932 \text{mm}$$

3.3. A tiszta kihajlási és a tiszta kifordulási karcsúság:

$$\bar{\lambda}_{z,Ref} = \sqrt{\frac{N_{Rk,Ref}}{N_{cr,z,Ref}}} = 1.151; \quad \bar{\lambda}_{LT,Ref} = \sqrt{\frac{M_{y,Rk,Ref}}{M_{cr,Ref}}} = 0.848$$

3.4. A tiszta kihajláshoz tartozó egyenértékű amplitúdó, képlékeny elven:

$$e_{0d} = \alpha_z (\bar{\lambda}_{z,Ref} - 0.2) \frac{W_{pl,z}}{A} = 25.48 \text{mm}$$

3.5. A tiszta kiforduláshoz tartozó egyenértékű amplitúdó, képlékeny elven:

$$v_{0d} = \frac{\alpha_{LT,Ref}^* (\bar{\lambda}_{z,Ref} - 0.2) \sqrt{\frac{W_{y,el}}{W_{z,el}} \frac{\bar{\lambda}_{LT,Ref}^2}{\bar{\lambda}_{z,Ref}^2}}}{\frac{W_{pl,y}}{W_{pl,\omega}} + \frac{W_{pl,y}}{W_{pl,z}} \frac{N_{cr,z,Ref}}{M_{cr,Ref}} - \frac{N_{cr,z,Ref}}{M_{cr,Ref}^2} G I_t \frac{W_{pl,y}}{W_{pl,\omega}}} = 10.24 \text{mm}$$

$$\varphi_{0d} = v_{0d} \frac{N_{cr,z,Ref}}{M_{cr,Ref}} = 0.035 \text{rad.}$$

3.6. A nyomott-hajlított elem egyenértékű amplitúdója a nyomott övlemez középpontjában,

$$e_{0d,NM} = \frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{ult,N}} e_{0d} + \frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{ult,M}} (v_{0d} + \varphi_{0d} \frac{h}{2}) = 20.18 \text{mm},$$



és a keresztmetszet C pontjában:

$$\varphi_{0d,NM} = \frac{e_{0d,NM}}{\frac{h}{2} + \frac{M_{cr,NM,Ref}}{N_{cr,z}} \frac{1}{1 - \frac{N_{cr,NM,Ref}}{N_{cr,z}}}} = 0.033 \text{ rad}$$

$$v_{0d,NM} = \frac{M_{cr,NM,Ref}}{N_{cr,z}} \frac{1}{1 - \frac{N_{cr,NM,Ref}}{N_{cr,z}}} \varphi_{0d,NM} = 13.73 \text{ mm}$$

3.7. A legnagyobb másodrendű igénybevételek lineáris elmélet alapján számítva:

$$M_{z,max}^{II} = \left( M_{y,Ed,Ref} \varphi_{0d,NM} + N_{Ed,Ref} v_{0d,NM} \right) \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} = 47.25 \text{ kNm}$$

$$B_{max}^{II} = \left( M_{y,Ed,Ref} v_{0d,NM} + r_0^2 N_{Ed,Ref} \varphi_{0d,NM} \right) \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} - GI_t \left( \varphi_{0d,NM} \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} - \varphi_{0d,NM} \right) = 3.844 \text{ kNm}^2$$

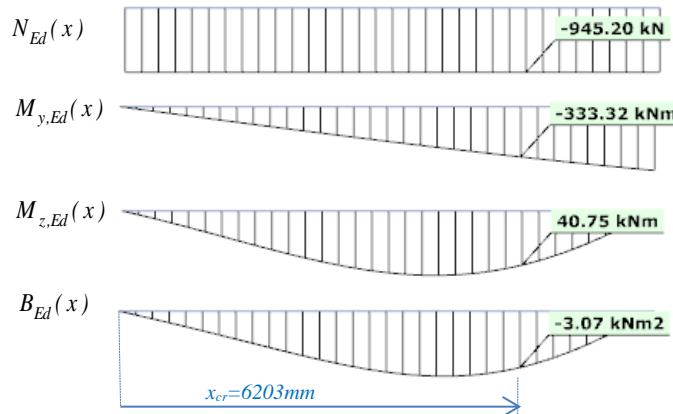
3.8. A legnagyobb összegzett másodrendű normálfeszültség:

$$\sigma_{v_{init},max}^{II} = \frac{M_{z,max}^{II}}{W_{el,z,Ref}} + \frac{B_{max}^{II}}{W_{el,\omega,Ref}} = 119.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

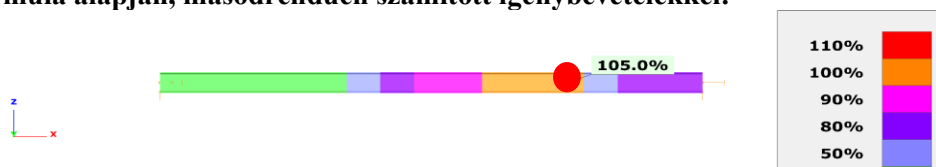
4. A célelem kezdeti egyenértékű amplitúdója:

$$v_{init,max} = \frac{\sigma_{v_{init},max}^{II}}{\sigma_{v_{cr},max}^{II}} v_{cr,max} = 14.88 \text{ mm}$$

5. A  $v_{cr}(x)$  stabilitásvesztési alakokkal és  $v_{init,max}$  egyenértékű amplitúdóval terhelt célelem másodrendű analízise a ConSteel szoftverrel (a 6. lépésben meghatározott  $x_{cr}$  kritikus keresztmetszet és igénybevételek feltüntetésével):



6. A célelem egészére kiterjedő keresztmetszeti teherbírás ellenőrzés a  $\eta_4$  szintű ellenállási formula alapján, másodrendűen számított igénybevételekkel:



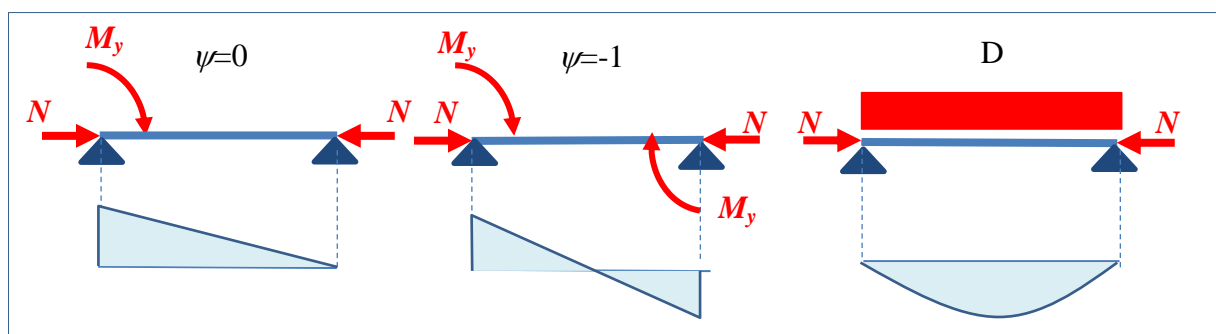
$$\eta_{4,max} = \max \left( \left| \frac{N_{Ed}(x)}{N_{Rd}} \right| + \left| \frac{M_{y,Ed}(x)}{M_{y,Rd}} \right| + \left| \frac{M_{z,Ed}(x)}{M_{z,Rd}} \right| + \left| \frac{B_{Ed}(x)}{B_{Rd}} \right| \right) = 1.050$$

A keresztmetszeti vizsgálatra visszavezetett globális stabilitásvizsgálat 5% kihasználtsági túllépést mutat. A 100%-os kihasználtsághoz  $\alpha_{b,OIM}=0.967$  teherfaktor tartozik, ami 3,3% eltérést jelent a biztonság oldalán. Megállapítom, hogy a példa esetében a módszer megfelelően közelíti a GMNIA alapján számított teherbírást ( $\alpha_{b,GMNIA}=1.0$ ), előre vetíti a 2. munkahipotézis alkalmazhatóságát.

### 5.3. Az általánosított OIM pontossága egyenes tengelyű szerkezeti elemek esetén

#### 5.3.1. Változó hajlítónyomatéki eloszlás

Rendelkezésemre áll a hengerelt szelvényeken végrehajtott, nemzetközileg elfogadott 3299 darab GMNIA alapú numerikus kísérleti eredmény, amelyeket Anwar az **5.4. ábrán** látható modellen számította, az **5.7. ábrán** látható hajlítónyomatéki eloszlások mellett (Anwar, 2015). Az általánosított OIM viszonyított pontosságát ezen a teherbírási adatbázison, az 5.1. szakaszban leírt értelmezés szerint mutatom ki. A számított pontosságot a különböző hajlítónyomaték eloszlásokra az **5.8.**, az **5.9.** és az **5.10. ábrák** szemléltetik (Hajdú and Papp, 2018). A pontosság statisztikai paramétereit az **5.3. táblázat** foglalja össze. A táblázat adatai alapján megállapítom, hogy az egyszerű kialakítású, állandó nyomóerővel és változó hajlítónyomaték eloszlással terhelt célelemek esetében az általánosított OIM megfelelő biztonsággal alkalmazható. Jelentősebb eltérés a GMNIA alapú eredménytől csak a biztonság oldalán tapasztalható.



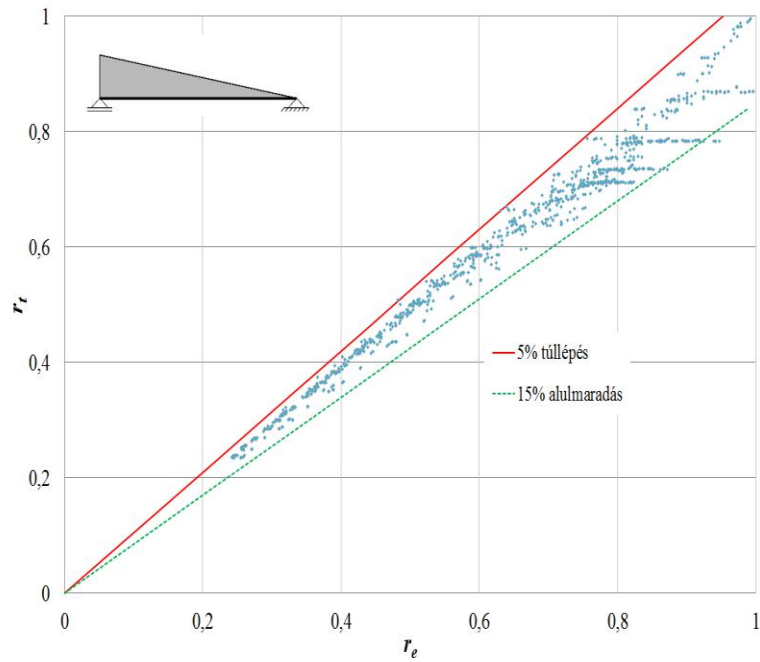
**5.7. ábra.** A különböző hajlítónyomaték eloszlások a 3299 eset GMNIA alapú teherbírását tartalmazó adatbázisban (Anwar, 2015).

#### 5.3. táblázat. Az $r_e/r_t$ arány statisztikai paramétereinek összehasonlítása.

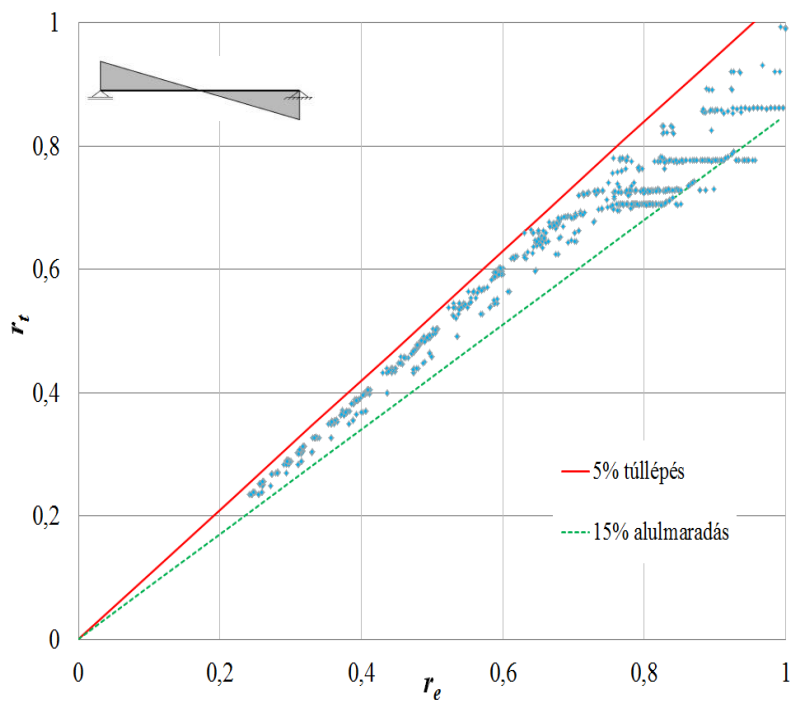
hajlítónyomatéki eloszlás	módszer	átlag	c.v.o (%)	min.	max.	esetek száma (db)		
						összes	$\frac{r_e}{r_t} < 1$	$\frac{r_e}{r_t} < 0.97$
	OIM	1.058	4.740	0.953	1.214	1110	54	5
	EC3*	1.120	6.900	0.953	1.328		64	6
	Tankova**	1.060	4.600	0.953	1.217		99	10
	OIM	1.059	6.385	0.953	1.247	1090	112	7
	EC3*	1.100	6.600	0.953	1.330		41	5
	Tankova**	1.100	6.400	0.953	1.301		42	5
	OIM	1.053	4.802	0.918	1.186	1099	125	35
	EC3*	1.080	5.500	0.953	1.231		145	8
	Tankova**	1.050	4.800	0.948	1.181		229	24

\* EN 1993-1-1 6.3.3 Mened 2

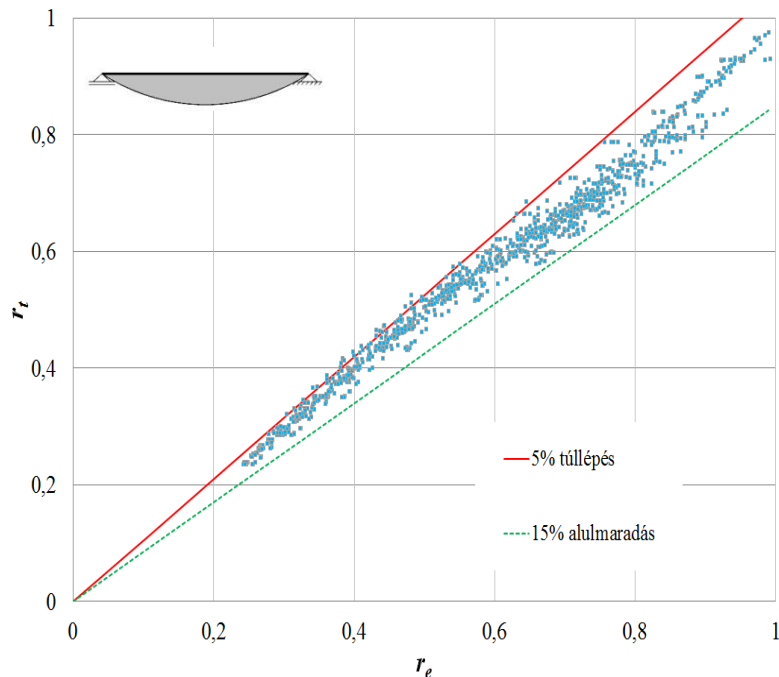
\*\*Tankova et al. 2017



**5.8. ábra.** Az általánosított OIM viszonylagos pontossága a  $\psi=0$  típusú nyomatékeloszlás esetén.



**5.9. ábra.** Az általánosított OIM viszonylagos pontossága a  $\psi=-1$  típusú nyomatékeloszlás esetén.

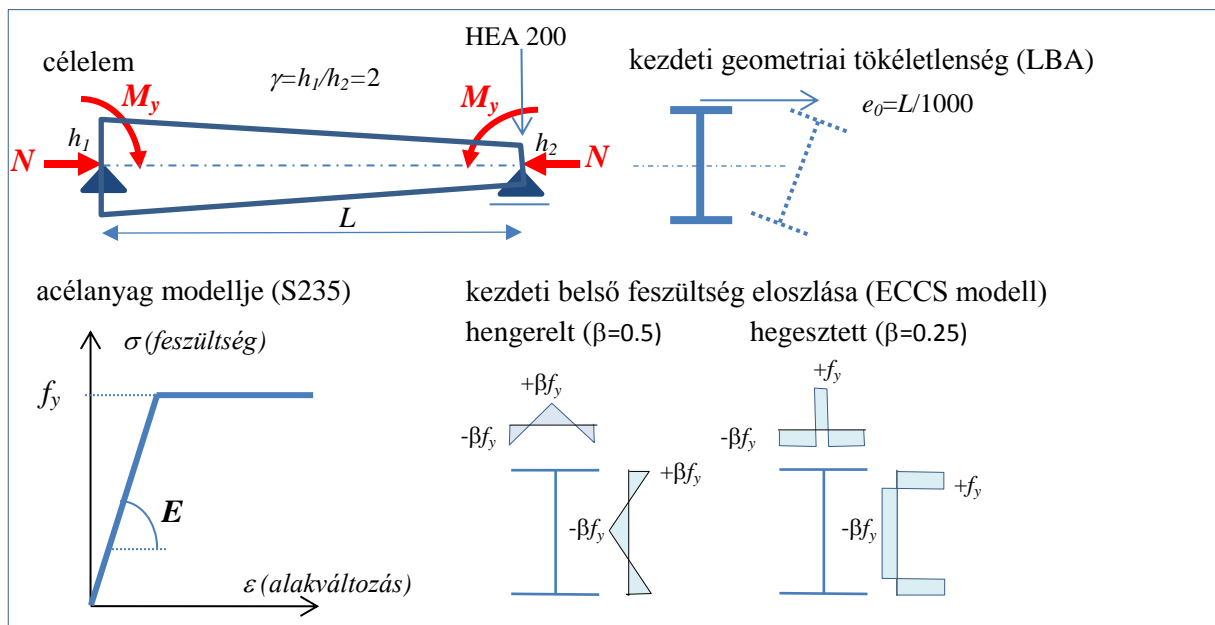


**5.10. ábra.** Az általánosított OIM viszonylagos pontossága a D típusú nyomatékeloszlás esetén.

A hivatkozott célszerkezeti halmazon Tankova és társai az EC3 szabvány interakciós formulája (EN 1993-1-1 6.3.3) és a saját fejlesztésű új eljárásuk pontosságát elemezték (Tankova et al. 2017). Mivel a célelemek halmaza és az értékelési módszer is azonos az enyémmel, az  $r_e/r_t$  arányszámok statisztikai paraméterei összehasonlíthatóak (**5.3 táblázat**). A statisztikai értékek összehasonlítása alapján megállapítom, hogy a vizsgált esetek halmazán az OIM pontossága nem rosszabb, mint a többi módszer pontossága, sőt kismértékben kedvezőbb összképet mutat. Ennek alapján kimondom, hogy az általánosított OIM az EN 1993-1-1 6.3.3 formula megbízható alternatívája lehet.

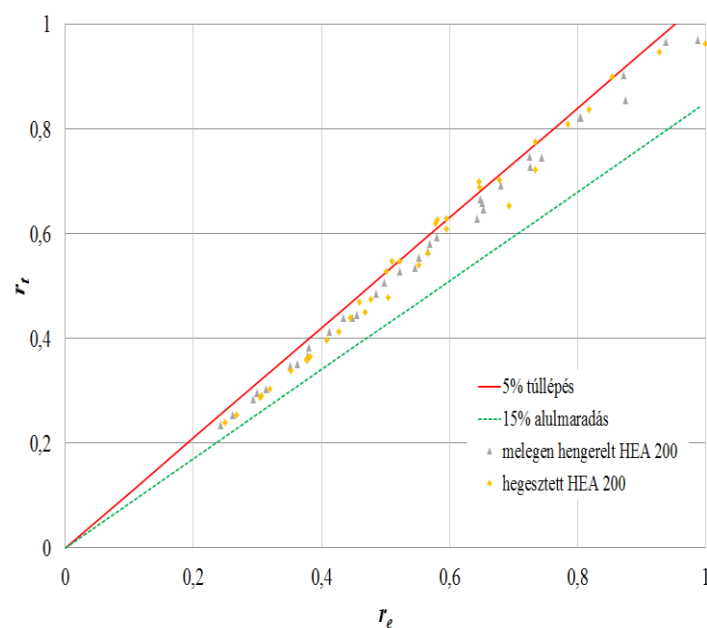
### 5.3.2. Lineárisan változó gerincmagasságú I tartók

A jelen szakaszban egyenes tengelyű, egyszerűen megtámasztott tartókat vizsgálom, ahol a keresztmetszet lineárisan változó gerincmagasságú I szelvény. A célszerkezetek megfelelően pontos analizisét a 3. fejezet, 3.3. szakaszában ismertetett végeselem biztosítja. Annak bizonyítása érdekében, hogy az általánosított OIM nem csak állandó keresztmetszet esetén vezet megfelelő pontosságra, parametrikus vizsgálatot végzek korlátozott számú változó gerincmagasságú I keresztmetszetű célelemen. A viszonyítási alapot adó GMNI analizis modelljét az **5.11. ábra** mutatja. A kiindulási  $h_2$  keresztmetszetnek a HEA200 típusú hengerelt szelvényt és az annak megfelelő hegesztett szelvényt választom. A gerincmagasság változását a gyakorlatra jellemző  $\gamma=2$  értékre korlátozom. A célszerkezet gyenge tengely körüli redukált karcúságát 0.8, 1.0, 1.2, 1.4, 1.6 és 1.8 értékekre választom, amely értékekhez rendre 3815mm, 4769mm, 5723mm, 6677mm, 7631mm és 8585mm L elemhossz tartozik. Hengerelt keresztmetszet esetén a lekerekített gerincnyaki rész hatását La Poutre javaslata alapján egy SHS szelvény beillesztésével veszem figyelembe (La Poutre, 2005).



**5.11. ábra.** A lineárisan változó gerincmagasságú és I szelvényű nyomott-hajlított célelemekre végrehajtott 72 darab GMNIA alapú numerikus kísérlet mechanikai modellje.

A beillesztett SHS szelvénynek kettős szerepe van: (i) a héj végeselemes modellből hiányzó keresztmetszeti terület pótlása, és (ii) a keresztmetszet  $I_{SV}$  tiszta csavaró inerciájának pontosítása. Az általánosított OIM pontosságát a fentieknek megfelelő 2x36 darab numerikus kísérlet alkotta bázison mutatom ki, az 5.1 szakaszban közölt értelmezésnek megfelelően. A vizsgálat eredményét az **5.12. ábra** mutatja. A pontosság  $r_e/r_t$  mérőszámának statisztikai paramétereit az **5.4. táblázat** foglalja össze.



**5.12. ábra.** Az általánosított OIM szórása az 5.11 ábra szerint elvégzett 72 darab numerikus kísérlet eredményéhez viszonyítva (a számításokat Hajdú Gábor doktoranduszom végezte el).

**5.4. táblázat.** Az 5.12. ábrán látható  $r_e/r_t$  arány statisztikai paraméterei.

átlagérték	c.o.v	minimum érték	maximum érték	esetek száma (db)		
				összes	$\frac{r_e}{r_t} < 1$	$\frac{r_e}{r_t} < 0.95$
<b>1.002</b>	3.633	0.924	<b>1.061</b>	72	33	<b>7</b>

A táblázat elemzése alapján megállapítom, hogy az egyszerűen megtámasztott, állandó nyomóerővel és változó hajlítónyomaték eloszlással terhelt, a gyakorlatban szokásos kialakítású lineárisan változó gerincmagasságú I szelvényű célelemek esetében az általánosított OIM megfelelő biztonsággal alkalmazható. A megállapítás különösen fontos, mert a jelenleg érvényes EC3 szabvány az ilyen szerkezeti elemekre az „általános módszer” alkalmazását javasolja (EN 1993-1-1 6.3.4), amely módszer jelen feladat esetén konzervatív tervezéshez vezet (Hajdú and Papp, 2018).

### 5.3.3. „Benchmark” példák

Az általánosított OIM pontosságának ellenőrzését további megbízható adatbázis hiányában nem tudom folytatni. Ezért a szakirodalomban olyan példákat kerestem, amelyek mögött megbízható laboratóriumi és/vagy numerikus kísérletek állnak (**5.5.-5.8. példák**). A példákhoz tartozó táblázatok végén található összehasonlító sorban feltüntettem a más szabványos eljárások és/vagy új kutatási eredmények alapján kapott teherbírasi értékeket is. Az eredmények jobb áttekinthetőség érdekében 5.5 táblázat összefoglalja az OIM és a viszonyítási alapnak választott GMNIA által adott teherbírasi tényezőket, illetve azok arányát. Az eredmények alátámasztják az eddig elvégzett elemzések által kirajzolt pozitív képet:

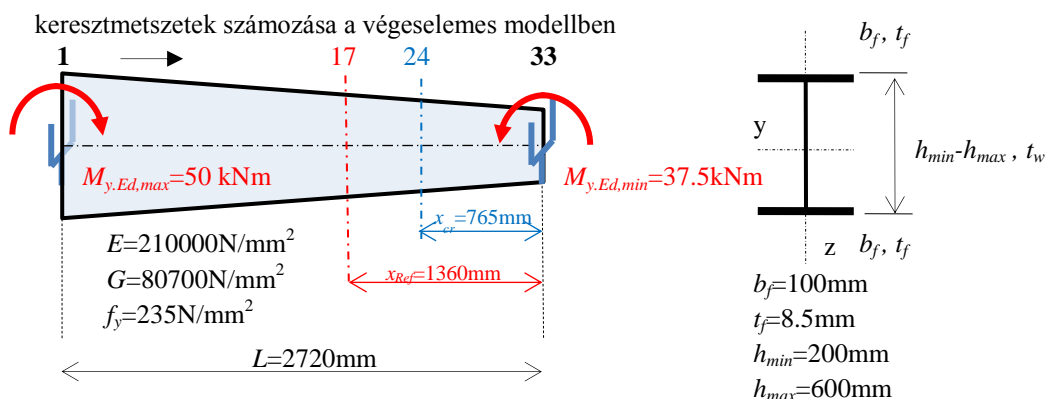
- egy esetben látunk 3%-nál kisebb túllépést, illetve a legnagyobb 6.5%-os eltérés a biztonság oldalán jelentkezik;
- az általánosított eljárás pontosságát nem befolyásolja a szerkezet terhelési és kialakítási szabálytalanságai.

**5.5 táblázat.** Az 5.5-5.8 példák eredményeinek összehasonlítása.

„benchmark” példa	teherbírasi tényező, $\alpha_b$		OIM/GMNIA
	GMNIA	OIM	
5.5	1.167	1.158	<b>0.992</b>
5.6	0.904	0.928	<b>1.027</b>
5.7	1.230	1.202	<b>0.977</b>
5.8	1.000		
1. pont		0.967	<b>0.967</b>
2. pont		0.935	<b>0.935</b>
3. pont		0.985	<b>0.985</b>
4. pont		0.974	<b>0.974</b>

## Az 5.5. példa. Változó gerincmagasságú tartó kifordulása

Az általánosított OIM alapján globális stabilitásvizsgálatot hajtok végre az alábbi ábrán látható változó gerincmagasságú I keresztmetszetű szerkezeti elemen:



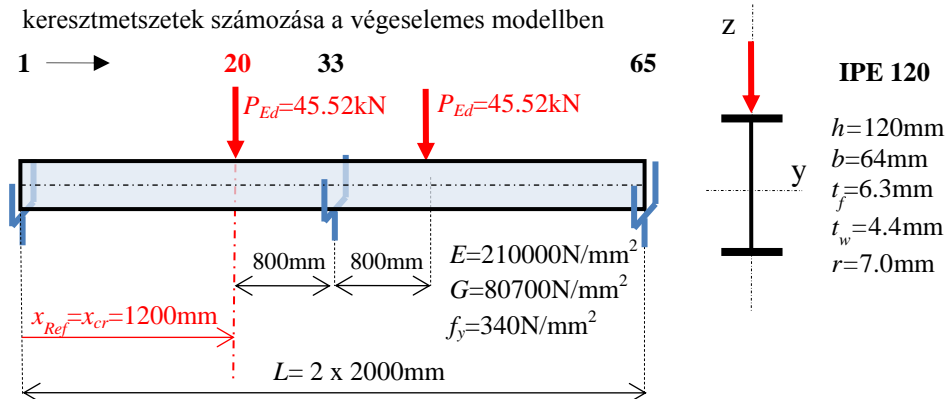
A tartó mindkét vége csuklósan és villásan megtámasztott. A tartót lineárisan változó hajlítónyomaték terheli ( $\psi=0.75$ ), amit a tartóvégeken alkalmazott koncentrált nyomatékok hoznak létre. A „benchmark” példát Marques, majd Marques és társai publikálták (Marques, 2012; Marques et al. 2012). Az utóbbi szerzők elvégezték a GMNIA alapú számítást is, ami  $\alpha_b=1.167$  teherorzót adott, majd a számítást elvégezték az új tervezési eljárásukkal, amely  $\alpha_b=1.120$  értékre vezetett. A kifordulási ellenállás számítását elvégeztem az általánosított OIM alapján. A fontosabb lépéseket és a megfelelő részeredményeket az alábbi táblázatban foglaltam össze:

paraméter megnevezése	jelölés	mértékegység	érték
Tervezési nyomaték	$M_{y,Ed,max}$	kNm	50.00
	$M_{y,Ed,min}$		37.50
1.1 Kritikus tehernövelő tényező	$\alpha_{cr}$		2.030
1.2 Rugalmas stabilitásvesztési mód amplitúdója	$v_{cr,max}$	mm	25.98
2.1 Referencia-keresztmetszet helye	$x_{Ref}$	mm	1360
2.2 Legnagyobb másodrendű feszültség a sajátalakkal felvett kezdeti tökéletlenség és $M_{y,Ed}$ teher hatására (ConSteel)	$\sigma_{v_{cr,max}}^{II}$	N/mm <sup>2</sup>	643.4
3.1 Referenciaelem tulajdonságai			
Keresztmetszet magassága	$h_{Ref}$	mm	400.0
Hajlítónyomaték	$M_{y,Ref}$	kNm	43.75
Kritikus nyomaték	$M_{cr,Ref}$	kNm	88.81
3.2 Referenciaelem hossza	$L_{Ref}$	mm	743
3.3 Redukált karcsúság	$\bar{\lambda}_{LT,Ref}$		1.193
3.5 Egyenértékű amplitúdó	$v_{0d,Ref}$	mm	5.201
	$\varphi_{0d,Ref}$	rad	0.0229
3.8 Referenciaelem legnagyobb másodrendű összegzett normál feszültsége lineáris elmélettel	$\sigma_{v_{ini,max}}^{II}$	N/mm <sup>2</sup>	129.5
4. Egyenértékű tökéletlenség amplitúdója	$v_{init,max}$	mm	5.228
6. Célszerkezet legnagyobb kihasználtsága ( $x_{cr}$ helyen)	$\eta_{4,max}$		0.802
<b>Tehernövelő tényező</b> ( $\eta_{4,max}=1.0$ feltétel esetén)	<b><math>\alpha_b</math></b>		
Egyenértékű tökéletlenség módszer (OIM)			<b>1.158</b>
GMNIA (Marques, 2012)			1.167
Javasolt új formula (Marques et al. 2012)			1.120

Az általánosított OIM 0.8%-al ad kisebb teherbírást Marques GMNIA számításához viszonyítva. Az eredmény közelebb esik a GMNIA alapú eredményhez, mint a Marques és társai által javasolt új tervezési eljárás eredménye.

### Az 5.6. példa. Kétnyílású tartó kifordulása koncentrált erők hatására

Az általánosított OIM alapján vizsgálom az alábbi ábrán látható állandó keresztmetszetű kétnyílású gerenda szerkezetet. A példát Wieschollek és társai publikálták:



A szerkezetre két  $P_{Ed}=45.52\text{kN}$  koncentrált erő hat, amely erők a laboratóriumi kísérlet során mért teherbírásnak felelnek meg. A tartó a két végén és a középső keresztmetszetében csuklósan és villásan megtámasztott. Az anyagvizsgálat  $f_y=340\text{N/mm}^2$  folyási szilárdságot jelzett. A globális stabilitásvizsgálatot elvégeztem az általánosított OIM alapján. A fontosabb lépéseket és azoknak megfelelő részeredményeket az alábbi táblázatban foglaltam össze:

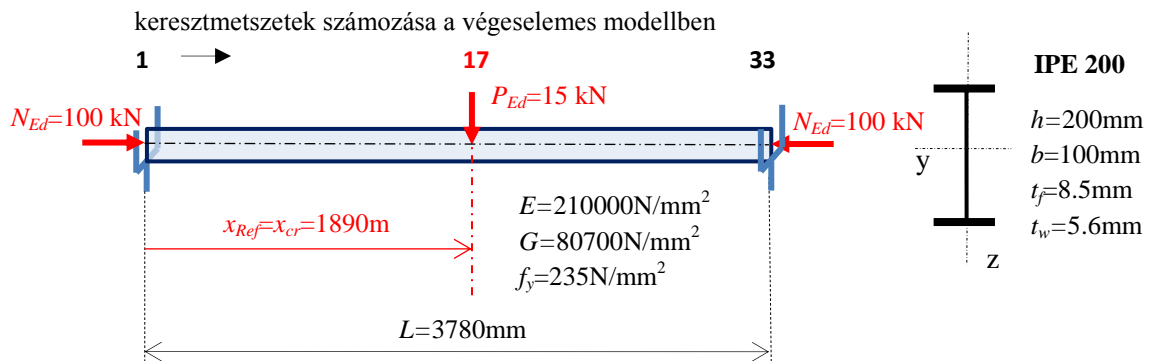
paraméter megnevezése	jelölés	mértékegység	érték
Tervezési teher (Wieschollek et al. 2012)	$P_{Ed}$	kN	45.52
1.1 Kritikus tehernövelő tényező	$\alpha_{cr}$	-	1.180
1.2 Rugalmas stabilitásvesztési mód amplitúdója	$v_{cr,max}$	mm	3.174
2.1 Referencia-keresztmetszet helye	$x_{Ref}$	mm	1200
2.2 Legnagyobb másodrendű feszültség a sajátalakokkal felvett kezdeti tökéletlenség és $M_{y,Ed}$ teher hatására (ConSteel)	$\sigma_{v_{cr,max}}^{II}$	N/mm <sup>2</sup>	942.6
3.1 Referenciaelem tulajdonságai			
Hajlítónyomaték	$M_{y,Ref}$	kNm	11.36
Kritikus nyomaték	$M_{cr,Ref}$	kNm	13.41
3.2 Referenciaelem hossza	$L_{Ref}$	mm	2350
3.3 Redukált karcsúság	$\bar{\lambda}_{LT,Ref}$	-	1.240
3.5 Egyenértékű amplitúdó	$v_{0d,Ref}$	mm	3.929
	$\varphi_{0d,Ref}$	rad	0.0304
3.8 Referenciaelem legnagyobb másodrendű összegzett normálfeszültsége lineáris elmélettel	$\sigma_{v_{init,max}}^{II}$	N/mm <sup>2</sup>	377.6
4. Egyenértékű tökéletlenség amplitúdója	$v_{init,max}$	mm	1.267
6. Célszerkezet legnagyobb kihasználtsága ( $x_{cr}$ helyen)	$\eta_{4,max}$	-	1.277
<b>Tehernövelő tényező</b> ( $\eta_{4,max} = 1.0$ feltétel esetén)	<b><math>\alpha_b</math></b>		
Referencia-kísérlet (Wieschollek et al. 2012)			1.000
Egyenértékű tökéletlenség módszer (OIM)			<b>0.928</b>
GMNIA (Hajdú Gábor doktoranduszom Abaqus számítása)			0.904
'Design point method' (Wieschollek et al. 2012)			0.980

A szerzők által javasolt „tervezési pont” elven alapuló eljárás  $\alpha_b=0.980$  kifordulási ellenállást adott (Wieschollek et al. 2012). Az általánosított OIM 7.7%-al adott kisebb teherbírást a Wieschollek és társai által végzett laboratóriumi kísérlet eredményéhez képest. Itt meg kell jegyezni, hogy az általam elvégzett GMNIA számítás közel 10%-al eltér a kísérleti vizsgálat eredményétől. Megítélésem szerint az ilyen mértékű eltérés a valós és a numerikus kísérleti eredmények között elfogadható, illetve indokolható. Ezek alapján megállapítom, hogy az általánosított OIM megfelelően pontos eredményre vezetett.



### Az 5.7. példa. Nyomott-hajlított tartó stabilitásvesztése

Az általánosított OIM alapján vizsgálom az alábbi ábrán látható állandó keresztmetszetű és két végén csuklósan és villásan megtámasztott célszerkezetet:



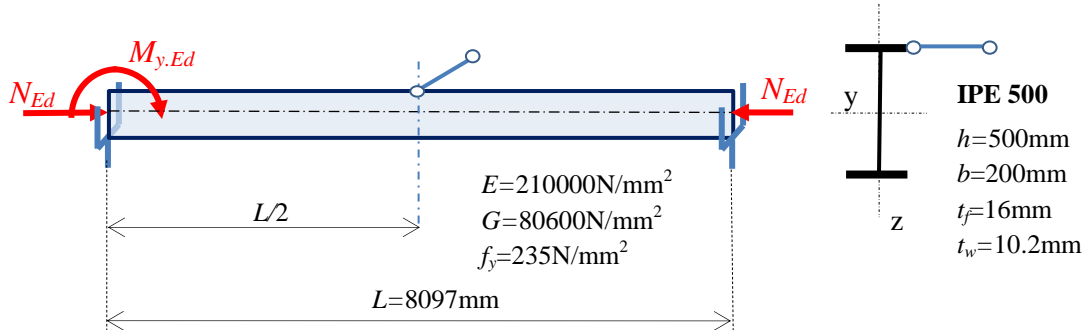
A tartó ellenállása a GMNIA alapú számítás szerint  $\alpha_b=1.230$  (Badari and Papp, 1015). A szerkezetet középen  $P_{Ed}=15 \text{ kN}$  koncentrált erő hajlítja és  $N_{Ed}=100 \text{ kN}$  állandó nyomóerő hat benne. A célszerkezet teherbírásának számítását elvégeztem az általánosított OIM alapján. A fontosabb lépéseket és azoknak megfelelő részeredményeket az alábbi táblázatban foglaltam össze:

paraméter megnevezése	jelölés	mértékegység	érték
Tervezési teher	$N_{Ed}$	kN	100.0
	$P_{Ed}$	kN	15.00
1.1 Kritikus tehernövelő tényező	$\alpha_{cr}$	-	1.630
1.2 Rugalmas stabilitásvesztési mód amplitúdója	$v_{cr,max}$	mm	10.95
2.1 Referencia-keresztmetszet helye	$x_{Ref}$	mm	1890
2.2 Legnagyobb másodrendű feszültség a sajátalakkal felvett kezdeti tökéletlenség és az $M_{y,Ed}$ teher hatására (ConSteel)	$\sigma_{v_{cr,max}}^{II}$	N/mm <sup>2</sup>	165.1
3.1 Referenciaelem tulajdonságai			
Normálerő	$N_{Ref}$	kN	100.0
Hajlítónyomaték	$M_{y,Ref}$	kNm	14.18
Kritikus normálerő	$N_{cr,NM,Ref}$	kN	163.0
Kritikus hajlítónyomaték	$M_{cr,NM,Ref}$	kNm	23.11
3.2 Referenciaelem hossza	$L_{Ref}$	mm	3480
3.3 Redukált karcsúságok	$\bar{\lambda}_{z,Re f}$	-	1.657
	$\bar{\lambda}_{LT,Re f}$	-	1.090
3.4: Egyenértékű amplitúdó tiszta kihajláshoz	$e_{0d,Ref}$	mm	7.761
3.5: Egyenértékű amplitúdó tiszta kiforduláshoz	$v_{0d,Ref}$	mm	4.592
3.6: Egyenértékű amplitúdó interakcióhoz	$v_{0d,NM,Ref}$	mm	5.463
	$\varphi_{0d,NM,Ref}$	rad	0.0191
3.8 Referenciaelem legnagyobb másodrendű összegzett normálfeszültsége (ConSteel)	$\sigma_{v_{inü},max}^{II}$	N/mm <sup>2</sup>	98.99
4. Egyenértékű tökéletlenség amplitúdója célszerkezethez	$v_{inü,max}$	mm	6.370
6. Célszerkezet legnagyobb kihasználtsága ( $x_{cr}$ helyen)	$\eta_{4,max}$	-	0.703
<b>Tehernövelő tényező (<math>\eta_{4,max}=1.0</math> feltétel esetén)</b>	<b><math>\alpha_b</math></b>		
Egyenértékű tökéletlenségi módszer (OIM)			<b>1.202</b>
GMNIA eredmény (Badari and Papp, 1015)			1.230
EC3 6.3.4 „általános” módszer (speciális eset)			1.261
EC3 6.3.3 Taras and Unterweger (2012) javaslata alapján			1.064

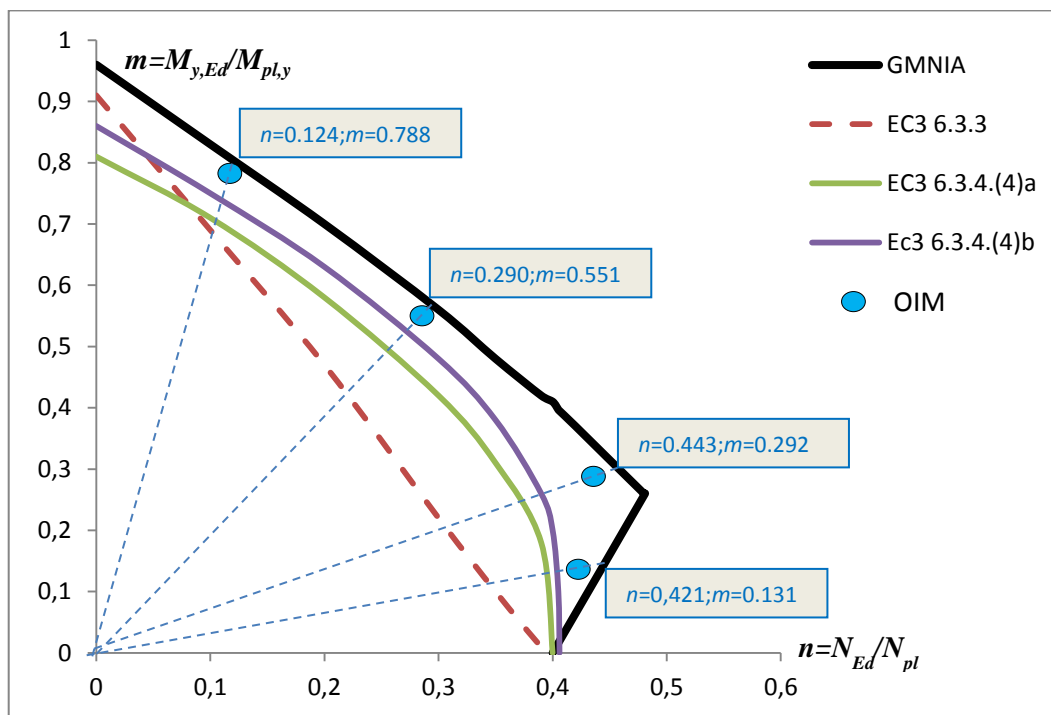
Az általánosított OIM eredménye közel 2% eltérést mutat a GMNIA alapú számítás eredményétől, a biztonság oldalán. Ennek alapján megállapítom, hogy az általánosított OIM a feladat esetén megfelelően pontos.

### Az 5.8. példa. Külpontosan megtámasztott tartó stabilitásvesztése

Az alábbi ábra egy állandó keresztmetszetű és közepén oldalról külpontosan megtámasztott gerendaszerkezetet mutat. A tartó a végei csuklósan és villásan vannak megtámasztva. A tartó állandó erővel központosan nyomott, egyik végén koncentrált nyomatékkal terhelt ( $\Psi=0$ ). A példa a nemzetközi szakirodalomból ismert (Greiner and Aswandy, 2015).



A szerzők GMNIA alapú számítással meghatározták a szerkezet N-M interakciós teherbírasi görbét. Az alábbi ábrán vastag fekete vonal mutatja a görbét, illetve más színekkel fel vannak tüntetve az EC3 ismert formuláinak eredményei:



A célszerkezet ellenállásának számítását elvégeztem az általánosított OIM alapján. Az interakciós görbe néhány jellemző pontját a fenti ábra mutatja (kék pontok). Látható, hogy az általánosított OIM eredményei állnak a legközelebb a GMNIA alapú számításhoz. (Itt meg kell jegyezni, hogy az ábrán látható OIM pontok kedvezőbbek, mint a Papp (2016) publikációmban látható pontok. Az eltérés oka, hogy a jelen ábra egy módosított eljárás alapján készült, ahol az egyenértékű amplitúdót - helyesen - az öv középpontjában értelmeztem.) Megállapítom, hogy a módszer az összes EC3-1-1 tervezési eljárásoknál jobb eredményt adott.

## 5.4. Az általánosított OIM pontossága keretszerkezetek esetén

### 5.4.1. A vizsgálat módszere

Az általánosított OIM pontosságát célzó fenti vizsgálatok eredményei alapozták meg a következő megsejtésemet:

#### **A 3. munkahipotézis**

*Az OIM viszonyított pontossága nem, vagy csak elhanyagolható mértékben függ a célszerkezet kialakításától, annak összetettségétől. Ezzel szemben igen nagy mértékben függ a mechanikai modell pontosságától, különös tekintettel a B bimoment és az  $M_z$  hajlítónyomaték átvitelére.*

A fenti munkahipotézis alátámasztására megfelelő számú és kialakítású célszerkezet GMNIA alapú kísérletére és az abból nyert teherbírási adatbázisra volna szükségem. Ismereteim szerint ilyen adatbázis eddig nem került publikálásra. Ennek az okai a következők lehetnek:

- nagyszámú kísérletre van szükség, mivel a keretek kialakítása és terhelése rendkívül változatos lehet;
- a keretszerkezet GMNIA alapú végeelemes kísérlete jelentős számítási igénnyel jár, nagyszámú futtatás automatikus vezérlése nehezen oldható meg;
- a keretek általában nyomatékbíró homloklemezkes kapcsolattal kerülnek kialakításra, ahol a kapcsolatok modellezése testelemes megközelítést igényel, ami felerősíti a fentebb említett két nehézségeket.

A fentiekből következően egy GMNIA alapú parametrikus kísérleti program végrehajtása túlmutat a jelen értekezés fizikai korlátain. Ezért a továbbiakban csak a vizsgálatokra irányuló kutatási projekt kiinduló feltételeit kívánom rögzíteni.

### 5.4.2. A deformáció csomóponti átvitele

Az 5.3. szakaszban vizsgált célszerkezetek tengelyei egyenesek, a 14 DOF végeelemes modell csomópontjaiba befutó elemvégek keresztmetszetei egybevágóak, vagy közel egybevágóak voltak. Amennyiben egy csomópontban két egybevágó keresztmetszet egyenes tengelyen illeszkedik, akkor az öblösödés *direct* átvitele megfelelő modellviselkedést ad. A *direct* átvitel esetén a transzformációs mátrix főátlójában a 7. szabadságfokhoz tartozó elem értéke 1 (**F.4. függelék**). Ebből következően az eddigi vizsgálataim során alkalmazott végeelemes analízis a deformáció csomóponti átvitele szempontjából pontosnak tekinthető. A szabálytalan szerkezeti elemeken végzett vizsgálatok alátámasztják a megsejtésemet (3. munkahipotézis), miszerint a célszerkezet kialakításának és terhelésének nincs jelentős hatása az általánosított OIM pontosságra.

A jelen szakaszban azt vizsgálom, hogy a fenti 3. munkahipotézis megáll-e keretszerkezetek esetében. A válasz megadásához az alkalmazott 14 DOF rúd végeelemes modell pontosságát kell feltárnom. A modell pontossága alapvetően az öblösödési és az  $M_z$  okozta hajlítási deformáció keretsarkokon történő átvitelének megoldásától függ. Az átvitel héj (shell) vagy test (solid) végeelemes modell alkalmazása esetén értelemszerűen pontos, ezért

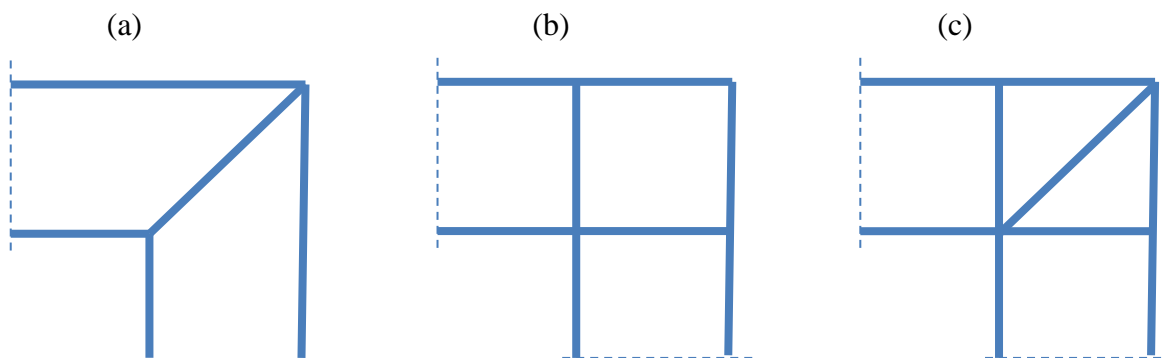
ezeknek a modelleknek az eredményeit viszonyítási alapnak tekintem. Felvetődik a kérdés, hogy keretszerkezetek esetében a 14 DOF rúd végeelemes modell helyett miért nem a héj vagy test végeelemes modellt alkalmazom. A kérdés mélyebb átgondolás megadja a választ:

- a tervezési gyakorlatra jellemző technológiai környezetben a héj (vagy test) végeelemes modell alkalmazása nem lehet gazdaságos a jelentős idő- és munkaigény miatt;
- az általánosított OIM ma ismert módszertana nem tartalmazza a keresztmetszeti alaktorzulás hatását; mivel a héj és test végeelemes analízis tartalmazná, az eljárás nem lenne konzisztens.

A fenti problémák miatt a további vizsgálataimból kizárom a héj és a test végeelemes modellek alkalmazásának lehetőségét, és az OIM eljárást a 14 DOF rúd végeelemes modellre alapozom.

Az öblösödési deformációnak a rúd végeelemes modellben történő átvitelére a kutatók többféle megoldást javasolnak. Tong és társai kimutatták, hogy a diagonálisan merevített keretsarkok esetében, szemben több szerző állításával, a *direct* öblösödési átvitel nem elég pontos (Tong et al. 2005). Cikkünkben javaslatot teszünk egy könnyen adaptálható átviteli modellre, amely figyelembe veszi a merevítő lemez méreteinek hatását. Wu és Mohareb speciális elemet fejlesztett ki „doboz” kialakítású keretsarkok esetére (Wu and Mohareb, 2013). Az elem két csomópontú, és csomópontonként négy általánosított szabadságfokkal rendelkezik. Az elem megfelelő kapcsolatot teremt két merőlegesen kapcsolt klasszikus gerendaelem között. Shayan és Rasmussen speciális alszerkezetes keretsarok modell alkalmazását javasolja, amelyik öblösödési rugókkal reprezentálja a részleges átvitelt. A módszer egy tömörített merevségi mátrix formájában adaptálható (Shayan and Rasmussen, 2014).

A fentiekben említett szakirodalmi esetek jól mutatják, hogy a tisztán rúd végeelemes reprezentációban gondolkodó megoldások csak néhány speciális keretsarok kialakításra vonatkoznak (5.13. ábra). Ezt a korlátot kívánják átlépni Koczubiej és Cichoń, akik konzisztens vegyes rúd-héj végeelemes modell alkalmazását javasolják (Koczubiej and Cichoń, 2014). A keretsarkot héj végeelemes alszerkezetes modellel reprezentálják, és az elemváltásnál lévő keresztmetszeti csomópontokat átviteli szabadságfokokkal kötik össze a rúdmodell megfelelő csomópontjával. A javaslat ötvözni kívánja a kétféle modell előnyét. A csomópontok alszerkezetes merevségi mátrixának összeállítása megfelelő teljesítményű héj végeelemes program alkalmazását igényli. Amennyiben ez egy olyan szoftveren belül történik,



**5.13. ábra.** A szakirodalomban a rúdszerkezeti reprezentációban tárgyalt keretsarok kialakítások: (a) diagonális, (b) „doboz” és (c) merevített „doboz” kialakítás.

ahol a rúdszerkezeti modell magában hordozza a felületszerkezeti modell tulajdonságait is (ilyen a ConSteel objektum-orientált rúdszerkezeti modellje, lásd a 2. és 3. fejezeteket), akkor a rúdmodell alapján történő héj végeelemes modell automatikus generálásának nincs elvi akadálya. Annál inkább gyakorlati akadályt jelenthet a csomópontok modellezéséhez szükséges igen jelentős fejlesztői munkamennyiség. Közelítő megoldást jelenthet a keretsarok rúdelemes modellezése. Egy ilyen irányú kutatás-fejlesztési projektbe kezdett a ConSteel fejlesztő csoportja. A téma tágabb kifejtése és a megoldás bemutatása - már terjedelmi okok miatt is - egy másik értékezést kívánna meg.

A fentebb említett okok és tények miatt a tárgyalásomat a továbbiakban a ConSteel szoftverben már megoldott átviteli opciókra korlátozom. Az opciók a  $\theta_x$ ' öblösödési deformáció átvitelének következő módjait valósítják meg:

- közvetlen (*direct*) átvitele,  
*ahol a csomópontba befutó két elemvég  $\theta_x$ ' deformációja azonos;*
- fordított (*inverse*) átvitel,  
*ahol a csomópontba befutó két elemvég  $\theta_x$ ' deformációja abszolút értékben azonos, de fordított előjelű;*
- merev (*rigid*) átvitel,  
*ahol a csomópontba befutó két elemvég  $\theta_x$ ' deformációja meggátolt.*

A három átviteli opciónak megfelelő keretsarok kialakításokat az **5.13. ábra** balról jobbra haladva mutatja.

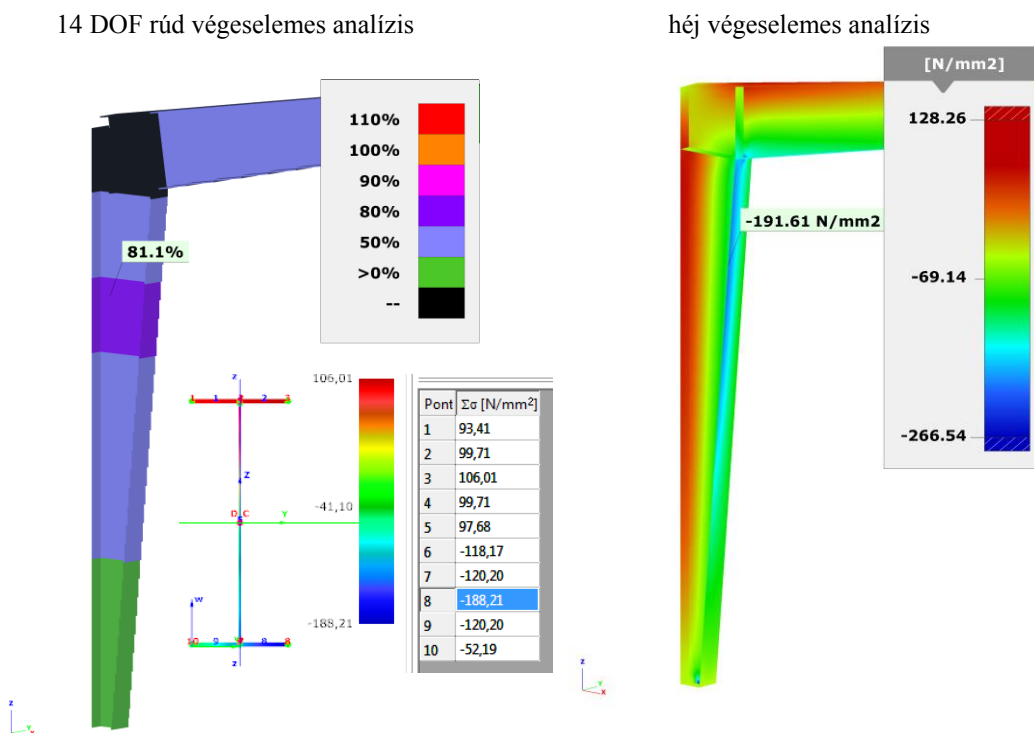
#### 5.4.3. A „doboz” kialakítású keretsarok esete

„Doboz” kialakítású keretsarok (box joint) esetén, amikor a szerkezeti elemek közel derékszögben kapcsolódnak, a gerenda övlemezei gerincmerevítő bordák formájában tovább futnak az oszlopvég gerinclemezen. Olyan esetekben, amikor a két keresztmetszet közel azonos kialakítású és méretű, Basaglia és társai elméleti alapon (Basaglia et al. 2011), az értekezés szerzője több valós kísérleti modell és számos héj végeelemes modell analízise alapján kimutatta, hogy az öblösödésnek a sarokcsomóponton történő *inverse* átvitele megfelelően pontos analízisre vezet. A „doboz” kialakítástól eltérő keretsarok esetén - például amikor az oszlop és a gerenda tengelyei a merőlegetől jelentősen eltérő szöveget zárnak be, vagy a két keresztmetszet geometriája eltérő, vagy a csomópont kialakítása eltérő (pl. nyírási merevítő lemez alkalmazása) - az átvitel jellege széles sávban változhat.

Az öblösödési deformáció keretsarokon történő átvitelének hazai kutatását a ConSteel Solutions Kft. és Széchenyi István Egyetem szerkezetépítési kutatócsoportja közösen végzi. A kutatási programról, valamint a kezdeti eredményekről előzetes tanulmányokat publikáltunk (László et al. 2018; László and Papp, 2018). Átfogó eredmények hiányában – amelyek később igen nagy valószínűséggel megszületnek - az általánosított OIM pontosságának vizsgálatát egyetlen példával kívánom illusztrálni. Az **5.9. példa** keretében a 4.1. példa modelljét vizsgálom az általánosított OIM alkalmazásával. A példa eredménye alátámasztja a 3. munkahipotézisemet, és egyben a fentebb vázolt K+F program értelmét. Meggyőződésem, hogy keretszerkezeteken elvégzendő parametrikus vizsgálati program a hipotézis, és így az OIM érvényességét igazolni fogja.

## Az 5.9. példa

Az általánosított egyenértékű tökéletlenségi módszert (OIM) a **4.1. példa** keretszerkezetére alkalmazom. A célszerkezet oszlop-gerenda csomópontjai „doboz” kialakításúak, ahol a gerenda övei az oszlopvégeken gerincmervítő lemezek formájában folytatódnak. A keretsarkokban az *inverse* öblösödési átvitelt alkalmazom. Az *inverse* átvitel a hetedik szabadságfokokhoz tartozó  $\theta_x$  öblösödési elmozdulást ellentétes előjellel viszi át a keretsarokba bekötő elemek között. Az alábbi ábra bal oldalán látható a rúd vége-selemes modellen másodrendű elmélettel számított legnagyobb nyomófeszültség értéke ( $-188.21\text{N/mm}^2$ ) és helye, amikor az első stabilitásvesztési alak mint kezdeti geometriai tökéletlenség terheli a modellt. Az ábra jobb oldalán látható az előbbi modellel a geometriai méretekben egyenértékű héj vége-selemes modell alapján számított feszültség ( $-191.61\text{N/mm}^2$ ). A két feszültség értéke és helye közel azonos. Ennek alapján megállapítom, hogy a rúd vége-selemes modell oszlop-gerenda csomópontjaiban az öblösödés *inverse* átvitele megfelelő pontosságot biztosít az analízis számára, ezért az általánosított OIM rúd vége-selemes modellen történő alkalmazásának feltétele adott.



A keretszerkezet stabilitásvizsgálatát elvégeztem az általánosított OIM alapján. A fontosabb lépéseket és a megfelelő részeredményeket az alábbi táblázat mutatja. Az általánosított OIM közel azonos eredményt adott, mint a GMNIA alapú numerikus kísérlet (az eltérés 6.1%), amelyet Movahedi R.M. által épített Abaqus modellel végeztem. Az eredmények alapján megállapítom, hogy az általánosított OIM pontossága a vizsgált szerkezeti modell esetén megfelelő, és előre vetíti a 3. munkahipotézis helyességét.

paraméterek megnevezése	jelölés	mértékegység	érték
Tervezési teher	$p_{Ed}$	kN/m	10.00
1.1 Kritikus tehernövelő tényező	$\alpha_{cr}$	-	2.630
1.2 Rugalmas stabilitásvesztési alak szorzója	-	-	1.000
2.1 Referencia-keresztmetszet helye (oszloptalptól)	$x_{Ref}$	mm	4813
2.2 Legnagyobb másodrendű normálfeszültség a sajátalakkal felvett kezdeti tökéletlenség és a $p_{Ed}$ teher hatására (ConSteel)	$\sigma_{v_{cr},max}^{II}$	N/mm <sup>2</sup>	68.00
3.1 Referenciaelem tulajdonságai			
Normálerő	$N_{Ref}$	kN	147.3
Hajlítónyomaték	$M_{y,Ref}$	kNm	406.8
Kritikus normálerő	$N_{cr,NM,Ref}$	kN	387.5
Kritikus hajlítónyomaték	$M_{cr,NM,Ref}$	kNm	1070
Keresztmetszet magassága	$h_{Ref}$	mm	712.5
területe	$A_{Ref}$	mm <sup>2</sup>	13876
keresztmetszeti modulusai	$W_{el,z,Ref}$	10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	420.0
	$W_{el,\omega,Ref}$	10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	146.6
3.2 Referenciaelem hossza	$L_{Ref}$	mm	6380
3.3 Redukált karcsúságok	$\bar{\lambda}_{z,Ref}$	-	1.008
	$\bar{\lambda}_{LT,Ref}$	-	0.827
3.4 Egyenértékű amplitúdó tiszta kihajláshoz	$e_{0d,Ref}$	mm	11.98
3.5 Egyenértékű amplitúdó tiszta kiforduláshoz	$v_{0d,Ref}$	mm	7.627
3.6 Egyenértékű amplitúdó interakcióhoz	$v_{0d,NM,Ref}$	mm	7.713
	$\varphi_{0d,NM,Ref}$	rad	0.0203
3.8 Referenciaelem legnagyobb másodrendű összegzett normálfeszültsége lineáris elmélet alapján	$\sigma_{v_{m\ddot{u}},max}^{II}$	N/mm <sup>2</sup>	61.73
4. Rugalmas stabilitásvesztési alak egyenértékű szorzója	-	-	0.908
5 Célszerkezet legnagyobb keresztmetszeti kihasználtsága az oszloptalptól mérve ( $x_{cr}$ helyen)	$x_{cr}$	mm	5250
	$\eta_{4,max}$		0.798
<b>Tehernövelő tényező</b> ( $\eta_{4,max}=1.0$ feltétel esetén)	<b><math>\alpha_b</math></b>		
Egyenértékű tökéletlenségi módszer (OIM)			<b>1.230</b>
GMNIA (Movahedi R.M. Abaqus modellje alapján)			1.306
„Általános” módszer EN 1993-1-1 6.3.4 alapján			1.050

## 5.5. Összegzés

Az egyenértékű geometriai tökéletlenség elvén alapuló módszer (OIM) az általános stabilitásvizsgálati módszer (OSDM) alternatívja. A két módszer gyökere közös, és mindkettő megkívánja a 14 DOF rúd végeselemes analízis alkalmazását. A nyomott rúdszerkezetekre alkalmazható OIM formula Chladný nevéhez fűződik. A formulát Agüero csoportjával egy időben általánosítottam a kifordulás problémájára, majd továbblépve felírtam a formulát a kihajlás-kifordulás interakciójára. Az általánosítást munkahipotézisekre alapoztam, majd parametrikus tanulmányok alapján kimutattam a módszer viszonyított pontosságát. Viszonyítási alapnak a nemzetközi szakirodalomban elfogadott GMNIA módszertan alapján végzett numerikus kísérletek eredményeit tekintettem. Arra a megállapításra jutottam, hogy a vizsgálatba bevont célelemek halmazán a módszer viszonyított pontossága kiemelkedik a mérnöki gyakorlatban alkalmazott egyéb módszerek közül. A módszer további általánosítása a keretszerkezetek területén zajlik, ahol kutatási együttműködés keretében kísérletet teszünk a 14 DOF rúd végeselemes modell deformációjának a keretsarkokon történő viszonylag pontos átvitelére, majd parametrikus tanulmány formájában igazoljuk az általánosított OIM alkalmazhatóságát. A fentiek alapján kimondom a 4. tézisemet:

#### A 4. tézis

*Chladný munkásságából kiindulva általánosítottam az egyenértékű geometriai tökéletlenség elvén alapuló globális stabilitásvizsgálati módszert. Az általánosítás során elért részeredmények a következők:*

- Kimutattam, hogy az EC3 5.3.2(11) formula a hajlított gerenda kifordulási problémájára is érvényes. Felírtam a referenciaelem egyenértékű amplitúdójának EC3-al összhangban álló kifejezését.*
- Kimutattam, hogy a referenciaelem egyenértékű amplitúdója kifordulási probléma esetén is felírható a megfelelő kezdeti geometriai tökéletlenséggel terhelt referenciaelem és célelem legnagyobb összegzett másodrendű normálfeszültségeivel.*
- Szalai elméleti eredményére alapozva munkahipotézis formájában felírtam a nyomott és hajlított referenciaelem egyenértékű amplitúdóját; 1120 darab referenciaelem GMNIA alapú teherbírasi kísérlete alapján meghatároztam a módszer viszonylagos pontosságát.*
- Munkahipotézisre alapozva általánosítottam a módszert és kidolgoztam az eljárás részletes protokollját. 3299 darab nyomott-hajlított szerkezeti elem GMNIA alapú teherbírasi kísérletének eredménye alapján meghatároztam a módszer viszonyított pontosságát. További 4 darab szakirodalmi példa esetében mutattam ki a módszer pontosságát.*
- Keretszerkezetekre vonatkozóan munkahipotézist állítottam fel a módszer viszonyított pontosságának kutatására.*

A téziseket alátámasztó publikációim: Papp, 2016; Hajdú and Papp, 2018; Hajdú et al. 2017.



## 6. Alkotások

### 6.1. Az alkotások megnevezése

Az értekezésem bevezető fejezetében röviden kifejtettem, hogy a kutatói és alkotói tevékenységem átfogó eredményének a ConSteel integrált számítógépes acélszerkezeti tervező szoftver alapelveinek lefektetését és a tervezési gyakorlatban történő bevezetését tekintem. A nevezett szoftver főbb adatai és elérhetősége a következő:

- megnevezés: **ConSteel 12**
- fejlesztés kezdete: 1996.
- rövid leírás: professzionális acélszerkezet tervező szoftver építőmérnököknek
- elérhetőség: <http://www.consteel.hu/hu>

A ConSteel a két évtizede tartó kutatás-fejlesztés eredményeként mára nemzetközileg elismert újgenerációs, acélszerkezet-orientált, integrált számító-méretező szoftverré vált. Része az Internet alapú e-Design koncepciónak (Papp, 2003b; Papp, 2006), amelynek szoftver prototípusát a nagyszabású és sikeresen teljesített NKFP 2002 2/16 projekt konzorciuma\* alkotta meg. Az e-Design a STEELSpace koncepció első konkrét megjelenési formája volt. A STEELSpace koncepcióval az *Integrált tervezési tér a hatékony acélszerkezeti építészeti* című projekt megvalósítása céljából vállalati KFI\_16 pályázatot nyertünk az NKFIA keretében. Az innovációs projekt 2018. január hónapjában indult, a projekt gazdája a KÉSZ Holding Zrt., szakmai vezetője Dr. Szalai József. Az integrált rúd- és héj végelemes analízis és méretezés SDS típusú továbbfejlesztése felhő alapú keretrendszerben történik.

A ConSteel mechanikai alapjait az 1996-ban megvédett MTA kandidátusi értekezésemben foglaltam össze (Papp, 1996). Az acélszerkezetek tervezésében alkalmazott *ConSteel 1.0* verziót magam programoztam. A programhoz kapcsolódó kutatási munkát tovább folytattam a sikeresen végrehajtott OTKA T-29326 projektben (1999-2002). Információs-technológiai szempontból a fejlesztés egyre igényesebb és összetettebb feladattá vált, ezért a szoftver 2.0 és 3.0 verzióinak fejlesztését az OMFB ALK 168 K+F projekt (1998-2002) keretében, specialisták bevonásával, valós gazdasági környezetben működő kutató-fejlesztő csoporttal\*\* végeztem. A szoftver 4.0 verziójának információs-technológiai alapjait az NKFP 2002 2/16 számú e-Design projekt (2002-2006) keretében raktuk le, ahol már speciális felkészültségű tudományos műhely\*\*\* bevonására is sor került.

A fentiekben hivatkozott projektek tudományos és szakmai vezetője, illetve koordinátora voltam. A szoftver fejlesztésének ügyvezetését 2007-ben volt doktoranduszomnak, Dr. Szalai Józsefnek adtam át.

---

\* NKFP 2002 2/16 Konzorcium: BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke (koordinátor); BME Műszaki Mechanika Tanszéke; KÉSZ Kft., StruSoft Kft.

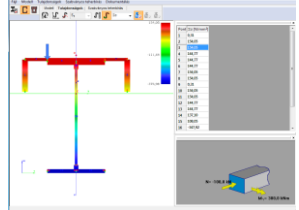
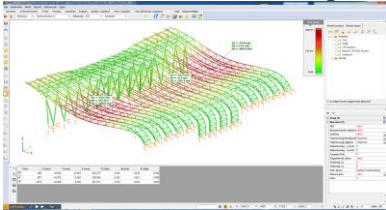
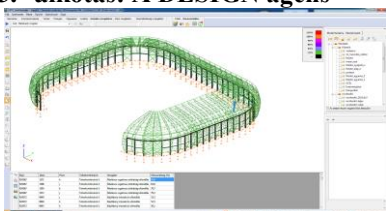

\*\* A KÉSZ Kft. szervezetén belül 1998-tól működő *ConSteel* kutató-fejlesztő csoport törzsét átlagosan 4 egyetemi végzettségű szakember képezte (ma a munkát 16 fő végzi).

\*\*\* ELTE Informatikai Rendszerek Tanszéke (Dr. Benczúr András egyetemi tanár, tanszékvezető, valamint vezetése alatt álló tudományos munkatársak).

A ConSteel 4.0 információs-technológiai sarokpontjait az objektum-orientált adatmodellre és programozásra, illetve az Internet világára, míg a műszaki-tudományos sarokpontjait az új Structural Eurocodes szabványrendszerre alapoztam. Az alkalmazás innovatív és előremutató jellegét a két tudományterület eredményeinek integrálásával kívántam megteremteni. A szoftverben megjelenő újszerű eljárásokat, a rendszerterveket és prototípus programokat részben, vagy teljes egészében a saját eredményeimnek tekintem. Ezeket az eredményeket a jelen disszertációban négy tudományos tézisben foglaltam össze. A téziseken túlmutató eredményemnek tekintem a ConSteel három fő ágensének a megalkotását: SECTION, ANALYSIS és DESIGN. Az ágensek szakmai-tudományos koncepcióját és prototípus programját saját alkotásaimnak tekintem.

Az értekezésemben négy alkotást kívánok tétélesen megnevezni. Három alkotásom közös tulajdonsága, hogy a ConSteel szoftver ágensei, a negyedik pedig a ConSteel szoftverrel elvégzett tervezői-szakértői munkáim közül talán a legkiemelkedőbb acélépítészeti alkotás. Az alkotásokat a **6.1. táblázat** foglalja össze.

**6.1. táblázat.** A négy műszaki alkotásom megnevezése és rövid tartalmi leírása.

alkotás megnevezése	létrehozás ideje	rövid tartalmi leírás
<p><b>1. alkotás: A SECTION ágens</b></p>  <p>forrás: ConSteel szoftver – ConSteel Solutions Kft.</p>	1994-2002	A ConSteel acélszerkezet tervező szoftver SECTION ágensének objektum-orientált koncepciója és prototípus programja. Az integrált analízis-méretezés koncepciójának alapköve.
<p><b>2. alkotás: Az ANALYSIS ágens</b></p>  <p>forrás: Sky Court 3D modell deformáció - KÉSZ Kft.</p>	1994-2006	A ConSteel acélszerkezet tervező szoftver ANALYSIS ágensének koncepciója és prototípus programja. A program egyik alapvető eleme a 14 DOF rúd végeelemes eljárás.
<p><b>3. alkotás: A DESIGN ágens</b></p>  <p>forrás: Groupama Aréna szerkezeti kihasználtsága - KÉSZ Kft.</p>	1996-2017	A ConSteel acélszerkezet tervező szoftver DESIGN ágensének tudományos koncepciója és prototípus programja. A program egyik alapvető eleme az „általános” globális stabilitásvizsgálati módszer.
<p><b>4. alkotás: Az UTE Stadion</b></p>  <p>forrás: UTE Stadion 3D látványterve - KÉSZ Kft.</p>	2001	Az UTE Stadion acélszerkezetének formai és erőtanai koncepcionális terve. A tervezés során úttörő jelentőségű volt a globális stabilitásvizsgálat „általános” módszerének alkalmazása.

## 6.2. A ConSteel ágensek mint alkotások

A szoftver-ágensek bemutatása és tárgyilagos értékelése érdekében először röviden vázolom a tartószerkezeti tervező szoftverek (továbbiakban SDS: **S**tructural **D**esign **S**oftware) fejlődését, majd meghatározom az értékelés szempontjait, és a szempontrendszer alapján értékelem az alkotásimnak tekintett ágenskonceptiókat és prototípusokat.

### 6.2.1. Az SDS fejlődéstörténete röviden

Az acélszerkezetek szabvány szerinti méretezésének fejlődéstörténete az SDS alkalmazása szempontjából három időszakra osztható: (i) az SDS előtti korszak, (ii) az átmeneti időszak (SDS megjelenése és terjedése) és (iii) az SDS korszaka. A három korszak alábbi rövid áttekintését és jellemzését az alkotásaim értékének megítélhetősége szempontjából tartom fontosnak.

#### 6.2.1.1. Az SDS előtti korszak

A nemzeti méretezési szabványok általában az SDS megjelenése és elterjedése előtt keletkeztek, ezért a méretezési formulák a kézi számítás eszköztárához igazodva megfelelően egyszerűek és könnyen használhatóak voltak. A formulák hatás és ellenállás oldalainak számítási eljárásai élesen szétváltak, a két oldal közötti kölcsönhatásokat általában elhanyagolták.

A hatás oldali igénybevételek és a feszültségek számítása egyszerű módszerekkel (pl. grafo-analitikus módszer; Cross-módszer;  $\sigma$ -ponti módszer; stb.) és egyszerű eszközökkel (pl. logarléc, számológép) történt. A nemlineáris hatásokat (pl. geometriai másodrendűség) egyszerűen számítható szorzótényezőkkel vették figyelembe. Bármelyik eljárást is alkalmazták, azok azonos eredményre vezettek (másképpen fogalmazva: a hatás oldali számítások eredményét illetően konszenzus volt).

Az ellenállás oldali képletek egyszerű elveken alapultak, kézzel könnyen kiszámíthatóak voltak, és figyelembe vették az egyszerűsített modellek bizonytalanságait is. A vázolt „idillikus” állapotot két irányból is kikezdte a fejlődés: (i) a szerkezetek igénybevételeinek számításában megjelentek a fejlettebb gépi eljárások; (ii) az ellenállás oldalon a valós megfigyelések (kísérletek) és az azokon alapuló méretezési képletek mellett megjelentek a szerkezetek viselkedésének számítással történő meghatározásán, pontosabban a GMNIA alapú virtuális kísérleteken alapuló méretezési eljárások.

#### 6.2.1.2. Az átmeneti időszak

Az átmeneti időszak a *mainframe* alkalmazásoktól az első-generációs *desktop* alkalmazásokig tartott. A *desktop* számítógépek már alkalmasak voltak a viszonylag nagyobb lineáris egyenletrendszerek viszonylag gyors megoldására, így elterjedtek az elmozdulásmódszeren alapuló matrix-, és végeselemes szoftverek, amelyekkel egyre nagyobb térbeli szerkezeti modellek feszültség és sajátérték feladatai váltak megoldhatóvá. A méretezési formulák hatás oldali számítása egyre finomabbá, hatékonyabbá, de egyben többretegűvé vált. Az ellenállás oldali fejlődés jóval lassabb volt. Az első jelentősebb eredmények közül említésre

méltó a nyomott rúd teherbírásának numerikus szimulációja (a téma részletesebb kifejtése az 1. fejezetben megtalálható).

A *mainframe* környezetű programokat elsősorban a kutatásban használták, de a nagyobb tervező irodák is végeztek, illetve végeztettek *mainframe* alapú szerkezeti számításokat. A *desktop* technológia megjelenésével megkezdődött a *mainframe* alapú alkalmazások átültetése. A mérnöki irodákban elindult az SDS térhódítása. A hatás oldali számítások egyre fejlettebbé és bonyolultabbá váltak, de az ellenállási oldalon a szabványos formulák logikája megrekedt a „kézi” számítások világában. A numerikus szimulációk elsősorban a kézi számításra szánt ellenállási formulák finomítását, pontosítását szolgálták. A két oldal fejlődésének különbségéből kibontakozó konfliktus egy ideig még jól kezelhető jelenség volt.

### 6.2.1.3. Az SDS korszaka

A technológia fejlődése lehetőséget adott a tudományos programoknak a *desktop* eszközökre történő átültetésére. Az asztali gépeken lehetőség nyílt a teherbírás szimulációs módszerekkel történő meghatározására, és a számítógépes próbaterheléseken (virtuális kísérleteken) alapuló méretezésre. A *mainframe* világából „átemelt” tudományos programok mellett megjelentek az újgenerációs SDS szoftverek, amelyeket kifejezetten a szerkezettervezés támogatásának céljából fejlesztettek. A szabványok ugyan befogadták a numerikus kísérleten alapuló méretezési módszert, azonban annak alkalmazása nem vált általánossá, a tömeges tervezést továbbra is a szabványok előírásain és ajánlásain alapuló ellenállási formulák alkalmazása uralta, illetve uralja ma is. A hatás oldali komplex 3D-s modelleken végzett geometriailag nemlineáris számítások és az ellenállás oldali szabványos „kézi” formulák alkalmazása közötti ellentmondás kiéleződött, amit jól mutat az alábbi két példa:

- 1) A globális stabilitásvizsgálathoz tartozó EC3 ellenállási formula a csökkentő tényezők keresztül figyelembe veszi a nyomóerőnek a szerkezeti elem belüli lokális másodrendű hatását (P- $\delta$  hatás). Ezért a globális analízisnél csak a globális másodrendű hatást (P- $\Delta$  hatás) figyelembe vevő analízis alkalmazását javasolja a szabvány. Ugyanakkor a végeeselemes módszeren alapuló korszerű SDS számítás figyelembe veszi a lokális másodrendű hatást is.
- 2) Az analízis (hatás) oldalon egyre több hatékony és pontosnak tartott eljárás jelenik meg, ami oda vezet, hogy a különböző szoftverekkel számított eredmények között jelentős különbségek mutatkoznak (pl. egymástól jelentősen eltérhetnek a különböző szoftverekkel számított másodrendű, azaz geometriailag nemlineáris eredmények).

A két oldal fejlődésének különbségéből kibontakozó konfliktus napjainkra nehezen kezelhető szaktudományi problémává vált.

### 6.2.2. Az alkotások értékelésének szempontrendszere

Az SDS világot alkotó szoftverek értékeléséhez szükségem van egy szempontrendszerre. A jelen szakaszban kísérletet teszek egy általánosítható és objektív szempontrendszer alapjainak felállítására.

A szerkezetméretezés résztevékenységei általánosságban a *modellezés*, az *analízis* és a *méretezés* főbb tevékenységi köreibbe csoportosíthatók. A ConSteel szoftver a résztevékenységek jelentős részét három szoftver ágensbe helyezi el: a SECTION, az ANALYSIS és a DESIGN ágensekbe (**6.2. táblázat**). A továbbiakban a három ágens legfontosabb résztevékenységeit vizsgálom.

A résztevékenységet a *mérnök* végzi, akinek a döntéseit a *szabvány* előírásai szabályozzák, a munkáját a *szoftver* (SDS) támogatja. A rendszer kiemelt szempontja, hogy a résztevékenység szereplői (*mérnök*, *szabvány*, *szoftver*) mekkora befolyással rendelkeznek az adott résztevékenységre. A résztevékenységre gyakorolt befolyást háromfokozatú skálával mérem (**6.3. táblázat**).

**6.2. táblázat.** Az SDS jellemző tevékenységei és a szereplők azokra gyakorolt befolyása.

fő tevékenységi körök (ágensek) és a résztevékenységek		szereplő befolyása		
		mérnök	szabvány	szoftver
SECTION	keresztmetszet típusa	***	*	**
	ellenőrzések végrehajtása	*	**	***
ANALYSIS	globális szerkezeti modell	***	*	**
	mechanikai modell	*	**	***
	numerikus megoldás	*	**	***
	analízis módszere	* (**)	**	***
	analízis végrehajtása	*	*	***
DESIGN	ellenőrzések meghatározása	* (**)	**	***
	mértékadó ellenőrzések kiválasztása	*	**	***
	tervezési paraméterek megadása	* (**)	**	***
	ellenőrzések elvégzése	*	**	***
	mértékadó esetek kiválasztása	* (**)	**	***

**6.3. táblázat.** A résztevékenységre gyakorolt befolyást mérő háromfokozatú skála.

tevékenységre gyakorolt befolyás jellege	a befolyás meghatározása (a szerep mértéke)	jelölés
<b>vezérszerep</b>	alapvetően meghatározó szerep	***
<b>segítő</b>	támogató szerep	**
<b>semleges</b>	mellékes szerep	*

Feltételezem, hogy az SDS szakmai értéke a résztevékenységeknek a szoftver által biztosított tudományos-szakmai támogatás minőségével mérhető. Továbbá feltételezem, hogy az értékelés a fentiekben vázolt fejlődéstörténeti és tevékenységi rendszer mentén végrehajtható. Az alábbiakban elemzem az egyes résztevékenységek SDS általi támogatottságának mértékét, az egyes résztevékenységeken belül vizsgálom a *mérnök*, a *szabvány*, és a *szoftver* közötti felelősség- és szerepmegosztást. Rámutatok az egyes résztevékenységeken belül jelentkező szakmai problémákra és ellentmondásokra, meghatározom a fejlődési trendeket. Mindezek alapján értékelem a ConSteel szoftver ágenseinek (alkotásaimnak) fejlettségét és teljesítményét. Az értékelést bal oldali vastag vonallal emelem ki. Az értékelést követően a szoftverágensek újszerű tulajdonságait elvi példákkal illusztrálom. Az elemzés és az illusztráció során a számszerűsítést (pl. teljesítményadatok számszerű közlését) tudatosan kerülöm, mivel egy ilyen elemző munka túlmutat a jelen értekezés célkitűzésén, de a megengedett terjedelmen is.

### 6.2.3. Az alkotások értékelése

#### 6.2.3.1. Az 1. alkotás: a **SECTION** ágens

A keresztmetszetek számítása a rúdszerkezeti SDS tulajdonságának az egyik sarokpontja. Kezdetben a keresztmetszetek kezelése kimerült a geometriai adatok felvételével és a jellemzőknek az ismert képletek alapján történő kiszámításával. Később általánossá vált a szabványos szelvények jellemzőinek adatbankban történő tárolása. A szabad paramétereket tartalmazó keresztmetszeti makrók alkalmazása a mérnök munkáját könnyítette. Lényeges változást az hozott, amikor a keresztmetszetet geometriai objektumként kezdtük kezelni. A 2D végeelemes modellen alapuló keresztmetszeti számító eljárás a globális szerkezeti analízis számára komplex megoldást hozott. A vékonyfalú lemezelem metszetek rendezett halmazaként meghatározott keresztmetszeti modell (EPS modell) alkalmassá vált a szabványos méretezési eljárások teljes körű kiszolgálására. Az SDS alkalmazások ma már önmagukban is futtatható, a keresztmetszetet önálló objektumként kezelő, komplex keresztmetszeti modulokat tartalmaznak. Ebben a fejlődésben a ConSteel/SECTION ágens úttörő szerepet vállalt (lásd a 2. fejezetet). Mára a mérnök *vezérszerepe* a keresztmetszet típusának kiválasztására korlátozódik, a keresztmetszeti méretek felvételét hatékony automatizmusok (optimáló, kiválasztó eljárások) támogatják (lásd a ConSteel projekthez kötődő OMF ALK 168/98 alapkutatót). A SECTION ágens alábbi tulajdonságai a 2. fejezetben bemutatott megközelítésen és az 1. tézisben kimondott tudományos eredményeken alapulnak.

A ConSteel szoftver **SECTION** ágensének alábbi tulajdonságai az SDS alkalmazások világában kiemelkedőek:

- számos egyedi méretű típusszelvény makró szintű modellezése;
- egységes objektum-orientált adatmodell;
- lemezelemmetszet (EPS) és felületi (GSS) modellek automatikus és duális generálása;
- keresztmetszeti jellemzők teljes spektrumának számítása általánosított eljárásokkal;
- keresztmetszeti ellenállások teljes spektrumának ( $\eta_1$ - $\eta_4$  szintek) számítása;
- mértékadó vizsgálat automatikus kiválasztása.

A keresztmetszeti objektum adatmodelljébe a SECTION ágens felhasználói felülete ad betekintést. A betekintés lehetőségeit az **F.6. függelék** ábrái illusztrálják:

**F.6.1. ábra.** A keresztmetszet EPS adatmodellje.

**F.6.2. ábra.** A keresztmetszet GSS adatmodellje.

**F.6.3. ábra.** A tervezési igénybevételek kézi megadása.

**F.6.4. ábra.** Az *eff*EPS adatmodell.

**F.6.5. ábra.** A rugalmas keresztmetszeti jellemzők a GSS adatmodell alapján.

**F.6.6. ábra.** A tervezési keresztmetszeti jellemzők az *eff*EPS adatmodell alapján.

**F.6.7. és F.6.8. ábrák.** A feszültségek eloszlása.

**F.6.9. ábra.** A keresztmetszet mértékadó kihasználtsága.

Modell alapú (automatikus) tervezés esetén a fenti eljárások a SECTION ágensben „láthatatlanul” zajlanak, az adatcserét az ANALYSIS és a DESIGN ágensek generálják. A mérnök általában a tervezési folyamat végén az F.6.9. ábra szerinti értékelést tekinti meg, de

sok esetben azt sem, mivel a mértékadó kihasználtság, mint végső eredmény, a teljes szerkezeti modellen színgrafikus ábrázolásban megjelenik.

*A kiemelt saját publikáció:*

Papp, F., Iványi, M. and Jármái, K. (2001). “Unified object-oriented definition of thin-walled steel beam-column cross-sections”, *Computers & Structures* 79:839-852.

*A kiemelt hivatkozások:*

Bernuzzi, C., Pieri, A. and Squadrito, V. (2014). „Warping influence on the static design of unbraced steel storage pallet racks.”, *Thin-Walled Structures* 79:71–82.

(helyzete: D1)

Jiang, L., Qi, J., Scanlon, A. and Sun, L. (2013). „Distortional and local buckling of steel-concrete composite box-beam.”, *Steel and Composite Structures* 14(3):243-265.

(helyzete: D1)

### 6.2.3.2. A 2. alkotás: az **ANALYSIS** ágens

Az ANALYSIS ágens értékelését a **6.2. táblázatban** meghatározott résztevékenységek szerint végzem el.

*A globális szerkezeti modell*

A kezdetekben az SDS fejlesztők a szerkezet modelljét a mechanikai (statikai) modell oldaláról közelítették meg. A felhasználó közvetlenül mechanikai modellt épített, ahol a modellezési alapelemeknek mechanikai fogalmak feleltek meg (pl. csomópont vagy rúdelem). A CAD/CAM (pl. Bocad, Strucad és Tekla Structures) megjelenésével előtérbe került a virtuális térbeli szerkezeti modellezés. Az SDS és a CAD modellalkotásának teljes konvergenciáját az SDS geometriai modellek speciális kötöttségei korlátozzák. Két példát említek meg, ahol egy adott tulajdonság a CAD/CAM modellben normális, ugyanakkor az SDS modellben nem engedhető meg (vagy súlyos következményekkel jár):

- a szerkezeti objektumok referenciatengelyei nem alkotnak folytonos hálózatot;
- a szerkezeti objektum a referenciatengelyéhez képest külpontos.

A CAD adatmodellnek az SDS rendszerbe történő átvitele esetén a referenciatengelyek rendszerét folytonossá kell tenni. Ennek teljes automatizálása aligha lehetséges. A külpontos elhelyezés elhanyagolása, vagy nem megfelelő módon történő figyelembevétele jelentős hatással lehet a modellhelyességre.

A korszerű SDS alkalmazás a szerkezeti elemek (objektumok) felhasználóbarát kezelésével támogatja a fenti kötöttségeknek is megfelelő modellalkotást. Kiemelt fejlesztési irányt jelent a rúd- és a héjszerkezeti modellek közötti automatikus transzformáció megvalósítása, amivel a vegyes és a duális modellezési koncepciókat támogatják (vegyes modellezés esetén a modell rúd- és héjelemeket is tartalmaz; duális modellezés esetén a rúdszerkezeti modellből héjszerkezeti modell generálódik). A vázolt fejlődés a modellalkotás területén még nem kérdőjelezi meg a mérnök *vezérszerepét*. Az ANALYSIS ágens alábbi tulajdonságai a 3. fejezetben bemutatott mechanikai megközelítésen és a 2. tételben kimondott eredményeken alapulnak.

A ConSteel szoftver **ANALYSIS** ágensének alábbi tulajdonságai az SDS alkalmazások világában kiemelkedőek:

- mérnöki szemléletnek megfelelő objektum-orientált szerkezeti elemek (oszlop, gerenda, lemez, fal);
- rúdszerkezeti elem keresztmetszetének objektumként való értelmezése;
- változó gerincmagasságú és kiékelt szerkezeti elemek mérnöki szemléletű objektum-orientált kezelése;
- külpontosan elhelyezett rúdszerkezeti elemek;
- globális és a lokális kezdeti geometriai tökéletlenségek automatikus felvétele;
- duális (héj- és rúdszerkezeti) modellezés támogatása.

Az **F.7. függelék** illusztrációi a fenti tulajdonságok bemutatását szolgálják. Egy szerkezeti elem (objektum) létrehozását az **F.7.1. ábra** szemlélteti. A szerkezeti gerenda grafikus eszközökkel került elhelyezésre a modell térben, paramétereit az objektumtáblán lettek megadva. Kiemelt paraméterek a keresztmetszeti objektum neve és az objektum külpontossága. Az objektumon további műveletek végezhetők. Például kétfelé vágható azon célból, hogy a két elemrészben külön-külön végezhessünk további műveleteket. Az **F.7.2. ábra** a változó gerincmagasság felvételét szemlélteti. A rúdszerkezeti modell egyetlen utasítással átalakítható felületszerkezeti modullé (**F.7.3. ábra**). Az utóbbi modell örököli a terheket és a megtámasztásokat is. Az ágens egyediségét a fenti műveletek felhasználóbarát, gyors és hatékony végrehajtása adja, aminek háttérében az adatmodell-kutatási eredményeim állnak (3. fejezet).

#### *A mechanikai modell*

Az SDS előtti időszakban az analízis módszerei - a rendelkezésre álló eszközöknek megfelelően - egyszerűek voltak. A technológia fejlődésével azonban előtérbe kerültek a numerikus eljárások, amelyek közül a diszkrét mechanikai modellen alapuló mátrixmódszer, illetve az elmozdulásmódszer vált általánossá. Az első hatékony SDS alkalmazásokat a mátrix-elmozdulásmódszer alapján fejlesztették.

A kisebb számítási időigény miatt eleinte síkbeli rúdszerkezeti modelleket alkalmaztunk. A geometriailag nemlineáris viselkedés számítására stabilitásfüggvényekkel felírt elemet alkalmaztunk, amivel minimalizálni lehetett a modellek méreteit, illetve az ismeretlenek számát. A technológia további fejlődése lehetővé tette, hogy az elemek viselkedését az elméletileg már korábban kidolgozott végeselemes eljárással közelítsük. Viszonylag rövid időn belül a végeselemes eljárás alapuló mátrix-elmozdulásmódszer alkalmazása vált általánossá az SDS világában.

A rúdszerkezeti analízis területén megjelentek a gátolt csavarást is figyelembe vevő általános térbeli rúd végeselemek, amelyek már alkalmasak voltak az acélszerkezetek méretezésében fontos szerepet játszó térbeli stabilitásvesztési módok (elcsavarodó kihajlás, kifordulás, stb.) analízisére is. A felületszerkezeti analízis területén kezdetben egyszerűbb, később összetettebb héj végeselemek kerültek beépítésre az SDS alkalmazásokba. A fejlettebb és bonyolultabb héj végeselemek alkalmazása speciális szakértelmet igényel, ezért a felületszerkezeti analízis gyakorlati alkalmazása visszafogott maradt. A gépi eszközök fejlődése azonban egyre nagyobb számú ismeretlen tartalmú egyenletrendszer megoldását



tette lehetővé, és ezzel előtérbe hozta az egyszerűbb alkalmazást, de nagyobb hálózati méreteket jelentő vastag sík háromszög- és négyszögelemeket. Az általános térbeli rúdelem és az utóbb említett vastag héjelemek vegyes alkalmazása hatékonyabbá tette az SDS alkalmazásokat.

A szerkezetméretezést támogató SDS-el szemben általános elvárás, hogy a vizsgált szerkezeti modell megfelelő mechanikai modellje mérnöki beavatkozás nélkül, automatikusan jöjjön létre, illetve a végeleemes hálózat optimális sűrűségét az eljárás adaptív módon határozza meg. A fejlődés iránya, hogy a mechanikai modell felvételében a szoftver átveszi a *vezérszerepet*.

A ConSteel szoftver **ANALYSIS** ágensének alábbi tulajdonságai sajátos megközelítést jelentenek az SDS világában:

- általános 14 DOF térbeli rúd végeelem alkalmazása;
- vastag és sík háromszög és sík négyszög végeelemek alkalmazása;
- duális hég- és rúd végeleemes modellezés támogatása.

Az **F.7.4. ábra** az F.7.1. ábrán látható rúdszerkezeti modell automatikusan generált 14 DOF rúd végeleemes mechanikai modelljét mutatja. A lineárisan változó gerincmagasságú szerkezeti objektum 8 darab állandó keresztmetszetű külpontos végeelemmel került közelítésre. A felső övön a megoszló terhet a csomópontokba koncentrált erők közelítik. Az **F.7.5. ábra** a rúdszerkezeti modell alapján automatikusan generált felületszerkezeti modell vastag háromszög hég végeleemes modelljét szemlélteti.

#### *A numerikus megoldás*

Az SDS alkalmazások hatékonyságát alapvetően meghatározza a mechanikai modell alapján felírt lineáris egyenletrendszer megoldásának hatékonysága, amit az alábbi tényezők befolyásolnak:

- a globális merevségi mátrix tényleges tárolásának technikája;
- az egyenletrendszer megoldásának technikája;
- az alkalmazott számítógép adattárolási kapacitása és műveleti sebessége.

Az utóbbi tényező folyamatos fejlődése az SDS alkalmazások teljesítményének látványos növekedését eredményezte, amivel párhuzamosan zajlott a lineáris egyenletrendszerek megoldási technikájának finomítása. A fenti tényezők együttes fejlődése mára robusztus modellek analizését teszi lehetővé, és mindezt átlagos asztali vagy laptop számítógépek használatával. Ugyanakkor látnunk kell, hogy az ellentmondás örök: bármekkora is a számítógép teljesítménye, a felhasználó elvárása mindig túlmutat azon. Az egyenletrendszer megoldásában az SDS alkalmazásnak kizárólagosan *vezérszerepe* van.

A ConSteel szoftver **ANALYSIS** ágensének alábbi tulajdonságai megfelelnek az SDS alkalmazásokkal szemben támasztott magasabb szintű követelményeknek:

- Szimbolikus faktorizáció

A szimbolikus faktorizáció megvalósítása az analízis ágensben „*on the fly*” módon történt. Ez azt jelenti, hogy a szimbolikus faktorizáció nem egy külön ciklusban kerül kiszámításra a Cholesky faktorizáció előtt, hanem a faktorizáció algoritmusába integrálva. Erre az adott lehetőséget, hogy a merevségi mátrix SCS (Sparse Column

Storage) tárolása egy láncolt listában valósul meg, ami által az új blokkok beszúrása a faktorizáció közben szinte semmilyen többletidőt nem igényel.

- Cholesky faktorizáció

Az analízis ágensben a közismert Cholesky faktorizáció algoritmusának egy blokkos formája került implementálásra. Erre az adott lehetőséget, hogy a faktorizáció elemi műveletei mind felírhatók mátrixegyenletek segítségével. A megvalósítás során a mátrixegyenletek az SCS mátrix blokkméretét felhasználva kerülnek felírásra. A mátrixegyenletek implementálása a közismert és szabadon felhasználható, nagy teljesítményű BLAS és LAPACK matematikai függvénykönyvtárak felhasználásával történik.

- Lineáris sajátérték számítás

Az egyenletrendszer sajátértékeinek kiszámítása a közismert Lánczos-algoritmussal történik. Az egyetlen specialitása az implementált algoritmusnak, hogy a számítás során az egyenletrendszer sorozatos megoldásához szintén a fentebb említett blokkos Cholesky-faktorizációt használja fel. Ezzel jelentős időmegtakarítást sikerült elérni, mert nem kell a merevségi mátrix tárolási formátumát a számításhoz átkonvertálni.

A numerikus megoldás hatékonyságát az egyes feladatok számítási idejével lehet jellemezni. A **6.4. táblázat** az F.7.4. és az F.7.5. ábrákon látható rúd- és héj végeeselemes modellek számítási idejét mutatja a ConSteel/ANALYSIS ágens alkalmazásával (gép: Lenovo Y510p).

**6.4. táblázat.** Az F.7.4 és az F.7.5 ábrákon látható rúd- és héj végeeselemes mechanikai modellek számítási ideje a ConSteel/ANALYSIS ágens futtatásával (Lenovo Y510p).

végeeselem modell típusa	számítási idő [sec]		
	elsőrendű	másodrendű	lineáris sajátérték
14 DOF rúd	1.52	2.57	2.42
háromszög héj	3.53	5.16	6.86

#### *Az analízis módszere és végrehajtása*

A mérnöki gyakorlatban az anyagilag és geometriailag lineáris analízis pontossága a szerkezetek jelentős hányadánál elfogadható. Egyes esetekben a geometriailag nemlineáris hatást (másodrendű hatást) nem szabad elhanyagolni. A másodrendű hatást sokáig egyszerű növelő tényezőkkel vették figyelembe. Az eszközök fejlődésével előtérbe került a geometriailag nemlineáris (másodrendű) analízis, amely a viszonylag karcsúbb (kilengő, illetve hajlékony) szerkezetek elmozdulásait és igénybevételeit pontosabban határozza meg, illetve megoldást ad a globális stabilitási analízisre (lineáris sajátérték feladatra) is. Ugyanakkor a másodrendűség fogalmának tág határai miatt az SDS alkalmazások eltérő módon írhatják fel a kezdeti geometria megváltozásának hatását, és így a különböző szoftverekkel számított másodrendű eredmények jelentősen eltérhetnek egymástól. A mérnöki gyakorlatban másodrendű analízisnek számít a normálerő kilengésre gyakorolt globális hatásának (P- $\Delta$  hatás) figyelembevétele, de másodrendű analízisről beszélünk akkor is, amikor az általános térbeli 14 DOF rúd végeeselem alkalmazásakor a normálerő kétirányú hajlító hatása mellett figyelembe vesszük az elcsavarodásra gyakorolt hatását is (Wagner-hatás), valamint akkor is, amikor az

egyensúlyi egyenletek tartalmazzák az összes független belső erő hatását. Az utóbbit a továbbiakban *teljes másodrendű* módszernek nevezem.

Az SDS által alkalmazott másodrendűség mechanikai tartalmának pontos ismerete különösen fontos, amikor globális stabilitási analízist végzünk, mivel a térbeli stabilitásvesztési módok (térbeli elcsavarodás, kifordulás, általános térbeli stabilitásvesztési mód) megfelelően pontos kiszámításához teljes másodrendű módszerre van szükség, az alacsonyabb szintű eljárások a valós szerkezeti viselkedést hamis képen tüntethetik fel. Az értekezésben hivatkozott és alkalmazott 14 DOF általános térbeli rúd végeelem teljes másodrendű módszert biztosít.

Anyagilag nemlineáris analízis esetén további paraméterek (pl. anyagmodell, folyási feszültség, felkeményedés, stb.) növelik a többértelműség és a többszintűség lehetőségét. A legegyszerűbb eljárás a nemlineárisan rugalmas anyagmodell alapján történő számítás, amelynek gyakorlati alkalmazása ellen szól a leterhelődés (alakváltozások visszafordulásának) valótlán követése. A gyakorlatban a visszafordulás hatása sok esetben elhanyagolható, ezért a napi tervezést segítő SDS alkalmazások támogatják az ilyen típusú globális képlékeny analízist.

A ConSteel/ANALYSIS ágens prototípusának fejlesztése közben programoztam be a kutatás-orientált ConPlas alkalmazást, amely az általános 14 DOF rúd végeelem továbbfejlesztésén alapult. A program az egyenes szerkezeti elemek stabilitási ellenállásának geometriailag és anyagilag nemlineáris analízissel (GMNA) történő meghatározását célozta. Az alkalmazást Szalai József doktoranduszom GMNIA alapú kutatási eszközzé fejlesztette. A ConPlas alkalmazásnak a méretezés-orientált ConSteel szoftverbe történő átültetése erős prioritással szerepel a fejlesztési tervben.

A mérnöki gyakorlatban az alkalmazandó anyagmodell típusáról (rugalmas vagy képlékeny) a mérnök dönt a szabvány előírásai alapján, azonban a döntést követő végrehajtásban a szoftveré a *vezérszerep*.

A ConSteel szoftver **ANALYSIS** ágensének alábbi tulajdonságai megkülönböztetik a szoftvert az átlagos SDS alkalmazásoktól:

- hatékony direkt iteráción (húrmódszeren) alapuló, teljes másodrendűséget biztosító globális rúdszerkezeti analízis;
- lineáris sajátérték feladatok hatékony megoldása.

Az ágens hatékonyságát a **F.7. függelék** ábráival illusztrálom. Az ábrák a rúd- és a héj végeelemes mechanikai modellek lineáris stabilitási analízisének eredményeit mutatják. Az **F.7.6. ábra** a rúdszerkezeti modell kifordulását szemlélteti, a kritikus teherorzó  $\alpha_{cr}=1.44$ . Az **F.7.7. ábra** a héjszerkezeti modell stabilitásvesztését mutatja, ahol a kritikus teherorzó  $\alpha_{cr}=1.34$ . A példa a ConSteel speciális 14 DOF végeelemes modellezésének hatékonyságát is jól illusztrálja (3. fejezet, 3.3. szakasz).

*A kiemelt saját publikációk:*

Papp, F. and Iványi, M. (2000). „ConSteel as the prototype of a CAD/CAM oriented program for concurrent design of beam-column structures.”, In Computational Steel Structures Technology, Civil-Comp Press Edinburgh, UK, ISBN 0-948749-72-5:1-12.

Papp, F., Rubert, A. and Szalai, JA. (2014a). "DIN EN 1993-1-1-konforme integrierte Stabilitätsanalysen für 2D/3D-Stahlkonstruktionen (Teil 1).", *Stahlbau* 83(1):1-15.

*A kiemelt hivatkozások:*

Lip, H. (2004). „The Beam element verification for 3D elastic steel frame analysis.”, *Computers & Structures* 82: 1167-1179. (helyzete: Q1)

Bernuzzi, C., Draskovic, N. and Simoncelli, M. (2015). „European and United States approaches for steel storage pallet rack design: Part 2: Practical applications.”, *Thin-Walled Structures* 97(12):321-341. (helyzete: D1)

### 6.2.3.3. A 3. alkotás: a **DESIGN** ágens

#### *Az ellenőrzések meghatározása*

A kezdeti SDS alkalmazások analízis-orientáltak voltak, az analízis végrehajtására koncentráltak. A méretezést (ellenőrzést) utólagos eljárásokkal végezték, ahol egyszerű, kézi számításokra alkalmas képleteket alkalmaztak. Az európai szabványok harmonizációjaként megjelenő EC3 ellenállás formuláit az összetettség és a többszintűség jellemzi. Az összetettséget jól szemlélteti a 4. osztályba tartozó keresztmetszetek effektív keresztmetszeti jellemzőinek számítása, vagy a globális stabilitásvizsgálat „általános” formulája. Az előbbi esetben a normálfeszültség eloszlása, az utóbbi esetben a rugalmas kritikus tehernövelő tényező paraméterként jelenik meg az ellenállás oldalán, miközben értéket a hatás oldalán, az analízis során kapnak. A többszintűsége talán legjellemzőbb példa a nyomott és hajlított szerkezeti elemek teherbírást megadó interakciós formula, ahol a szabvány az interakciós tényezők számítására két módszert is adaptált (Method 1 és Method 2), amelyek egymástól jelentősen eltérő eredményt adhatnak. A két oldal kölcsönhatására jellemző példa az EN 1993-1-8 szabvány előírása a félmerev nyomatékbíró kapcsolatok hatásának figyelembevételére a globális szerkezeti modellben.

Az SDS alkalmazásokra jellemzővé vált, hogy saját döntésekkel szűkítik a szabvány összetettségét és többszintűségét, amivel részben átvállalják a *mérnök* szerepet. A jelenség különös jelentőséggel bír abból az összefüggésből nézve, hogy a *mérnök* általában „megbízik” a *szoftver* tudásában, és nem végez további vizsgálatokat, elemzéseket. Kimondható, hogy az ellenőrzések meghatározása területén a *szoftver* egyre inkább *vezérszerepre* tör. A 4. fejezetben tárgyalt „általános” módszer és az 5. fejezetben bemutatott OIM különös képességet biztosít a ConSteel szoftver **DESIGN** ágensének. Ezek a képességek a következők:

- az EN 1993-1-1 és az EN 1993-1-5 szabványok által meghatározott keresztmetszeti ellenállás-vizsgálatok teljes ( $\eta_1$ - $\eta_4$  szintű) spektrumának elvégzése és megjelenítése;
- a globális és lokális stabilitásvizsgálat teljes spektrumának megvalósítása (az interakciós formuláktól az általános OIM és OSDM eljárásokig bezárólag);
- a globális szerkezeti analízis és a nyomatékbíró kapcsolatok integrált számítási eljárásának megvalósítása (interaktív tervezés).

### *A mértékadó ellenőrzések kiválasztása*

A korai SDS alkalmazások a könnyen átlátható szabványi háttér miatt egyértelműen jelenítették meg a méretezés eredményét. Az EC3 többszintű és egyes esetekben többértelmű formula-rendszerének bevezetése előhozta a mértékadó ellenőrző formula kiválasztásának problémáját. Az egyik ilyen érzékeny kérdés a már korábban említett EN 1993-1-1 alapú keresztmetszeti ellenállás számítása, ahol például egy 2. keresztmetszeti osztályba sorolt szelvény esetén elvileg három ellenállási formula is alkalmazható (rugalmas feszültségeken alapuló általános formula; képlékeny interakciós formula; képlékeny redukciós formula; lásd a **2. fejezetet**). Hasonlóan problémás kérdés a szintén említett EN 1993-1-1 szerinti globális stabilitásvizsgálat, ahol a Method 1 és Method 2 módszerek, valamint az „általános” módszer között lehet választani.

Egy SDS alkalmazás a méretezési szabvány többértelműségére és többszintűségére az alábbi főbb stratégiák mentén válaszolhat:

- a mérnök *vezérszerepének megvonása* a többszintűség és többértelműség automatikus kezelése által;
- a mérnök *vezérszerepének támogatása* a többszintűség és többértelműség megjelenítése, a mérnöki döntés támogatása javaslat formájában;
- a mérnök *vezérszerepének meghagyása* a többszintűség és többértelműség megjelenítése által.

A ConSteel szoftver fejlesztése a fenti második stratégia irányba mutat, amikor a *vezérszerep mérnök és szoftver* közötti megosztását választja. Ezzel a stratégiával a ConSteel szoftver DESIGN ágense az alábbi megkülönböztető tulajdonságokat kapta:

- az EC3 szabvány alternatív eljárás-spektrumának teljes körű kezelése;
- a mérnök *vezérszerepének támogatása* a keresztmetszeti ellenállás gazdaságos tervezés elvén alapuló kimutatásával.

### *A tervezési paraméterek megadása*

Az EC3 ellenállási formulák paraméterei különböző számításokból származtathatók. A paraméterek egy csoportja (keresztmetszeti jellemzők, anyagjellemzők, tervezési igénybevételek) megkapható közvetlenül a globális szerkezeti adatmodellből, vagy meghatározható a megfelelő mechanikai modell analízise által. Egyes paraméterek (például a hajlított gerenda kritikus nyomatéka) a megfelelő elméleti feladatok megoldásából adódnak. Az ilyen paraméterek tényleges kiszámítása kétféle módon történhet:

- a paraméter értékét a mérnök határozza meg táblázatok, kézi számítások alapján;
- a paraméter értékét a mérnök közreműködésével (speciális beállításokkal) a globális modell analízise szolgáltatja.

Az első megoldás a hagyományos kézi méretezési metódust követő SDS alkalmazásokra jellemző. Az európai szabványrendszer jelentős lépéseket tett az integrált eljárások irányába, ahol a formulákban szereplő paramétereket a második módon lehet meghatározni. A korszerű SDS alkalmazások a *mérnök* szerepét a vizsgált szerkezeti elem kijelölésére korlátozzák (egyszerűsítik), a tervezési paraméterek kiszámítását az alkalmazások automatikusan végzik. Nézzünk erre egy példát! A globális stabilitási ellenállás formuláinak kiértékeléséhez a megfelelő kritikus erők (interakciós formula), vagy a kritikus tehernövelő tényezőre

(„általános” módszer) van szükségünk. A fejlett SDS szoftverek ezeket a paramétereket a rúdszerkezeti modellen elvégzett globális stabilitási analízissel, pontosabban lineáris sajátérték feladat megoldásával végzik el. Kimondható, hogy a tervezési paraméterek meghatározásában a *vezérszerepet* egyre inkább a *szoftver* veszi át. A ConSteel szoftver **DESIGN** ágensének megkülönböztető (kimagasló) tulajdonságát a következő alternatív tervezési módok támogatása adja:

- a globális stabilitásvizsgálat „kézi” formulájának támogatása részleges sajátérték-feladat megoldásával (szerkezeti elem tiszta stabilitásvesztési módjaihoz tartozó kritikus erők és nyomatékok „automatikus” számítása);
- az „általános” módszer paramétereinek automatikus meghatározása az ANALYSIS ágens szintjén (fejlett tervezési mód).

#### *Az ellenőrzések elvégzése, a mértékadó esetek kiválasztása*

A hagyományos („kézi”) méretezési módszertanban az ellenállás oldal lépései azonos hangsúllyal szerepelnek: a *mérnök* a teljes folyamatot ellenőrzi, az SDS alkalmazás alapvetően csak a számítási munkát vállalják át. A fejlett SDS alkalmazás a *mérnök vezérszerepéből* egyre nagyobb szegmenset hasít ki. A *mérnök* szerepe a méretezés folyamatának két szélső fázisára polarizálódik: a modellalkotásra és a szabványos ellenőrzések eredményeinek értékelésére.

A méretezés általában a keresztmetszetek felvételével, és a keresztmetszeti ellenállások ellenőrzésével kezdődik. A fejlett SDS alkalmazás képes a mérnök által meghatározott modell alapján a keresztmetszeti ellenállások vizsgálatát teljes körűen és automatikusan elvégezni, majd az eredményeket áttekinthető és könnyen értelmezhető színskálás ábrákkal megjeleníteni. A méretezés folyamatából „kiesni” látszanak a hagyományos méretezési mód közismert sarokpontjai: az igénybevételi ábrák rajzolása és elemzése; a keresztmetszeti jellemzők megjelenítése; az ellenállási formulák kiválasztása és kiértékelése. Az SDS fejlesztők azonban nem álltak meg ezen a ponton. A jelentősebb fejlesztési háttérrel rendelkező szoftverekben megjelentek az ellenállás automatikus számításán alapuló döntéshozó eljárások. Ilyenek az optimális szelvényméretet meghatározó eljárások, amelyek speciális optimálási célkitűzésen (pl. anyagfelhasználás minimalizálásán) alapulnak. Az ellenőrzések automatizálása, a mértékadó esetek kiválasztása, az optimalizáló eljárások fejlesztése abba az irányba mutat, hogy a *szoftver* jelentős szegmenseket hasít ki a *mérnök vezérszerepéből*. A ConSteel szoftver **DESIGN** ágense az alábbi megkülönböztető tulajdonságokkal rendelkezik:

- automatikusan elvégzett teljes körű keresztmetszeti ellenőrzés és mértékadó esetkiválasztás mellett az eredmények mélyelemzésének biztosítása;
- K+F eredményen alapuló optimális szelvénykiválasztás.

Az ágens fentiekben leírt kiemelkedő tulajdonságait az **F.7. függelék** példáján keresztül illusztrálom. Az **F.8.1. ábra** a változó gerincmagasságú gerenda modell EN 1993-1-1 szerinti teljes és automatikus keresztmetszeti ellenőrzésének eredményét mutatja a kezdeti teher hatszoros szintjén. Elsőnek a jobb oldali szerkezeti rajz jelenik meg, ahol minden végeelem a keresztmetszeti ellenállás kihasználtságának megfelelő szintet kapja. A szerkezeti modell egészét nézve a mértékadó kihasználtság 100.7 %. Az eredmény mélyelemzéséhez felhívom a vizsgálat eredménytábláját, ami a kép bal oldalán látható. Az adatokból megállapítom, hogy a mértékadó

keresztmetszet a tartó negyedében van, a mértékadó vizsgálat az EN 1993-1-1 6.2.8. (1)-(4) szakasza és a 6.29 formulája szerint történt. A tábla részletes vizsgálatával további információkhoz juthatnak.

A kezdeti teherhez tartozó globális stabilitásvizsgálat eredményét az F.8.1 ábrán a jobb oldalt alul látható tábla mutatja. A mértékadó keresztmetszet a tartó negyedében van. A tábla elemzése alapján megállapítottam, hogy a mértékadó vizsgálat az EN 1993-1-1 6.3.4 (2)-(3), (4b) szakasza és 6.63, 6.64 és 6.66 formulái alapján történt. Ez az ún. „általános” stabilitásvizsgálati módszer, amelynek kiinduló paraméterét az F.7.6 ábrán látható globális rugalmas stabilitási analízis során kapott  $\alpha_{cr}=1.44$  kritikus teherszorító jelenti. Az elemzés alapján megállapítom, hogy a tartó rendkívül karcsú ( $\lambda_{op}=1.889$ ), a kifordulásra kifejezetten érzékeny, de a keresztmetszeti szilárdsága kihasználatlan. Ettől a ponttól kezdve a tartó optimális kialakítása a mérnök interaktív közreműködésével rendkívül gyors és hatékony folyamat, mert bármilyen szerkezeti változtatás (pl. keresztmetszet változtatás, más megtámasztási viszonyok alkalmazása) esetén az eredmények gyorsan megkaphatóak. A példa esetében egy új szerkezeti kialakítás ellenőrzését egy percen belül el tudom végezni.

*A kiemelt saját publikációk:*

Papp, F., Rubert, A. and Szalai, JA. (2014b). „DIN EN 1993-1-1-konforme integrierte Stabilitätsanalysen für 2D/3D-Stahlkonstruktionen (Teil 2).”, *Stahlbau* 83(2):122-141.

Papp, F., Rubert, A. and Szalai, JA. (2015). „Spatial stability analysis and global stability checks according to DIN EN 1993-1-1.”, *Bauingenieur* 90:469-477.

*A kiemelt hivatkozások:*

Cristea, A.C. and Alexa, P. (2012). „Structural design of a roof steel structure having double curvature.”, *Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture* 55(3):263-275.

Feleki, A. and Nagy, Zs. (2016). “Challenges in structural designing of egg-shaped steel structure.” In: 19th IABSE Congress: Challenges in Design and Construction of an Innovative and Sustainable Built Environment:1-8.

### 6.3. A 4. alkotás: az UTE Stadion acélszerkezete

A KÉSZ Kft. szervezetén belül működő ConSteel kutató-fejlesztő csoport szakmai vezetőjeként, 2001-ben, felkérést kaptam az UTE Stadion nézőtéri lefedő acélszerkezetének tervezésében való közreműködésre. Az acélszerkezet felelős statikus tervezője dr. Hegedűs Tamás volt, az akkori tervezési iroda vezetője. A felkérés a lefedő szerkezet főbb tartószerkezeteinek koncepcionális tervezésére szólt. A feladatot a ConSteel 3.0 szoftver fent bemutatott ágenseivel végeztem el (Papp és Hegedűs, 2001; Papp, 2003a). A szerkezet építészeti koncepcionális tervében az általam elképzelt főtartó kialakítást alkalmazták **(6.1. kép)**. A Magyar Acélszerkezet Gyártók- és Szerelők Szövetsége (MAGÉSZ) a rekordidő alatt megvalósított projektet nevezte be az Európai Acélszerkezeti Szövetség (ECCS) “2003 European Award for Steel Structures by ECCS” díj pályázatára. A szerkezettel elnyert díj **(6.2. kép)** ünnepélyes átadására 2003. szeptember 17-én a svájci Lucerne városában került sor, az ECCS éves közgyűlésével (ECCS Annual Meeting 2003) egybekötött szakmai konferencián



**6.1. kép.** Az UTE Stadion acélszerkezetének építészeti koncepcionális terve és néhány szerkezeti részlete.



**6.2. kép.** Az „ECCS Design Award 2003” díj és diploma.

(ECCS International Steel Day 2003). Az ünnepélyes keretek között megtartott díjátadáson az európai acélépítészeti vezető szakemberei és menedzserei alkotta publikum előtt 10 perces prezentációban mutattam be a szerkezetet, és annak koncepcionális tervét (Papp, 2003c). A szerkezet az ECCS hivatalos honlapján a négy kiemelt magyarországi referenciaszerkezet között szerepel, olyan neves alkotások társaságában, mint például az Erzsébet-híd (<https://www.steelconstruct.com//old/references>). A szerkezet megszületéséről a hazai és a vezető német szakmédiá is beszámolt (MTI, 2003; Eggemann, 2003).

#### *Az alkotásról röviden*

A szerkezet koncepcionális tervezését a ConSteel 3.0 szoftver verzióval végeztem, és az EN 1993-1-1 szabvány végső változatát előkészítő ENV és prEN kiadások előírásait alkalmaztam. Az acélszerkezet koncepcionális tervezésének szakmai sarokpontjai a következők voltak:



- 4. keresztmetszeti osztályú, változó gerincmagasságú I tartók és 1. és 2. keresztmetszeti osztályú melegen hengerelt H szelvényű szerkezeti elemek vegyes alkalmazása.
- Speciális kialakítású és funkciójú hidegen alakított gerenda övlemezek.
- Egyedi csomóponti kialakítások a kétféle szelvénytípus találkozásánál.
- A gátolt csavarást is figyelembe vevő, térbeli modellen alapuló, globális feszültségi és stabilitási analízis alkalmazása.
- Az „általános” stabilitásvizsgálati módszer alkalmazása, megelőzve az EN 1993-1-1 szabvány megjelenését, illetve az európai gyakorlat máig tartó fejlődését.

*A kiemelt saját publikációk:*

Papp Ferenc és Hegedűs Tamás (2001). “Az UTE Stadion acélszerkezete.”, *MAGÉSZ Hírlevél* (Magyarországi Acélszerkezet Gyártók és Építők Szövetségének szakmai folyóirata), ISSN 1585 668, 2001. III. évfolyam 4. szám, Dunaújváros:24-30.

Papp, F. (2003a). “Application of ConSteel in design of UTE Stadium.”, In: *Metal structures: design, fabrication, economy: proceedings of the International conference on metal structures* (ed. Farkas, J. and Jármái, K.), ISBN: 978 90 77017 75 3, Rotterdam, Millpress Science Publishers:329-336.

*A kiemelt hivatkozások:*

ECCS (2003). “Covering of the UTE Stadium’s Grandstand Budapest.”, *Steel references in Europe: Hungary*, (<https://www.steelconstruct.com/old/references>).

Iványi János, Iványiné Konrád Gizella és Bazsó Gábor (2009). “Volt egyszer egy város... Újpest jelentős épületei.”, *Kossuth Kiadó* (ISBN 978-963-09-6006-9):246.

*Nyilatkozat*

- Dr. Hegedűs Tamás, a KÉSZ Kft. Budapesti Statikus Iroda akkori vezetőjének, a szerkezet felelős vezető tervezőjének nyilatkozta (**1. nyilatkozat**).

*Dokumentum*

- „European Award for Steel Structures Diploma” fotókópiája (**1. dokumentum**).

## 6.4. Összegzés

A kutatást sohasem tekintetem öncélúnak. Amikor a ConSteel szoftver tudományos-szakmai koncepcióját és prototípus programját megalkottam, gyakorlati cél vezérelt. Olyan szoftvert képzeltem el, amelyik a napi feladatok megoldása mellett segíti a mérnököt az általa tervezett szerkezet valós viselkedésének megértésében. A 14 DOF rúd végelem képes az acél rúdszerkezet térbeli stabilitási viselkedésének leírására, ezért azt az ANALYSIS ágens alapelemének választottam. A fejlett analízis megkívánta a keresztmetszetek kezelésének újszerű megközelítését. Ezért kifejlesztettem az EPS-GSS duális keresztmetszeti modellrendszert. Az adatmodelleket és a származtatott modelleket, valamint az azokon értelmezett általánosított eljárásokat a SECTION osztályba zártam. Újszerű megközelítés volt, hogy a szokásosan utófolyamatként értelmezett teherbírasi ellenőrzéseket általánosított eljárásokként szintén az osztályba zártam. Az osztályra épített SECTION ágens az ANALYSIS

és a DESIGN ágensek kiszolgálása mellett önálló felhasználói felülettel is rendelkezik. A DESIGN ágens a méretezést támogatja, de a keresztmetszetekhez kötődő kihasználtságokat a SECTION ágens szolgáltatja. A ConSteel szoftver magját a három ágens adja. Az ágensek tudományos-szakmai alapjait az 1-4. téziseimben fogalmaztam meg. Az 5. tézisem a három ágens koncepcióját és prototípus programját mondja ki alkotásnak. Továbbá a negyedik alkotásomnak egy olyan acélszerkezetet neveztem meg, amelynek koncepcionális tervezésében a három ágens újszerű megközelítéseinek alapvető szerepe volt. A fentiek alapján kimondom az 5. tézisemet:

### **Az 5. tézis**

*A kutatási eredményeim alapján megalkottam a **ConSteel** acélszerkezeti integrált számító és méretező szoftver **SECTION, ANALYSIS** és **DESIGN** ágenseinek koncepcióit és működő prototípusait. A prototípusok alábbi *K+F+I* tulajdonságai a mai napig meghatározzák a szoftver tudományos-szakmai teljesítményét, biztosítják a versenyképességét és a továbbfejlesztésének lehetőségét.*

*A **SECTION** ágens innovatív tulajdonságai:*

- *objektum-orientált duális (EPS-GSS) keresztmetszeti geometriai modellrendszer;*
- *keresztmetszeti jellemzők teljes spektrumának számítása;*
- *szabványos keresztmetszeti ellenállások teljes spektrumának ( $\eta_1$ - $\eta_4$  szintek) számítása az EPS modelleken, általánosított eljárásokkal;*
- *globális stabilitási ellenállás számítása az EPS modelleken általánosított eljárásokkal.*

*Az **ANALYSIS** ágens innovatív tulajdonságai:*

- *objektum-orientált duális rúd- és héjszerkezeti modellezés;*
- *külpontos szerkezeti elemek és terhek;*
- *változó gerincmagasságú szerkezeti elemek;*
- *14 szabadságfokú rúd végelelemes módszer;*
- *globális rugalmas stabilitási analízis.*

*A **DESIGN** ágens innovatív tulajdonságai:*

- *globális stabilitásvizsgálat az „általános” és az OIM módszerek alapján;*
- *globális szerkezetvizsgálat a SECTION osztályba zárt általánosított eljárások támogatásával;*
- *mértékadó vizsgálatok automatikus kiválasztása, a vizsgálati eredmények mélyelemzésének biztosítása.*

*A ConSteel 3.0 szoftver verzióban implementált ágensek alkalmazásával megalkottam az UTE Stadion „2003 European Award for Steel Structures by ECCS” díjas acélszerkezetének koncepcionális tervét.*

A tézis alapjául szolgáló publikációim: Papp et al. 2001; Papp and Iványi, 2000; Papp et al. 2014a és 2014b; Papp et al. 2015; Papp és Hegedűs, 2001; Papp, 2003a.

## 7. Összefoglalás

Az acélszerkezetek integrált analízise és méretezése két paradigma formájában van jelen korunk acélszerkezeti tervezésében. A hagyományos paradigma a robosztus rúdszerkezeti modellen végzett analízis és a szabványos ellenőrzési formulákat alkalmazó méretezés összekapcsolásán alapul. A feltörekvő paradigma a GMNIA módszertanát ülteti át a kutatás szintjéről a napi gyakorlat szintjére. A két paradigma a következő évtizedben még bizonyosan együtt él. Az értekezésemben a hagyományos paradigmán alapuló integrált eljárásrendszer kutatásával és fejlesztésével foglalkoztam. A javasolt eljárásrendszer a napi tervezési gyakorlatban legtöbbször előforduló acélszerkezeti típusok tervezésére ad olyan megoldásokat, amelyek megfelelő pontossággal közelítik az új paradigma eszközszerével kapható eredményeket.

A kutatói és az alkotói tevékenységem eredményeit minősített nemzetközi tudományos és ismeretterjesztő publikációkban adtam közre, és a ConSteel integrált acélszerkezeti méretező szoftverben jelenítettem meg. A két területen elért eredményeimet a jelen értekezésben foglaltam össze. A tudományos eredményeket az értekezés első négy tézisében mutattam be, az alkotói tevékenységem kiemelt eredményeit az ötödik tézisben.

Az általam végzett kutatás-fejlesztés legfőbb célja az volt, hogy a kutatói területen már ismert 14 DOF rúd végeselemes módszert integráljam a szabványos méretezéssel, és a kapott eljárásrendszert bevezessem a mérnöki tervezés gyakorlatába. Ennek alapfeltétele egy olyan szoftver létrehozása volt, amelyik a napi mérnöki tapasztalatokból építkezik, ugyanakkor képes befogadni az új kutatási eredményeket. Ehhez három részterületen végeztem új eredményekkel járó kutató-fejlesztő munkát.

Az első részterület a keresztmetszetek modellezése és a keresztmetszeti jellemzők számítása volt. Megalkottam az újszerű objektum-orientált EPS-GSS keresztmetszeti objektumrendszert, és kifejlesztettem egy prototípus programot, amely az új koncepció alapján működik. Az eljárás újszerűsége, hogy a keresztmetszeti jellemzők számítását és a szabványos ellenállásokat számító eljárásokat az általánosított EPS modellen értelmeztem, és a SECTION osztályba integráltam. Az újszerű tudományos eredményeket az **1. tézisben** mondtam ki.

A második részterület a 14 DOF rúd végeselemen alapuló analízisnek a napi mérnöki gyakorlatba történő átültetése volt. Megalkottam a ConSteel objektum-orientált szerkezeti modell koncepcióját és adatmodelljét. Prototípus programokat fejlesztettem, amelyek alapját képezték a ConSteel szoftver további fejlesztésének. Az elem központos elhelyezésének és a változó gerincmagasság hatásának viszonylag pontos figyelembevételének köszönhetően az eljárásom a napi tervezési gyakorlat kiszolgálása mellett alkalmassá vált újszerű méretezési módszerek kutatására is. A tudományos eredményeket az **2. tézisben** mondtam ki.

A harmadik részterület az „általános” globális stabilitásvizsgálati módszer kutatása és a tervezési gyakorlatba történő bevezetése volt. Az újszerűség a 14 DOF végeselemes analízis és a munkahipotézisen nyugvó „általános” módszer összekapcsolásában, valamint a gyakorlati alkalmazást lehetővé tevő program kifejlesztésében rejlett. Az általam javasolt módszert elsőként az Eurocode 3 magyar nemzeti alkalmazása vezette be, majd később megjelent az európai EN 1993-1-1 szabványban is. Az újszerű tudományos eredményeket az **3. tézisben** mondtam ki.

A három részterületen elért kutatási eredmények szilárd alapot adtak a modell alapú globális stabilitásvizsgálat nemzetközi szintű kutatásához. Az utóbbi évek munkája vezetett el az egyenértékű tökéletlenség módszer (OIM) általánosításához és pontosságának elemzéséhez. Itt kell megemlítenem Szalai kutatását is, aki elsőként bizonyította az „általános” módszer formulájának elméleti helyességét, és ezzel a hipotézis szintjéről tudományos alapokra helyezte a téma nemzetközi szintű kutatását. A fenti eredmények lehetővé tették, hogy aktív szerepet vállaljak az EN 1993-1-1 európai szabvány megújításában, az ECCS TC8 Stability és a CEN/TC250/SC 3 WG 1 bizottságok keretein belül. Az újszerű tudományos eredményemet az **4. tézisben** mondtam ki.

A fenti kutatási eredmények közvetlenül beépültek a ConSteel szoftverbe, amelynek koncepcióját és a későbbi verziók alapját képező prototípus programját saját átfogó alkotásomnak tekintem, amelyet három tételes alkotás formájában mutattam be. A kutatás és fejlesztés mellett több jelentős acélszerkezet koncepcionális tervezésében vettem részt. Ezek közül az UTE Stadion acélszerkezetét emeltem ki, ahol a munkám szorosan kapcsolódott a ConSteel szoftver újszerű tulajdonságaihoz. Az alkotói tevékenységem eredményeit az **5. tézisben** mondtam ki.

A modell alapú integrált analízis-méretezés módszertanának kutatás-fejlesztése a 2002-ben általam megfogalmazott e-Design koncepció mentén folytatódik. Az NKFIA Vállalati KFI\_16 program keretében 2018. év elején elindult a STEELSpace nevű projekt, amelynek rövid címe: *„Integrált tervezési tér a hatékony acélszerkezeti építészetért”*. A K+F+I projekt jelentős előrelépést hoz az általam létrehozott ConSteel tervezési koncepció fejlődésében.

A 14 DOF rúd végeeselemes analízis és az újszerű OSDM és OIM eljárások általános és összetett térbeli modellen történő alkalmazhatóságának alapfeltétele a keresztmetszeti öblösödés csomóponton történő átvitelének megfelelően pontos megoldása. Ezért ez a téma a ConSteel szoftver rövidtávú kutatás-fejlesztési tervében, továbbá az egyetemi kutatócsoportom tervében is kiemelt helyen szerepel.

A kutatás-fejlesztési eredményeinket (OSDM és OIM), az EN 1993-1-1 új kiadásával összekötve, egy ECCS technikai dokumentumban kívánjuk megjelentetni. A kötet megírására az ECCS TC8 Stability tudományos bizottságának elnöke, Prof. Bert Snijder kért fel minket a bizottság 2017. október 27-i coimbrai ülésén. A könyvben bemutatandó eredmények közvetlenül hasznosíthatóak lesznek az SDS alkalmazásokban. Erre feltehetően először a ConSteel szoftverben kerül sor, aminek következtében a magyar fejlesztésű szoftver nemzetközi szinten is versenyelőnyre tehet szert.

Az értekezésben bemutatott, a méretezéselmélet területén elért kutatás-fejlesztési eredmények középtávon lehetővé teszik olyan SDS alkalmazások kifejlesztését, amelyek képesek a modern acélepítészeti tervezést robosztus rúdszerkezeti modellek kezelésével támogatni. A kifejlesztett eljárások pontossága az acélszerkezeti kialakítások jelen értekezésben tárgyalt széles területén megközelíthetik a GMNIA alapján álló tervezési módszer pontosságát. Más szerkezeti kialakítások esetén (pl. összetett kialakítású csomópontok; különleges kialakítású tartóelemek; stb.) a GMNIA alapú új tervezési paradigma eljárásrendszere ad megoldást. A két tervezési paradigma eszközrendszerének és módszertanának párhuzamos alkalmazása minden eddiginél hatékonyabb acélszerkezeti tervezést tesz lehetővé.

## 8. Hivatkozások

*Az értekezés hivatkozásait fejezetenként csoportosítottam. Néhány esetben egy hivatkozás több fejezetnél is megjelenik. Ezzel az olvasó könnyebb tájékozódását kívántam segíteni.*

### 1. fejezet

Badari Bettina (2016). *Új eljárás hajlított és nyomott-hajlított acélszerkezeti elemek stabilitásvizsgálatára*, PhD disszertáció, BME Hidak és Szerkezetek Tanszék.

Badari, B. and Papp, F. (2015). „On design method of lateral-torsional buckling of beams: State of the art and a new proposal for a general type design method.”, *Periodica Polytechnica-Civil Engineering* 59 (2):179-192.

Balogh, J. (2003). *An Object-Oriented Architecture for Analysis and Design of Steel Structures*, PhD Dissertation, Colorado State University – Budapest University of Technology and Economics, Fort Collins – Budapest.

Beer, H. and Schulz, G. (1970). “Bases théoriques des courbes européennes de flambement.”, *Construction Métallique* 3:37-57.

Boissonade, N., Jaspard, JP., Muzeau, JP. and Villette, M. (2002). “Improvement of the interaction formulae for beam columns.”, *Computers & Structures* 80:2375-2385.

Chen, W. and Atsuta, T. (1977). *Theory of Beam-Columns. Vol. 2: Space Behavior and Design*, McGraw-Hill: a:539-608, b:17-47.

ConSteel (2017). *Professzionális acélszerkezet tervező szoftver építőmérnököknek*, <http://www.consteel.hu/hu>.

Costa, FCM. and Rondal, J. (1987). “Effect des imperfections sur les phénomènes d’instabilité des structures en acier.”, *Annales de l’Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics* 451.

Dunai, L. (2007). *Innovative steel and composite structures*, MTA Doktora disszertáció, Budapest.

Feldmann, M. (2017). *Proposal for a general reduction curve for combined out-of-plane FB and LTB by consistent interaction approach*, ECCS TC8 Stability Document, 19 May 2017, Drezda, Germany.

Feldmann, M., Wiescholke, M. and Heinemeyer, C. (2017). „Biege- und Biegedrillknicken in konsistentem Ansatz als Basis einer allgemeinen Knickkurve für EC3-1-1, 6.3.4.”, *Stahlbau* 86(8):699-706.

Fukumoto, Y. and Itoh, Y. (1983). „Evaluation of multiple column curves using the experimental database approach.”, *Journal of Constructional Steel Research* 3:2-19.

Greiner, R. (2001). *Background information on the beam-column interaction formulae at Level 1*, ECCS TC8 Document, Ad-hoc working group on beam-columns, Technical University Graz.

Halász Ottó és Iványi Miklós (2001). *Stabilitáselemélet. Acélszerkezetek méretezésének elvei és módszerei.*, Akadémiai Kiadó, Budapest: a:464-478, b:574-576, c:585-587.

Hunyadi Ferenc (1962). *Vékonyfalú nyílt és zárt szelvényű acélrudak stabilitási kérdései*, Műszaki doktori értekezés, Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem, Budapest.

IFC2x4 (2009). *Industrial Foundation Classes (IFC)*, IAI Tech International, buildingSMART International, (<http://www.iai-tech.org>).

Jörg, F. and Kuhlmann, U. (2018). *Experimental investigation of steel members subjected to axial compression, bending and torsion*, ECCS TC8 Stability Document, 18 May 2018, Munich, Germany.

Kolbrunner, FC. and Basler, K. (1966). *Torsion*, Springer Berlin:96-128.

Kövesdi, B. and Somodi, B. (2018). “Buckling resistance of HSS box sections Part II: Analytical study.”, *Journal of Constructional Steel Research* 140:25–33.

Maquoi, R. and Rondal, J. (1978). „Mise en equation des nouvelles courbes Européennes de flambement.”, *Construction Métallique* 1:17-30.

MSZ EN 1993-1-1 (2005). *Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése, 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok*: a:56-60, b:60-64, c:64-65, d:36

MSZ EN 1998-1 (2005). *Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezése, 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok*:59-61.

Papp, F. (2003a). „Application of ConSteel in design of UTE Stadium.”, Proceedings of the International Conference on Metal Structures – ICMS-03, Miskolc, Hungary, April 3-5, 2003, Metal Structures – Design, Fabrication, Economy, (ed. Jármai,K., Farkas,J.), Millpress:329-336.

Papp Ferenc (2006). *Internet alapú e-Design architektúra*, e-Design K+F Közlemények III. kötet, NKFP 2002 2/16 projekt kiadványa, Budapest, 2003-2006, 5. fejezet: Az e-Design rendszer megvalósítása, 2006. január 9.

Papp Ferenc (2009). *Acélszerkezetek integrált számítógépes méretezése: kutatástól a megvalósításig*, Habilitációs tézisek, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőmérnöki Kar Habilitációs Bizottsága, Budapest.

Papp, F., Iványi, M. and Jármai, K. (2001). “Unified object-oriented definition of thin-walled steel beam-column cross-sections.”, *Computers & Structures* 79:839-852.

Papp Ferenc, Szalai József és Virányi Viktor (2003). *A 4. keresztmetszeti osztályú szelvények héjvégelemes alapú méretezési elmélete*, e-Design K+F Közlemények I. kötet: Alap kutatási eredmények, 2. Fejezet, NKFP 2002 2/16 projekt kiadványa, Budapest:19-25.

Pilkey, WD. (2002). *Analysis and Design of Elastic Beams: Computational Methods*, Wiley, ISBN:978-0-471-38152-5:153-167.

RSTAB (2017). RSTAB – Structural Engineering Software for Analysis and Design, <https://www.dlubal.com/en/products/cross-section-properties-software>.

Silva, LS., Tankova, T., Marques, L. and Rebelo, C. (2016a). “Safety assessment of Eurocode 3 stability design rules for the flexural buckling of columns.”, *Advanced Steel Construction* 12(3):328-358.

Strating, J. and Vos, H. (1973). „Computer simulation of the E.C.C.S. Buckling Curves using a Monte Carlo Method.”, *HERON* 19(2):5-38.

Szalai, JA. (2007). *Melegen hengerelt acélrudak szabványos teherbírásának vizsgálata valószínűségelméleti alapokon*, PhD disszertáció, BME Hidak és Szerkezetek Tanszék, Budapest:107-114.

Szalai, JA. (2017). “Complete generalization of the Ayrton-Perry formula for beam-column buckling problems.”, *Engineering Structures* 153:205-223.

Szalai, JA. and Papp, F. (2005a). “A new residual stress distribution for hot-rolled I-shaped sections.”, *Journal of Constructional Steel Research* 61(6):845-861.

Szalai, JA. and Papp, F. (2005b). “An automatic strain-based incremental-iterative technique for elasto-plastic beam–columns.”, *Rakenteiden Mekaniikka - Journal of Structural Mechanics* 38(1):28-44.

Szalai, JA. and Papp, F. (2010). “On the theoretical background of the generalization of Ayrton-Perry type resistance formulas.”, *Journal of Constructional Steel Research* 66:670-679.

Szalai, JA. and Papp, F. (2017). „Reforming the „General method”. *Overall Stability Design Method OSDM – the Hungarian proposal.*”, Document of the ECCS TC8 Stability Committee, 19 of May 2017, Coimbra, Portugal.

Tankova, T., Marques, L., Andrade, A. and Silva, LS. (2017). “A consistent methodology for the out-of-plane buckling resistance of prismatic steel beam-columns.”, *Journal of Constructional Steel Research* 128:839-852.

Tankova, T., Martins, JP., Silva, LS., Simoes, R. and Craveiro, HD. (2018). “Experimental buckling behaviour of web tapered I-section steel columns.”, *Journal of Constructional Steel Research* 147:293-312.

Taras, A. and Greiner, R. (2010). “New design curves for lateral-torsional buckling - Proposal based on a consistent derivation.”, *Journal of Constructional Steel Research* 66:648-663.

Taras, A. and Unterweger, H. (2012). *Proposal for amended rules for member buckling and semi - compact cross-section design*, ECCS TC8 Document – 2012.11.18 (2<sup>nd</sup> version): a:26-29, b:31-34.

Vörös Gábor (2003). *Többfunkciós héj végeelemes számító motor (H-motor)*, e-Design K+F Közlemények, I. Alapvetési eredmények, 1. fejezet, NKFP 2002/16 Projekt, Budapest: 5-9.

Yrban, И.В. (1955). *Теория Расчёта Стержневых Тонкостенных Конструкций*, Государственное Транспортное Железнодорожное Издательство, Москва.

## 2. fejezet

ConSteel (2013). *ConSteel integrált acélszerkezeti méretező rendszer*, <http://www.consteel.hu/hu>.

EN 1993-1-5 (2006). *Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-5: Plated structural elements*:13-17.

Kolbrunner, F.C. and Basler, K. (1966). *Torsion*, Springer Berlin:96-128.

MSZ EN 1993-1-1 (2005). *Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok*:45-56.

Papp, F., Iványi, M. and Jármái, K. (2001). “Unified object-oriented definition of thin-walled steel beam-column cross-sections”, *Computers & Structures* 79:839-852.

Papp, F. (2003a). „Application of ConSteel in design of UTE Stadium.”, Proceedings of the International Conference on Metal Structures – ICMS-03, Miskolc, Hungary, April 3-5, 2003, Metal Structures – Design, Fabrication, Economy, (ed. Jármái, K., Farkas, J.), Millpress 2003:329-336.

## 3. fejezet

Andrade, A. and Camotim, D. (2005). „Lateral-torsional buckling of singly symmetric tapered beams: theory and application.”, *Journal of Engineering Mechanics ASCE* 131(6):586-597.

Andrade, A., Providência, P. and Camotim, D. (2010). „Elastic lateral-torsional buckling of restrained web-tapered I-beams.”, *Computers & Structures* 88:1179-1196.

Barsoum, RS. and Gallagher, RH. (1970). “Finite element analysis of torsional and torsional-flexural stability problems.”, *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 2:335-352.

Bradford, M. and Cuk, PE. (1988). “Elastic buckling of tapered Monosymmetric I-beams.”, *Journal of Structural Engineering ASCE* 114(5):977-996.

Chen, W. and Atsuta, T. (1977). *Theory of Beam-Columns. Vol. 2: Space Behavior and Design*, McGraw-Hill: a:539-608, b:17-47.

Kindmann, R. and Kraus, M. (2011). *Steel structures. Design using FEM*, Verlag Ernst & Sohn Berlin: 315-328.

Kitipornchai, S. and Trahair, NS. (1975). “Elastic behavior of tapered monosymmetric I-beams.”, *Journal of the Structural Division* 101(8):1661-78.

Rajasekaran, S. (1994). “Equations for tapered thin-walled beams of generic open sections.”, *Journal of Engineering Mechanics* 120:1607-1629.

Ronagh, HR., Bradford, MA. and Attard, MM. (2000a). „Nonlinear analysis of thin-walled members of variable cross-section. Part I: Theory.”, *Computers & Structures* 77(3):285-299.

Ronagh, HR., Bradford, MA. and Attard, MM. (2000b). „Nonlinear analysis of thin-walled members of variable cross-section. Part II: Application.”, *Computers & Structures* 77(3):301-313.

RSTAB (2017). RSTAB – Structural Engineering Software for Analysis and Design, <https://www.dlubal.com/en/products/cross-section-properties-software>.

Vlasov, V.Z. (1961). *Thin-walled elastic beams* (2nd ed.), Israel Program for Scientific Translation, Jerusalem, Israel.

Vörös Gábor (2003). *Többfunkciós héj végeelemes számító motor (H-motor)*, e-Design K+F Közlemények, I. Alaputatási eredmények, 1. fejezet, NKFP 2002/16 Projekt, Budapest.

Wunderlich, W. and Kiener, G. (2004). *Statik der Stabtragwerke*, Teubner, Wiesbaden, ISBN-13 978-3-519-05061-2:315-328.

Yang, Y-B. and Yau, J-D. (1987). „Stability of beams with tapered I-sections.”, *Journal of Engineering Mechanics* 113:1337-1357.

Yau, J-D. (2006). “Stability of tapered I-beams under torsional moments.”, *Finite Elements in Analysis and Design* 42:914-927.

#### 4. fejezet

Agüero, A., Pallarés, L. and Pallarés, FJ. (2015a). “Equivalent geometric imperfection definition in steel structures sensitive to flexural and/or torsional buckling due to compression.”, *Engineering Structures* 96:160-177.

Bijlaard, F., Feldmann, M., Naumes, J. and Sedlacek, G. (2010). “The ‘general method’ for assessing the out of plane stability of structural members and frames and the comparison with alternative rules in EN1993 – Eurocode3 – Part1-1.”, *Steel Constructions* 3(1):19–33.



Boissonade, N., Jaspard, JP., Muzeau, JP. and Villette, M. (2002). "Improvement of the interaction formulae for beam columns.", *Computers & Structures* 80:2375-2385.

Chladný, E. and Štujberová, M. (2013a). "Frames with global and local imperfection in the shape of the elastic buckling mode (Part 1).", *Stahlbau* 83(8):609-617.

Ferreira, J., Real, PV. and Couto, C. (2017). "Comparison of the General Method with the Overall Method for the out-of-plane stability of members with lateral restraints.", *Engineering Structures* 151: 153–172.

FINAL DRAFT prEN 1993-1-1 (2003). *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*.

Greiner, R. (2001). *Background information on the beam-column interaction formulae at Level 1*, ECCS TC8 Document, Ad-hoc working group on beam-columns, Technical University Graz.

Kucukler, M., Gardner, L. and Macorini, L. (2015). "Lateral-torsional buckling assessment of steel beams through a stiffness reduction method.", *Journal of Constructional Steel Research* 109:87–100.

MSZ 15024/1-85 (1986). *Építmények acélszerkezeteinek erőtani tervezése. Általános előírások*:10.

MSZ ENV 1993-1-1 NAD (2000). *Magyar Nemzeti Dokumentum az Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése 1.1 részéhez: Általános szabályok. Általános és az épületekre vonatkozó szabályok*:32-36.

Papp, F. (1998). „An automatic procedure for computer aided design of steel beam-column structures.”, *Journal of Constructional Steel Research* 46(1-3), Paper No. 325 on CD:1-9.

Papp, F. (2003a). „Application of ConSteel in design of UTE Stadium.”, Proceedings of the International Conference on Metal Structures – ICMS-03, Miskolc, Hungary, April 3-5, 2003, Metal Structures – Design, Fabrication, Economy, (ed. Jármai,K., Farkas,J.), Millpress:329-336.

Papp, F. (2008). "Global stability analysis using general method.", [www.consteelsoftware.com/en/downloads/white-papers:1-6](http://www.consteelsoftware.com/en/downloads/white-papers:1-6).

Papp, F. and Iványi, M. (2002). "Developments in structural design of beam-columns: A review from CAD point of view.", Stability and Ductility of Steel Structures, SDSS Colloquium 2002, Professor Ottó Halász Memorial Session, Budapest, Akadémiai Kiadó:13-22.

Papp, F. and Szalai, JA. (2011). "Theory and application of the general method of Eurocode 3 Part 1-1.", EuroSteel 2011, 6th European Conference on Steel and Composite Structures, Edited by Dunai et al., Budapest, Hungary.

Papp, F. and Szalai, JA.(2013). "New approaches in Eurocodes 3 – efficient global structural design Part 0: An explanatory introduction.", ConSteel Solutions Ltd., (<http://www.consteel.hu/hu/cikkek/ismeretterjeszto-cikkek>)

Papp, F., Rubert, A. and Szalai, JA. (2014a). "DIN EN 1993-1-1-konforme integrierte Stabilitätsanalysen für 2D/3D-Stahlkonstruktionen (Teil 1).", *Stahlbau* 83:1–15.

Papp, F., Rubert, A. and Szalai, JA. (2014b). "DIN EN 1993-1-1-konforme integrierte Stabilitätsanalysen für 2D/3D-Stahlkonstruktionen (Teil 2).", *Stahlbau* 83:122–141.

Papp, F., Rubert, A. and Szalai, JA. (2014c). „DIN EN 1993-1-1-konforme integrierte Stabilitätsanalysen für 2D/3D-Stahlkonstruktionen (Teil 3).“, *Stahlbau* 83:325–342.

Papp, F., Rubert, A. and Szalai, JA. (2015). „Räumliche Stabilitätsanalysen und Globale Stabilitätsnachweise nach DIN EN 1993-1-1.”, *Bauingenieur* 90:469-477.

Rondal, J. and Maquoi, R. (1979). "Formulation d'Ayrton-Perry pour le flambement des barres metaliques.", *Construction Metallique* 4:41–53.

Szalai, JA. (2011). "The 'General Method' of EN 1993-1-1", *New Steel Constructions* 19(4):30-31.

Szalai, JA. (2017). "Complete generalization of the Ayrton-Perry formula for beam-column buckling problems.", *Engineering Structures* 153:205-223.

Szalai, JA. and Papp, F. (2010). "On the theoretical background of the generalization of Ayrton-Perry type resistance formulas.", *Journal of Constructional Steel Research* 66:670-679.

Szalai, JA. and Papp, F. (2017). „Reforming the „Genral method”. Overall Stability Design Method OSDM – the Hungarian proposal.”, ECCS TC8 Document, Coimbra, Portugal.

Taras, A. and Greiner, R. (2010). "New design curves for lateral-torsional buckling - Proposal based on a consistent derivation.", *Journal of Constructional Steel Research* 66:648-663.

## 5. fejezet

Agüero, A., Pallarés, L. and Pallarés, FJ. (2015a). "Equivalent geometric imperfection definition in steel structures sensitive to flexural and/or torsional buckling due to compression.", *Engineering Structures* 96:160-177.

Agüero, A., Pallarés, L. and Pallarés, FJ. (2015b). "Equivalent geometric imperfection definition in steel structures sensitive to lateral torsional buckling due to bending moment.", *Engineering Structures* 96:41-55.

Anwar, G. (2015). *Assessment and Validation of an Ayrton-Perry Design Methodology for the Verification of Flexural and Lateral-Torsional Buckling of Prismatic Beam-Columns*, MSc Thesis, University of Coimbra.

Badari, B. and Papp, F. (2015). „On design method of lateral-torsional buckling of beams: State of the art and a new proposal for a general type design method.", *Periodica Polytechnica-Civil Engineering* 59 (2):179-192.

Basaglia, C., Camotim, D. and Silvestre, N. (2011). „Torsion warping transmission at thin-walled frame joints: Kinematics, modelling and structural response.", *Journal of Constructional Steel Research* 69(1):39-53.

Boissonade, N., Greiner, R., Jaspart, JP. and Lindner, J. (2006). "Rules for member stability in EN 1993-1-1: Background documentation and design guidelines.", ECCS European Convention for Constructional Stellwork, Publ. N°119, 206 pages, ISBN 92-9147-000-84.

Calgaro, JA., Bijlard, F., Kuhlmann, U., Snijder, B., Lagerquist, O., Kouhi, J., Naumes, J., Sedlacek, G., Aasen, B., Pope, R., Pescatore, IP., Saegrov, R. and Müller, V. (2010). *Consistency of the equivalent imperfections used in design and the tolerance for geometric imperfections used in execution*, Document CEN/TC250-CEN/TC135-Liaison, Version February 2010.

Chladný, E. and Štujberová, M. (2013a). "Frames with global and local imperfection in the shape of the elastic buckling mode (Part 1).", *Stahlbau* 83(8):609-617.

Chladný, E. and Štujberová, M. (2013b). "Frames with global and local imperfection in the shape of the elastic buckling mode (Part 2).", *Stahlbau* 83(9):684–694.

Gensichen, V. and Lumpe, G. (2013). „Theorie II. und III. Ordnung – die großen Missverständnisse.“, *Stahlbau* 82(10):762-774.

Greiner, R. and Aswandy, A. (2005). “Design of members under bending and axial compression with intermediate lateral restraints – Numerical simulations and application of EC3.”, 4th European Conference on Steel and Composite Structures, Eurosteel 2005, Maastricht.

Hajdú, G., Papp, F. and Rubert, A. (2017). “Vollständige äquivalente Imperfektionsmethode für biege- und druckbeanspruchte Stahlträger.”, *Stahlbau* 86(6):483-496.

Hajdú, G. and Papp, F. (2018). "Safety assessment of different stability design rules for beam-columns.", *Structures* 14C:376-388, DOI 10.1016/j.istruc.2018.05.002.

Kocubiej, S. and Cichoń, C. (2014). "Global static and stability analysis of thin-walled structures with open cross-section using FE shell-beam models.", *Thin-Walled Structures* 82:196-211.

La Poutre, D. (2005). *Inelastic spatial stability of circular wide flange arches*, Technische Universiteit Eindhoven DOI: 10.6100/IR585818:121-130.

László, G. and Papp, F. (2018). “Buckling assessment of portal frames through overall imperfection method.”, The Thirteenth International Conference on Computational Structures Technology 2018, 4-6 September 2018, Sitges, Barcelona, Spain, (accepted extended abstract to oral presentation, ref. num. CSTX2018\_0258).

László, G., Papp, F. and Movahedi, RM. (2018). “Examination of bimoment transmission through joints of steel frame structures.”, *Pollack Periodica* 13 (under review)

Marques, LRS. (2012). *Tapered steel members: Flexural and lateral-torsional buckling*. Dissertação apresentada para o grau de Doutor na Especialidade de Construção Metálica e Mista, Coimbra:204-209.

Marques, LRS., Taras, A., Silva, LS., Greiner, R. and Rebelo, C. (2012). “Development of a consistent buckling design procedure for tapered columns.”. *Journal of Constructional Steel Research* 72:61-74.

MSZ EN 1993-1-1 (2005). *Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése, 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok*:36.

Ofner, (1997). *Traglasten von Stäben aus Stahl bei Druck und Biegung*, PhD thesis, TU Graz.

Papp, F. (2016). „Buckling assessment of steel members through overall imperfection method.”, *Engineering Structures* 106:124–136.

Rondal, J. and Maquoi, R. (1979). “Formulation d’Ayrton-Perry pour le flambement des barres métalliques.”, *Construction Metallique* 4:41–53.

Silva, LS., Tankova, T. and Marques, L. (2016b). “On the Safety of the European Stability Design Rules for Steel Members.”, *Structures* 8 Part II:157-169.

Shayan, S. and Rasmussen, KJR. (2014). “A model for warping transmission through joints of steel frames.”, *Thin-Walled Structures* 82:1-12.

Snijder, B., Aa, R., Hofmeyer, H. and Hove, D. (2018). „Lateral torsional buckling design imperfections for use in non-linear FEA.”, *Steel Construction* 11:49-56.

Stangenberg, H. (2007). *Zum Bauteilnachweis offener, stabilitätsgefährdeter Stahlbauprofile unter Einbeziehung seitlicher Beanspruchungen und Torsion*, PhD dissertation, RWTH Aachen, Heft 61, Shaker Verlag.

Szalai József (2007). *Melegen hengerelt acélrudak szabványos teherbírásának vizsgálata valószínűségelméleti alapokon*, PhD disszertáció, BME Hidak és Szerkezetek Tanszék, Budapest:107-114.

Szalai, JA. (2017). “Complete generalization of the Ayrton-Perry formula for beam-column buckling problems.”, *Engineering Structures* 153:205-223.

Szalai, JA. and Papp, F. (2010). “On the theoretical background of the generalization of Ayrton-Perry type resistance formulas.”, *Journal of Constructional Steel Research* 66:670-679.

Tankova, T., Marques, L., Andrade, A. and Silva, LS. (2017). “A consistent methodology for the out-of-plane buckling resistance of prismatic steel beam-columns.”, *Journal of Constructional Steel Research* 128:839-852.

Taras, A. and Greiner, R. (2010). “New design curves for lateral-torsional buckling - Proposal based on a consistent derivation.”, *Journal of Constructional Steel Research* 66:648-663.

Tong, GS., Yan, XX. and Zhang, L. (2005). “Warping and bimoment transmission through diagonally stiffened beam-to-column joints.”, *Journal of Constructional Steel Research* 61:749-763.

Trahair, NS. (1993). *Flexural-torsional buckling of structures*, E & FN SPON London, ISBN 0 419 17110 5:217.

Wieschollek, M., Schillo, N., Feldmann, M. and Sedlacek, G. (2012). “Lateral-torsional buckling checks of steel frames using second-order analysis.”, *Steel Construction* 5(2):71-86.

Wu, L. and Mohareb, M. (2013). „Finite-Element Formulation for the Lateral Torsional Buckling of Plane Frames.”, *Journal of Engineering Mechanics*139:512-524.

## 6. fejezet

Bernuzzi, C., Pieri, A. and Squadrito, V. (2014). „Warping influence on the static design of unbraced steel storage pallet racks.”, *Thin-Walled Structures* 79:71–82.

Bernuzzi, C., Draskovic, N. and Simoncelli, M. (2015). „European and United States approaches for steel storage pallet rack design: Part 2: Practical applications.”, *Thin-Walled Structures* 97(12):321-341.

Cristea, AC. and Alexa, P. (2012). „Structural design of a roof steel structure having double curvature.”, *Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture* 55(3):263-275.

ECCS (2003). *Covering of the UTE Stadium's Grandstand Budapest*, Steel references in Europe: Hungary, (<https://www.steelconstruct.com/old/references>).

Eggemann, H. (2003). „Entwurf, Fertigung und Wirtschaftlichkeit im Stahlbau.”, *Stahlbau* 73(4):282.

Feleki, A. and Nagy, Zs. (2016). “Challenges in structural designing of egg-shaped steel structure.” In: 19th IABSE Congress: Challenges in Design and Construction of an Innovative and Sustainable Built Environment:1-8.

Frisch, E.C. (2003). *Hungary: Covering of the UTE Stadium's Grandstand Budapest*, Steel Design Awards 2003, Editor and copyright: Evelyn C. Frisch, SZS Swiss Institute of Steel Construction, Zurich, 2003 (2 oldalas nyomtatott ismertető).

Iványi János, Iványiné Konrád Gizella és Bazsó Gábor (2009). *Volt egyszer egy város... Újpest jelentős épületei*, Kossuth Kiadó, ISBN 978-963-09-6006-9:246.

Jiang, L., Qi, J., Scanlon, A. and Sun, L. (2013). „Distortional and local buckling of steel-concrete composite box-beam.”, *Steel and Composite Structures* 14(3):243-265.

Lip, H. (2004). „The Beam element verification for 3D elastic steel frame analysis.”, *Computers & Structures* 82:1167-1179.

MTI (2003). *Európai Acélszerkezeti Díj az UTE stadion lefedéséért*, MTI Direkt – Magyar Távirati Iroda Zrt., Tény és való 2003. szeptember 26. 10:55.

Papp, F. (1996). *Computer aided design of steel beam-column structures*, MTA kandidátusi értekezés.

Papp, F. (2003a). “Application of ConSteel in design of UTE Stadium.”, Proceedings of the International Conference on Metal Structures – ICMS-03, Miskolc, Hungary, April 3-5, 2003, Metal Structures – Design, Fabrication, Economy, (ed. Jármai, K., Farkas, J.), Millpress 2003:329-336.

Papp Ferenc (2003b). *Internet alapú e-Design architektúra*, e-Design K+F Közlemények III. kötet 1-3 fejezetek (2003. június 30.) NKFP 2002 2/16 projekt kiadványa, Budapest.

Papp, F. (2003c). “Roofing UTE Stadium in Budapest - Project for Reconstruction of Hungarian Stadiums.”, International Steel Day, European Steel Design Award 2003, 17 September, 2003. Hotel Schweizerhof, Lucerne, Switzerland, (20 diaképből álló prezentáció).

Papp, F. (2006). *Internet alapú e-Design architektúra*, e-Design K+F Közlemények III. kötet, NKFP 2002 2/16 projekt kiadványa, Budapest, 2003-2006, 5. fejezet: Az e-Design rendszer megvalósítása, 2006. január 9.

Papp, F. and Iványi, M. (2000). „ConSteel as the prototype of a CAD/CAM oriented program for concurrent design of beam-column structures.”, In Computational steel structures technology, Civil-Comp Press Edinburgh, UK 2000, ISBN:0-948749-72-5:1-12.

Papp Ferenc és Hegedűs Tamás (2001). “Az UTE Stadion acélszerkezete.”, *MAGÉSZ Hírlevél* (Magyarországi Acélszerkezet Gyártók és Építők Szövetségének szakmai folyóirata), ISSN 1585 668, 2001. III. évfolyam 4. szám, Dunaújváros:24-30.

Papp, F., Rubert, A. and Szalai, JA. (2014a). “DIN EN 1993-1-1-konforme integrierte Stabilitätsanalysen für 2D/3D-Stahlkonstruktionen (Teil 1).”, *Stahlbau* 83:1–15.

Papp, F., Rubert, A. and Szalai, J. (2015). „Spatial stability analysis and global stability checks according to DIN EN 1993-1-1.”, *Bauingenieur* 90:469-477.

## FÜGGELÉK

### F.1. függelék. A 14 DOF rúd végeelem $\mathbf{K}_S$ rugalmas merevségi mátrixa

A merevségi mátrix szerkezetét meghatározó elmozdulásvektor 3.5 ábra szerinti értelmezése,

$$\mathbf{u}_{loc} = \left\langle u_C^j \quad v_D^j \quad w_D^j \quad \theta_{xD}^j \quad \theta_{zD}^j \quad \theta_{yD}^j \quad \theta_{xD}^j \quad \middle| \quad u_C^k \quad v_D^k \quad w_D^k \quad \theta_{xD}^k \quad \theta_{zD}^k \quad \theta_{yD}^k \quad \theta_{xD}^k \right\rangle,$$

és az annak megfelelő merevségi mátrix szerkezete:

$$\mathbf{K}_S = \left[ \begin{array}{cccccc|cccccc} +m & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -m & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & +a & 0 & 0 & +b & 0 & 0 & -a & 0 & 0 & +b & 0 & 0 \\ & & +e & 0 & 0 & +f & 0 & 0 & -e & 0 & 0 & +f & 0 \\ & & & +i & 0 & 0 & +j & 0 & 0 & 0 & -i & 0 & 0 & +j \\ & & & & +c & 0 & 0 & 0 & -b & 0 & 0 & +d & 0 & 0 \\ & & & & & +g & 0 & 0 & 0 & -f & 0 & 0 & +h & 0 \\ & & & & & & +k & 0 & 0 & 0 & -j & 0 & 0 & +o \\ \hline & & & & & & & +m & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & +a & 0 & 0 & -b & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & +e & 0 & 0 & -f & 0 \\ & & & & & & & & & & +i & 0 & 0 & -j \\ & & & & & & & & & & & +c & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & & +g & 0 \\ & & & & & & & & & & & & & +k \end{array} \right],$$

szimmetrikus

ahol

$$\begin{aligned} a &= 12 \cdot \frac{EI_z}{l^3} & e &= 12 \cdot \frac{EI_y}{l^3} & i &= 12 \cdot \frac{EI_\omega}{l^3} + \frac{36}{30} \frac{GI_{SV}}{l} & m &= \frac{EA}{l} \\ b &= 6 \cdot \frac{EI_z}{l^2} & f &= 6 \cdot \frac{EI_y}{l^2} & j &= 6 \cdot \frac{EI_\omega}{l^2} + \frac{3}{30} GI_{SV} \\ c &= 4 \cdot \frac{EI_z}{l} & g &= 4 \cdot \frac{EI_y}{l} & k &= 4 \cdot \frac{EI_\omega}{l} + \frac{4}{30} GI_{SV} \cdot l \\ d &= 2 \cdot \frac{EI_z}{l} & h &= 2 \cdot \frac{EI_y}{l} & o &= 2 \cdot \frac{EI_\omega}{l} - \frac{1}{30} GI_{SV} \cdot l \end{aligned}$$

(forrás: Chen and Atsuta, 1977:a)

## F.2. függelék. A 14 DOF rúd végeelem $\mathbf{K}_G$ geometriai merevségi mátrixa

A merevségi mátrix szerkezetét meghatározó elmozdulásvektor 3.5 ábra szerinti értelmezése,

$$\mathbf{u}_{loc} = \langle u_C^j \quad v_D^j \quad w_D^j \quad \theta_{xD}^j \quad \theta_{zD}^j \quad \theta_{yD}^j \quad \theta_{xD}^j \quad | \quad u_C^k \quad v_D^k \quad w_D^k \quad \theta_{xD}^k \quad \theta_{zD}^k \quad \theta_{yD}^k \quad \theta_{xD}^k \rangle,$$

és az annak megfelelő merevségi mátrix szerkezete:

$$\mathbf{K}_G = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & | & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ +a & 0 & +e & +b & 0 & +f & 0 & | & 0 & -a & 0 & -k & +b & 0 & +g \\ & +a & -e' & 0 & +b & -f' & 0 & | & 0 & 0 & -a & +k' & 0 & +b & -g' \\ & & +m + \bar{m} & -i & +i' & +n & 0 & | & 0 & -e & +e' & -m & +s & -s' & +q \\ & & & +c & 0 & +h & 0 & | & 0 & -b & 0 & +i & +d & 0 & +j \\ & & & & +c & -h' & 0 & | & 0 & 0 & -b & -i' & 0 & +d & -j' \\ & & & & & +o & 0 & | & 0 & -f & +f' & -n & +t & -t' & +p \\ \hline & & & & & & & | & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & | & +a & 0 & +k & -b & 0 & -g & \\ & & & & & & & | & & +a & -k' & 0 & -b & +g' & \\ & & & & & & & | & & & +m - \bar{m} & -s & +s' & -q & \\ & & & & & & & | & & & & +c & 0 & +w & \\ & & & & & & & | & & & & & +c & -w' & \\ & & & & & & & | & & & & & & & +r & \end{bmatrix}$$

szimmetrikus

ahol

$$\begin{aligned} a &= \frac{36}{30} \frac{P}{l} & e &= \frac{36}{30 \cdot l} (P \cdot z_\omega - m_y^j) - \frac{3}{30} f_z & m &= \frac{36}{30 \cdot l} \bar{K}^j + \frac{18}{30 \cdot l} (\bar{K}^k - \bar{K}^j) \\ b &= \frac{3}{30} \frac{P}{l} & f &= \frac{3}{30 \cdot l} (P \cdot z_\omega - m_y^j) & n &= \frac{3}{30 \cdot l} \bar{K}^j + \frac{3}{30 \cdot l} (\bar{K}^k - \bar{K}^j) \\ c &= \frac{4}{30} \frac{P}{l} & g &= \frac{3}{30 \cdot l} (P \cdot z_\omega - m_y^j) - \frac{3}{30} f_z & o &= \frac{4}{30 \cdot l} \bar{K}^j + \frac{1}{30 \cdot l} (\bar{K}^k - \bar{K}^j) \\ d &= -\frac{1}{30} \frac{P}{l} & h &= \frac{4}{30 \cdot l} (P \cdot z_\omega - m_y^j) - \frac{1}{30} f_z & p &= -\frac{1}{30 \cdot l} \bar{K}^j - \frac{1}{60 \cdot l} (\bar{K}^k - \bar{K}^j) \\ & & i &= -\frac{3}{30 \cdot l} (P \cdot z_\omega - m_y^j) + \frac{6}{30} f_z & q &= \frac{3}{30 \cdot l} \bar{K}^j \\ & & j &= -\frac{1}{30 \cdot l} (P \cdot z_\omega - m_y^j) & r &= \frac{4}{30 \cdot l} \bar{K}^j + \frac{3}{30 \cdot l} (\bar{K}^k - \bar{K}^j) \\ & & k &= \frac{36}{30 \cdot l} (P \cdot z_\omega - m_y^j) - \frac{33}{30} f_z & s &= \frac{3}{30 \cdot l} (P \cdot z_\omega - m_y^j) + \frac{3}{30} f_z \\ & & w &= \frac{4}{30 \cdot l} (P \cdot z_\omega - m_y^j) - \frac{3}{30} f_z & t &= -\frac{1}{30 \cdot l} (P \cdot z_\omega - m_y^j) + \frac{1}{30} f_z \\ & & \bar{m} &= f_y \cdot y_\omega - f_z \cdot z_\omega & \bar{K} &= \int \sigma_x a^2 t ds \end{aligned}$$

Megjegyzések: 1) a ' jel arra utal, hogy  $z_\omega$ ,  $m_y$  és  $f_z$  helyettesítendő az  $y_\omega$ ,  $m_z$  és  $f_y$  kifejezésekkel;

2) az  $\bar{m}$  tag az erőket a geometriai középpontba ( $D$ -ből a  $C$ -be) helyezi.

(forrás: Chen and Atsuta, 1977:a)

### F.3. függelék. A 14 DOF rúd végeelem $\mathbf{K}_T$ merevségi mátrixa lineárisan változó gerincmagasságú I keresztmetszet esetén

A merevségi mátrix szerkezetét meghatározó elmozdulásvektor 3.5 ábra szerinti értelmezése,

$$\mathbf{u}_{loc} = \langle u_C^j \ v_D^j \ w_D^j \ \theta_{xD}^j \ \theta_{zD}^j \ \theta_{yD}^j \ \theta_{xD}^j \ | \ u_C^k \ v_D^k \ w_D^k \ \theta_{xD}^k \ \theta_{zD}^k \ \theta_{yD}^k \ \theta_{xD}^k \rangle$$

és az annak megfelelő merevségi mátrix szerkezete:

$$\mathbf{K}_T = \left[ \begin{array}{cccccc|cccccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -a & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & +a \\ & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & +b & +a & 0 & +c & 0 & 0 & 0 & -b & -a & 0 & +c \\ & & & & 0 & 0 & -d & 0 & 0 & 0 & -a & 0 & 0 & +d \\ & & & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & +e-f & 0 & +a & 0 & -c & -d & 0 & -g \\ \hline & & & & & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -a \\ & & & & & & & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & +b & +a & 0 & -c \\ & & & & & & & & & & & 0 & 0 & +d \\ & & & & & & & & & & & & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & & & +e+f \end{array} \right]$$

szimmetrikus

ahol

$$\begin{aligned} a &= \frac{EI_{\psi z}}{l} & b &= \frac{6}{5} \cdot \frac{EI_{\psi}}{l} & c &= \frac{EI_{\psi}}{10} & d &= \frac{EI_{\psi z}}{2} \\ e &= \frac{2 \cdot l}{15} \cdot EI_{\psi} & f &= EI_{\psi \omega} & g &= \frac{l}{30} \cdot EI_{\psi} \end{aligned}$$

Megjegyzés: A keresztmetszeti jellemzők értelmezését a 3. fejezet 3.3 szakasza tartalmazza (lásd a (3.11) kifejezéseket).



#### F.4. függelék. A 14 DOF elem transzformációs mátrixa az öblösödési deformáció *direct* átvitele esetén

A 3. fejezet 3.8 ábrájának megfelelően a teljes transzformációs mátrix a résztranszformációk szorzataként írható fel,

$$[T] = [T_\delta][T_\beta][T_\alpha],$$

ahol a  $\delta$ ,  $\beta$  és  $\alpha$  transzformációkhoz tartozó mátrixok

$$[T_\delta] = \begin{bmatrix} \mathbf{T}_\delta & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{T}_\delta \end{bmatrix} \quad [T_\beta] = \begin{bmatrix} \mathbf{T}_\beta & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{T}_\beta \end{bmatrix} \quad [T_\alpha] = \begin{bmatrix} \mathbf{T}_\alpha & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{T}_\alpha \end{bmatrix},$$

ahol

$$\mathbf{T}_\alpha = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ & \cos \alpha & 0 & -\sin \alpha \\ & 0 & 1 & 0 \\ & \sin \alpha & 0 & \cos \alpha \\ & & & 1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{T}_\beta = \begin{bmatrix} \cos \beta & 0 & \sin \beta \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin \beta & 0 & \cos \beta \\ & \cos \beta & \sin \beta & 0 \\ & -\sin \beta & \cos \beta & 0 \\ & 0 & 0 & 1 \\ & & & 1 \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{T}_\delta = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & -Y_C & -Z_C \\ 0 & \cos \delta & \sin \delta & -Y_D \sin \delta + Z_D \cos \delta & \cos \delta & \sin \delta & Y_C \sin \delta - Z_C \cos \delta \\ 0 & -\sin \delta & \cos \delta & -Z_D \cos \delta + Y_D \sin \delta & -\sin \delta & \cos \delta & Z_C \sin \delta + Y_C \cos \delta \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 \\ & & & & \cos \delta & \sin \delta & Y_C \sin \delta - Z_C \cos \delta \\ & & & & -\sin \delta & \cos \delta & Z_C \sin \delta + Y_C \cos \delta \\ & & & & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}.$$

## F.5. függelék. A 4.1. példa számítása az MSz ENV 1993-1-1 NAD alapján

Feszültségek a kritikus keresztmetszetben (másodrendű analízis alapján)

$$\text{tisza nyomásból} \quad \sigma_{c.N} := -9 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\text{tisza hajlításból} \quad \sigma_{c.My} := -115.8 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c.max} := \sigma_{c.N} + \sigma_{c.My} = -124.8 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Folyáshatár} \quad f_y := 235 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Képlékenyedési tényező és karcsúsági tényező

keresztmetszeti osztály: 3; a legnagyobb feszültség: nyomás

$$K_{\text{cr}} := 1.0 \quad \beta := 1.0$$

Rugalmas kritikus tehernövelő tényező (ConSteel stabilitási analízis alapján)

$$\alpha_{cr} := 2.63$$

Kritikus feszültség a kritikus pontban

$$\sigma_{cr} := \alpha_{cr} \cdot \sigma_{c.max} = -328.224 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Általánosított karcsúság

$$\lambda_{bc} := \sqrt{\frac{f_y}{|\sigma_{cr}|}} = 0.846$$

Általánosított stabilitási csökkentő tényező

$$\alpha := 0.49 \quad \alpha_{LT} := 0.76 \quad r := \frac{\sigma_{c.N}}{\sigma_{c.max}} = 0.072$$

$$\alpha_{bc} := r \cdot (\alpha - \alpha_{LT}) + \alpha_{LT} = 0.741$$

$$\phi_{bc} := 0.5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{bc} \cdot (\lambda_{bc} - 0.2) + \lambda_{bc}^2 \right] = 1.097$$

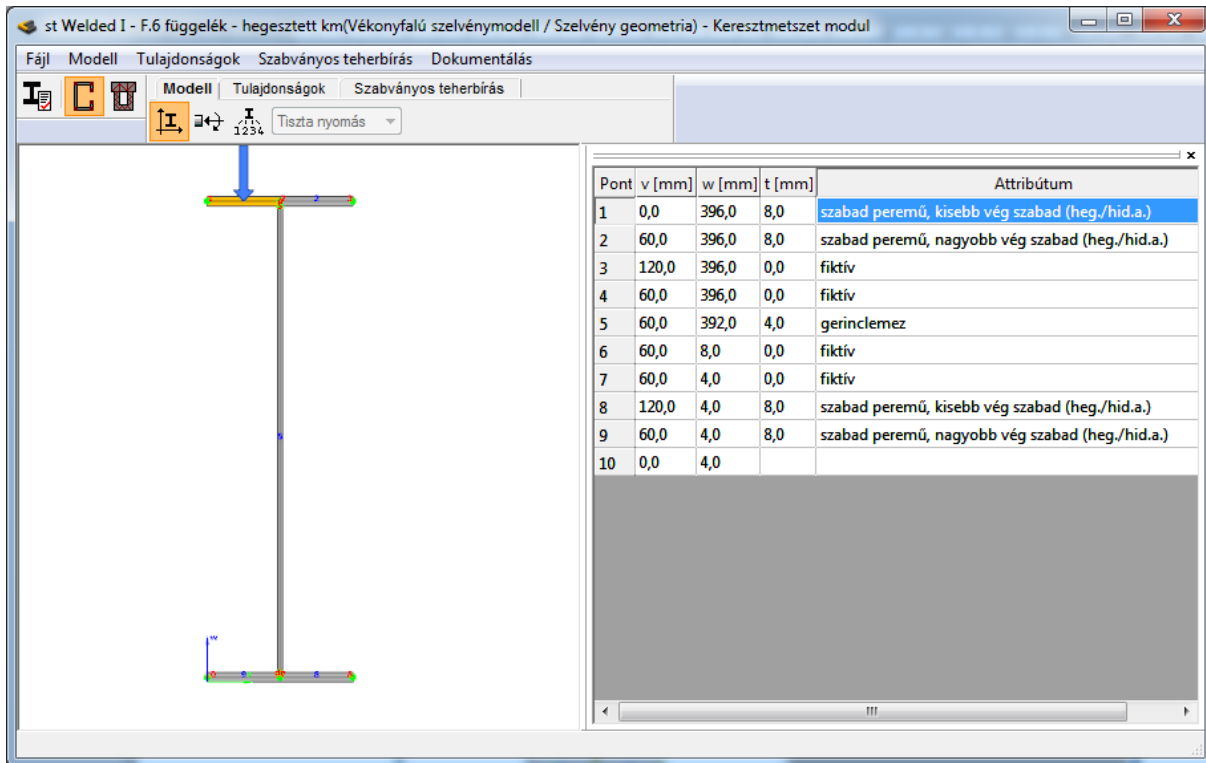
$$\chi_{bc} := \frac{1}{\phi_{bc} + \sqrt{\phi_{bc}^2 - \lambda_{bc}^2}} = 0.557$$

Stabilitási ellenállás kihasználtsága

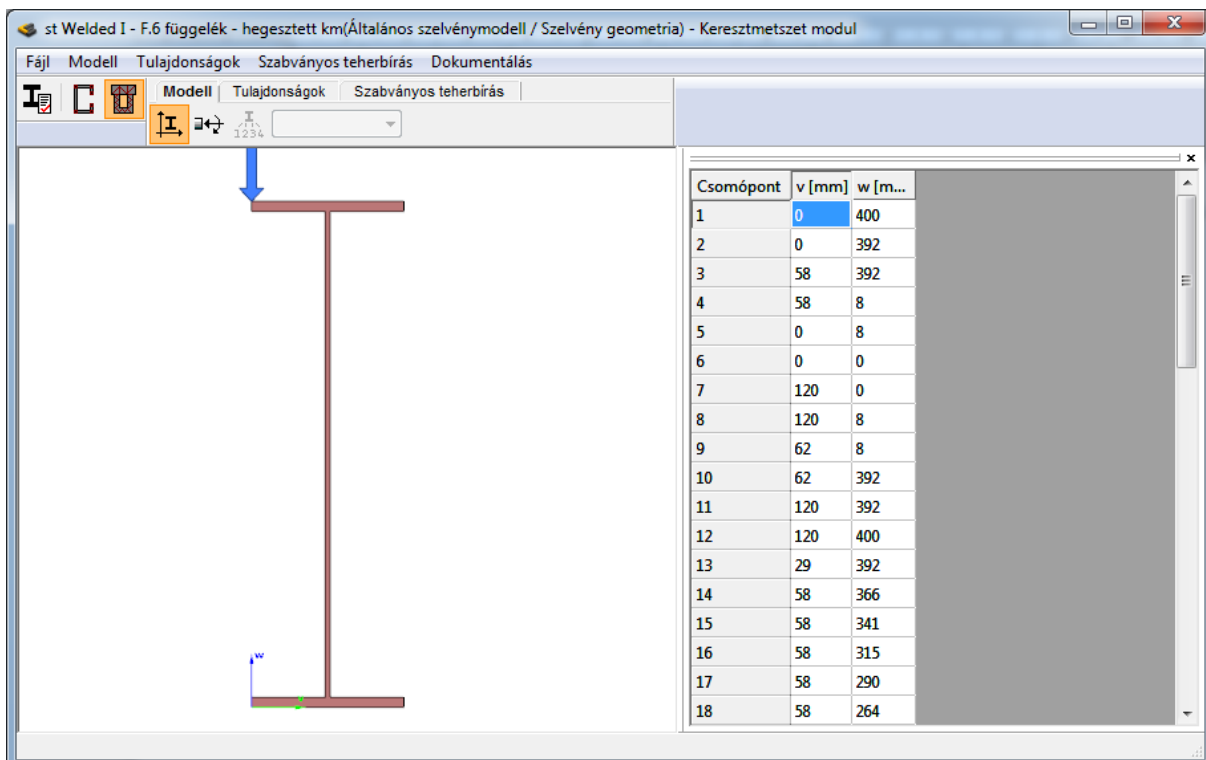
$$\eta_{stab} := \frac{|\sigma_{c.max}|}{\chi_{bc} \cdot f_y} = 0.954$$

## F.6. függelék. A SECTION ágens felhasználói felülete

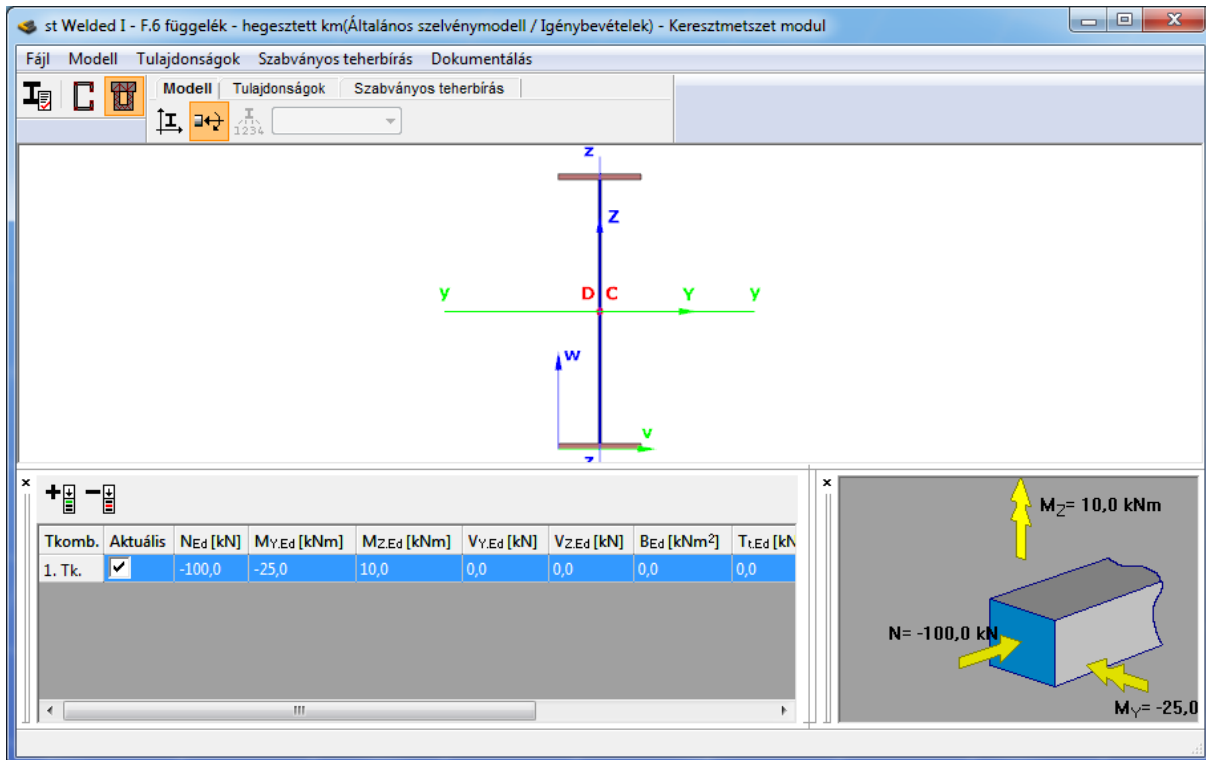
Az alábbi ábrák a SECTION ágens felhasználói felületének tulajdonságait illusztrálják. Az illusztrációban hegesztett szimmetrikus I keresztmetszetet alkalmaztam (öv: 120-8; gerinc: 392-4). Az ábrákon megjelenő paraméterek értelmezését a 2. fejezet tartalmazza.



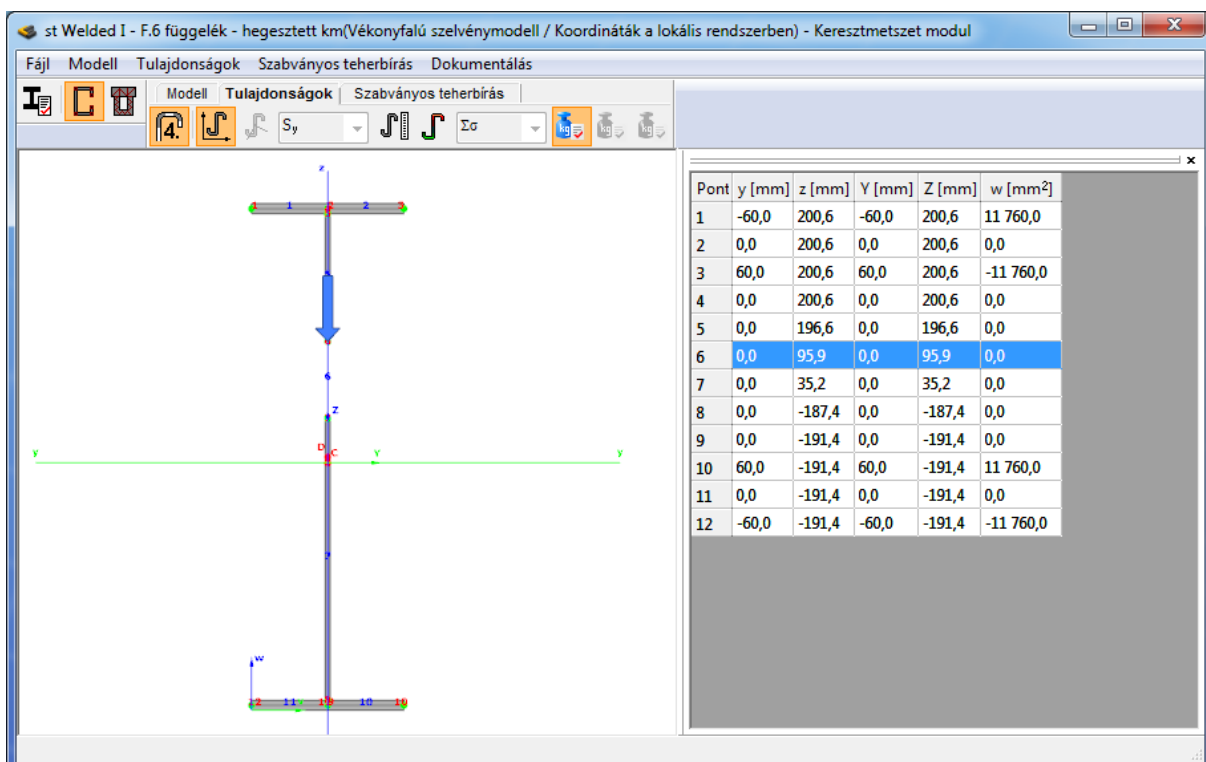
F.6.1. ábra. A keresztmetszet EPS modellje.



F.6.2. ábra. A keresztmetszet GSS modellje.



**F.6.3. ábra.** A keresztmetszet tervezési igénybevételeinek „kézi” megadása (értelmezés a 3.5 ábra szerint).



**F.6.4. ábra.** A 4. keresztmetszeti osztályba sorolt szelvény *eff*EPS modellje.

st Welled I - F.6 függelék - hegesztett km(Általános szelvénymodell / Keresztmetszeti jellemzők) - Keresztmetszet modul

Fájl Modell Tulajdonságok Szabványos teherbírás Dokumentálás

Referencia anyag: S 235 EN 10025-2

Alap jellemzők

$v_s$	60,0 mm
$w_s$	200,0 mm
$\alpha$	0,0 fok
A	3 456 mm <sup>2</sup>

Általános jellemzők a főténgelyek rendszerében (y,z)

$I_y$	92 643 328 mm <sup>4</sup>
$I_z$	2 306 048 mm <sup>4</sup>
$i_y$	163,7 mm
$i_z$	25,8 mm
$W_{el,y}^1$	463 217 mm <sup>3</sup>
$W_{el,z}^1$	38 434 mm <sup>3</sup>
$W_{el,y}^2$	463 217 mm <sup>3</sup>
$W_{el,z}^2$	38 434 mm <sup>3</sup>

Általános jellemzők a súlypontba eltolt szerkesztő rendszerben

$I_Y$	92 643 328 mm <sup>4</sup>
$I_Z$	2 306 048 mm <sup>4</sup>

F.6.5. ábra. A rugalmas keresztmetszeti jellemzők a GSS modell alapján számítva.

st Welled I - F.6 függelék - hegesztett km(Vékonyfalú szelvénymodell / Keresztmetszeti jellemzők) - Keresztmetszet modul

Fájl Modell Tulajdonságok Szabványos teherbírás Dokumentálás

Referencia anyag: S 235 EN 10025-2

Alap jellemzők

$v_s$	60,0 mm
$w_s$	195,4 mm
$\alpha$	0,0 fok
$\Delta v_s$	0,0 mm
$\Delta w_s$	-4,6 mm
$\Delta \alpha$	0,0 fok
A	3 213 mm <sup>2</sup>

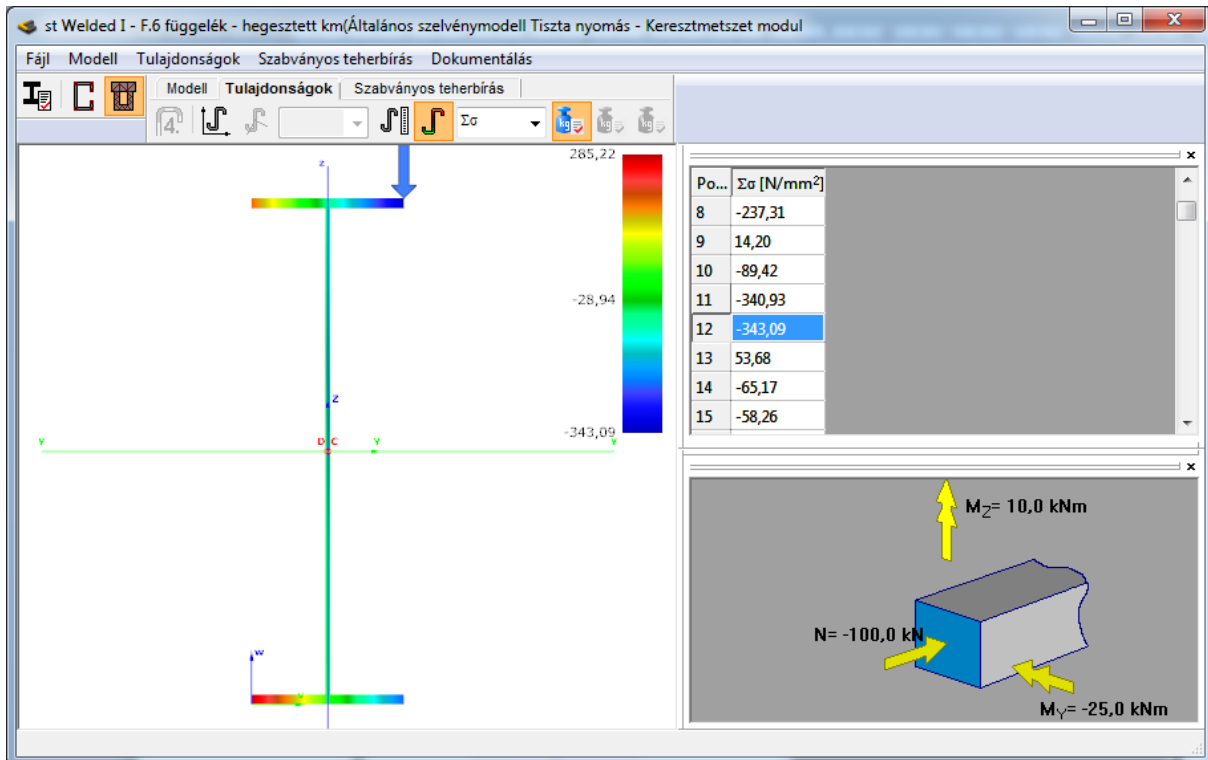
Általános jellemzők a főténgelyek rendszerében (y,z)

$I_y$	91 589 813 mm <sup>4</sup>
$I_z$	2 304 000 mm <sup>4</sup>
$i_y$	168,8 mm
$i_z$	26,8 mm
$W_{el,y}^1$	447 650 mm <sup>3</sup>
$W_{el,z}^1$	38 400 mm <sup>3</sup>
$W_{el,y}^2$	468 733 mm <sup>3</sup>
$W_{el,z}^2$	38 400 mm <sup>3</sup>

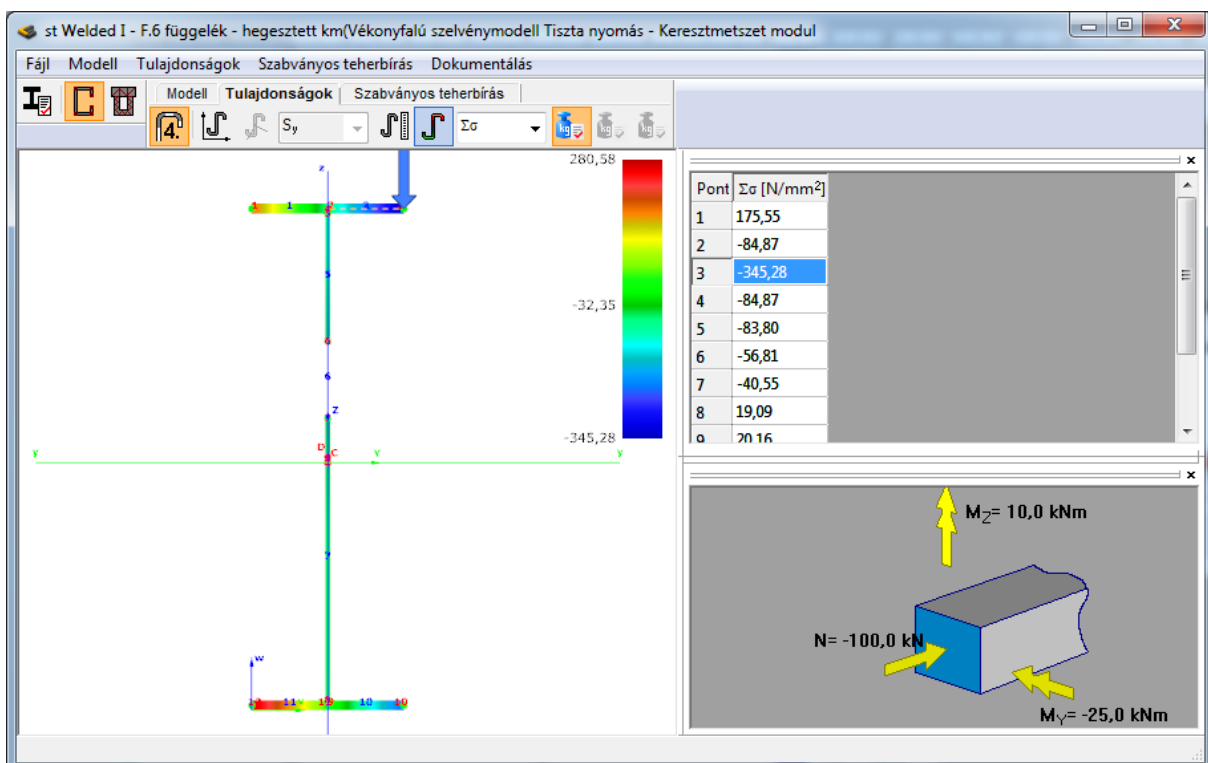
Általános jellemzők a súlypontba eltolt szerkesztő rendszerben

$I_{...}$	91 589 813 mm <sup>4</sup>
-----------	----------------------------

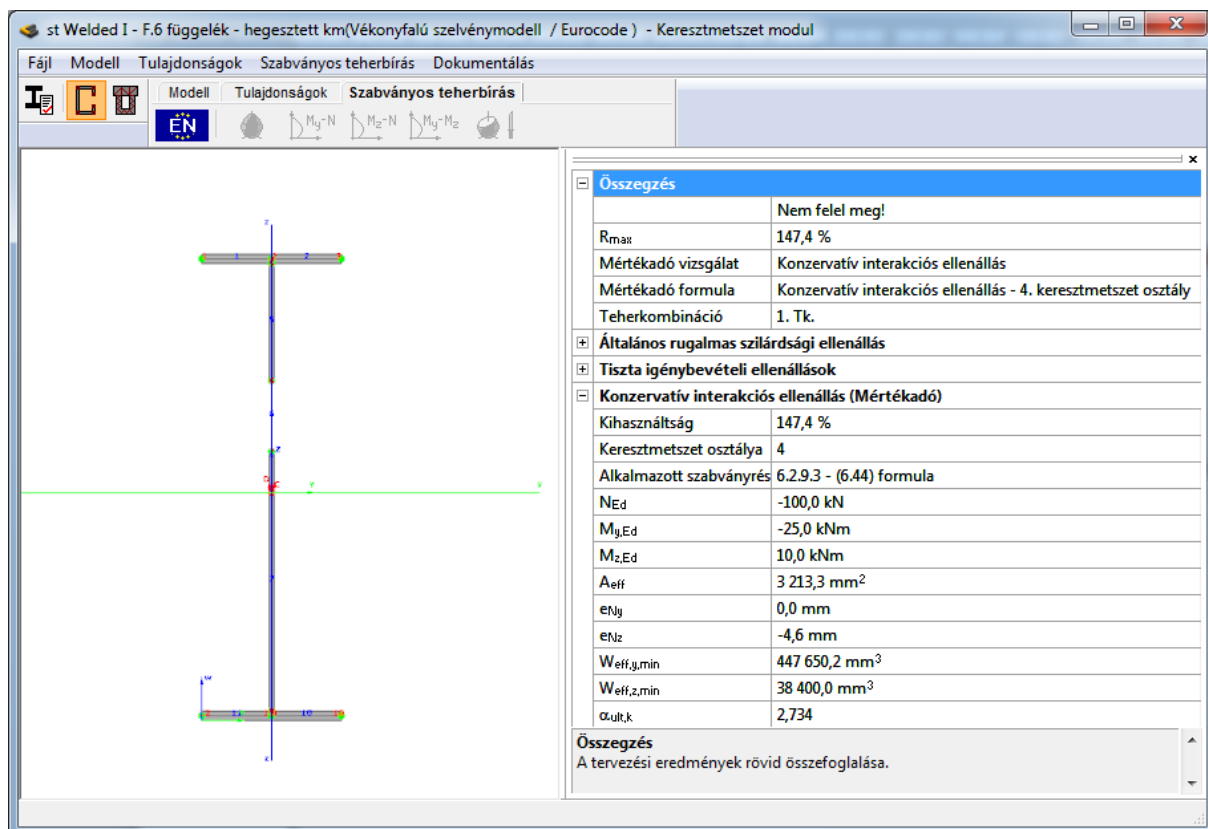
F.6.6. ábra. A tervezési keresztmetszeti jellemzők az *eff*EPS adatmodell alapján számítva (EN 1993-1-5).



F.6.7. ábra. Az axiális feszültség eloszlása a GSS modell alapján.

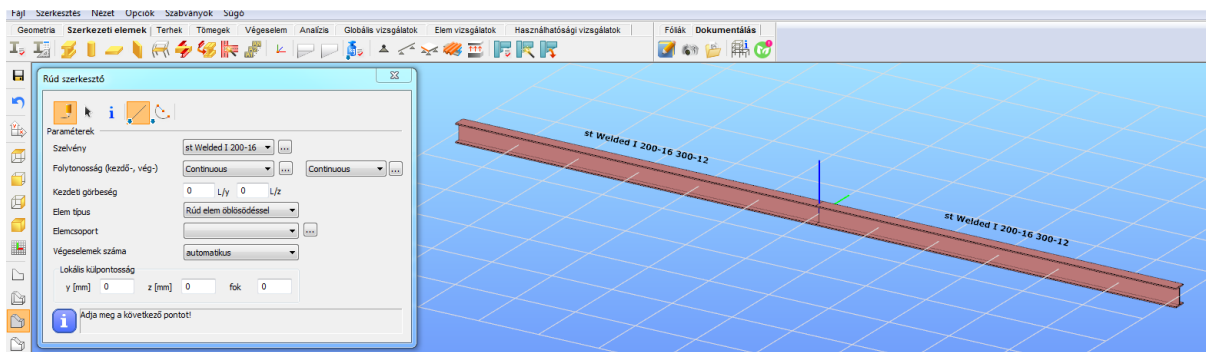


F.6.8. ábra. Az axiális feszültség eloszlása az *effEPS* modell alapján.

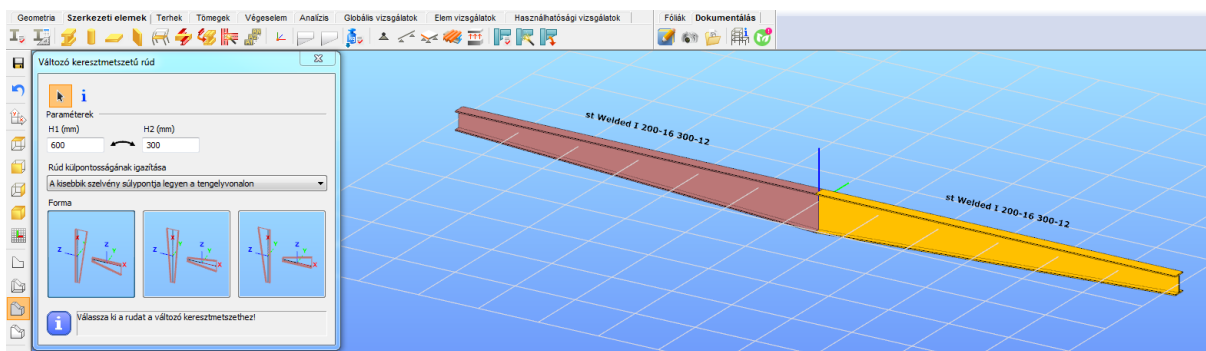


**F.6.9. ábra.** A mértékadó keresztmetszeti kihasználtság az EN 1993-1-1 szerint, az  $effEPS$  adatmodell és a  $\eta_4$  szintű vizsgálat alapján.

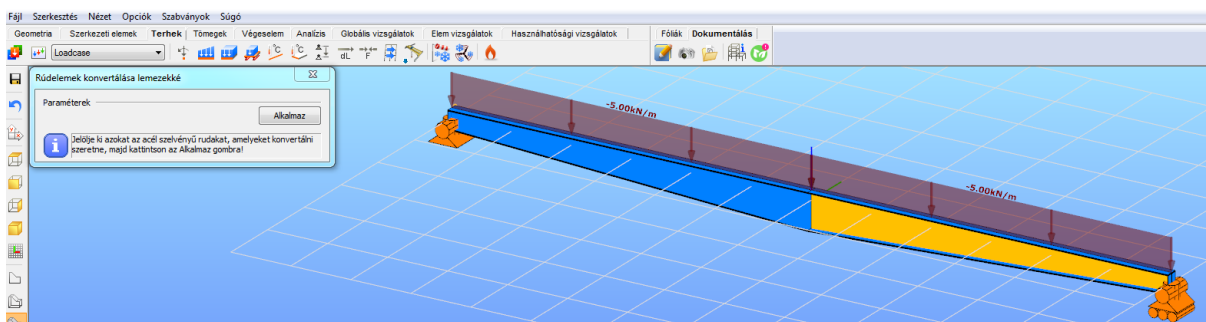
## F.7. függelék. Az ANALYSIS ágens felhasználói felülete



**F.7.1. ábra.** Az állandó keresztmetszetű szerkezeti gerenda objektumának létrehozása (alapesetben csak a keresztmetszeti objektumot és az objektum két végpontját kell kiválasztani, ami a műveletet rendkívül gyorsá teszi).

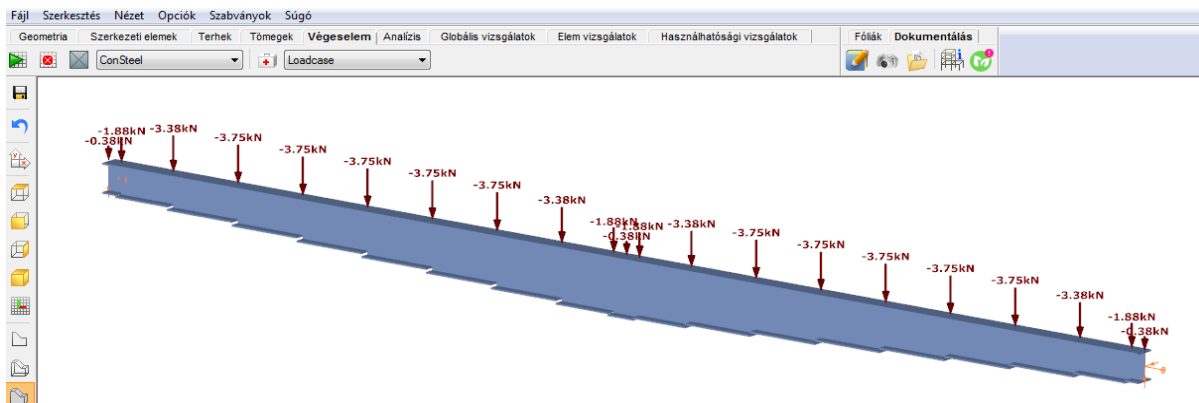


**F.7.2. ábra.** A gerenda objektum átalakítása változó gerincmagasságú objektummá (az eredeti objektum kettévágása után elegendő a kijelölt objektum két végponti gerincmagasságának megadása és az alakzat típusának kiválasztása).

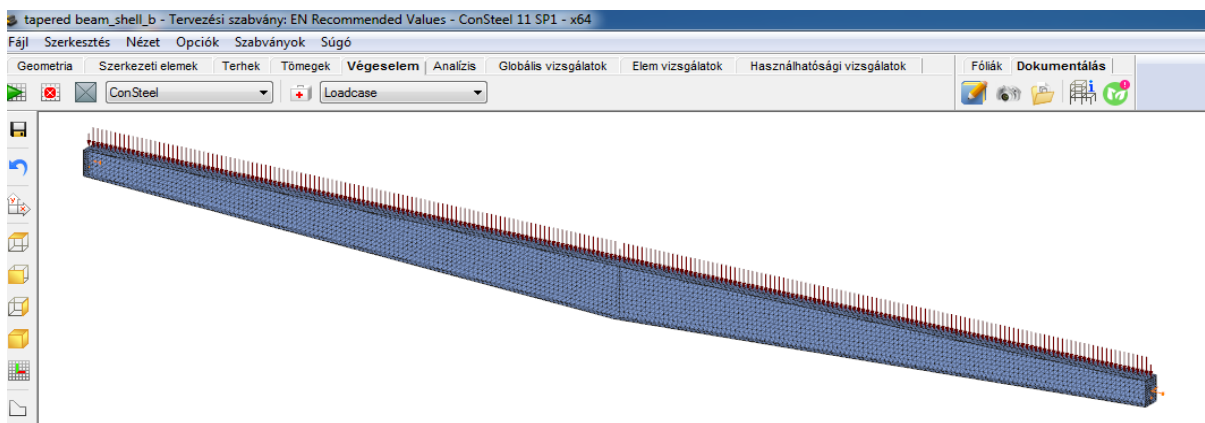


**F.7.3. ábra.** A rúdszerkezeti modell átalakítása felületszerkezeti modellé (elegendő a szerkezeti objektum kijelölése, mivel a szerkezeti objektumhoz rendelt keresztmetszeti objektum EPS adatmodellje minden szükséges információt tartalmaz a transzformáció automatikus elvégzéséhez).

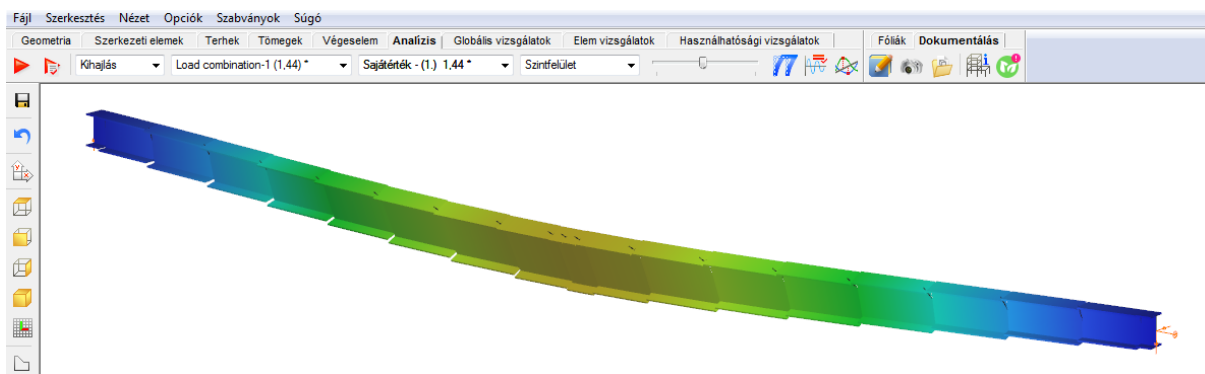




**F.7.4. ábra.** A rúdszerkezeti modell 14 DOF rúd végeelemes mechanikai modelljének automatikus generálása (minden végelemhez egy automatikusan generált és külpontosan elhelyezett keresztmetszeti objektum tartozik).



**F.7.5. ábra.** A rúdszerkezeti modell alapján automatikusan generált felületszerkezeti modellhez tartozó, szintén automatikusan generált héj végeelemes modell.



**F.7.6. ábra.** A szerkezeti modell kifordulása a 14 DOF rúd végeelemes mechanikai modell alapján ( $\alpha_{ct}=1.44$ ).



**F.7.7. ábra.** A szerkezeti modell kifordulása a héj végeselemes mechanikai modell alapján ( $\alpha_{cr}=1.34$ ).

## F.8. függelék. A DESIGN ágens felhasználói felülete

The screenshot displays the DESIGN software interface for a tapered beam analysis. The main window shows a 3D model of the beam with a color-coded stress distribution. Two windows provide detailed results for cross-sections 215 and 226.

**Section 215 - tapered beam\_beam(Vékonyfalú szelvénymodell / Eurocode) - Keresztmetszet...**

Összegzés	Nem felel meg!
R <sub>max</sub>	100,7 %
Mértékadó vizsgálat	Képlékeny interakciós ellenállás
Mértékadó formula	Képlékeny interakciós ellenállás - Hajlító:
Teherkombináció	Load combination-1 (elsőrendű)
Vizsgált keresztmetszet helye	
Általános rugalmas szilárdsági ellenállás	
Tiszta igénybevételi ellenállások	
Képlékeny interakciós ellenállás (Mértékadó)	
Nagytegyelgy körüli hajlító	
Kihasznátság	100,7 %
Keresztmetszet osztály	1
Alkalmazott szabvány	6.2.8 (1)-(4) - (6.29) formula
M <sub>y,Ed</sub>	-478,2 kNm
M <sub>y,Rd</sub>	475,0 kNm
Megjegyzés	nyíróerő hatása elhanyagolva
V <sub>z,Ed</sub>	69,7 kN
V <sub>z,Rd</sub>	711,2 kN
D <sub>y</sub>	0,00
Konzervatív interakciós ellenállás	

**Section 226 - tapered beam\_beam(Vékonyfalú szelvénymodell / Eurocode) - Keresztmetszet...**

Képlékeny interakciós ellenállás	
Konzervatív interakciós ellenállás	
Globális stabilitási ellenállás (Mértékadó)	
Kihasznátság	100,2 %
Alkalmazott szabványrész	6.3.4 (2)-(3), (4)b - (6.63, 6.64, 6.66) form
α <sub>ult,k</sub>	5,191
α <sub>cr,op</sub>	1,440
λ <sub>op</sub>	1,899
α	0,490
Φ	2,719
χ	0,214
α <sub>LT</sub>	0,760
Φ <sub>LT</sub>	2,948
χ <sub>LT</sub>	0,192
N <sub>Ed</sub>	0,0 kN
M <sub>y,Ed</sub>	-91,5 kNm
M <sub>z,Ed</sub>	0,0 kNm
N <sub>Ed,k</sub>	2 735,8 kN
M <sub>y,Rd,k</sub>	475,0 kNm
M <sub>z,Rd,k</sub>	78,9 kNm
γ <sub>M1</sub>	1,00

**Global Stability Results Table:**

Rúd	Elem	Pont	Teherkombináció	Vizsgálat	Kihasznátság [%]
B2	15	j	Load combination-1	Képlékeny interakciós ellenállás	100,7
B1	6	k	Load combination-1	Képlékeny interakciós ellenállás	100,7
B1	7	k	Load combination-1	Képlékeny interakciós ellenállás	99,0
B2	14	j	Load combination-1	Képlékeny interakciós ellenállás	99,0
B1	5	k	Load combination-1	Képlékeny interakciós ellenállás	98,2
B2	16	j	Load combination-1	Képlékeny interakciós ellenállás	98,2
B2	13	j	Load combination-1	Képlékeny interakciós ellenállás	94,2

**F.8.1. ábra.** A keresztmetszeti ellenállás számítása (bal oldalon felül) és grafikus, illetve táblázatos megjelenítése (jobb oldalon felül). A globális stabilitásvizsgálat eredményének mélyelemzését biztosító adattábla (jobb oldalon alul).

**F.9. függelék. 1. nyilatkozat**

Dr. Hegedűs Tamás nyilatkozata, aki KÉSZ Kft. Budapesti Statikus Iroda vezetőjeként az UTE acélszerkezetének felelős vezető tervezője volt.

*A nyilatkozat a 2009-ben beadott és 2010-ben megvédett Dr.habil téziseim melléklete volt. A nyilatkozatot a jelen MTA Doktora téziseim kapcsán is érvényesnek tekintem.*

**1. Nyilatkozat**

**Dr. Hegedűs Tamás, a KÉSZ Kft. Budapesti Statikus Iroda vezetőjének, az UTE acélszerkezetének felelős vezető tervezőjének nyilatkozta.**

Alulírott, Dr. Hegedűs Tamás okleveles építőmérnök kijelentem, hogy az UTE Stadion nézőtéri lefedő acélszerkezetének koncepcionális szerkezeti méretezését, gyártmánytervét illetve kivitelezését a KÉSZ Kft. végezte. A projekt idején a tervezést végző Budapesti Statikus Iroda vezetője, illetve az acélszerkezet felelős tervezője voltam.

Továbbá kijelentem, hogy a jelen habilitációs összefoglaló 2.3.1.1 szakaszát elolvastam. Ennek alapján kijelentem, hogy a szerző (Dr. Papp Ferenc) hivatkozásai a nevezett acélszerkezet koncepcionális méretezése kapcsán született eredményekre valósak, és jogosan tartja azokat saját eredményének.

Budapest, 2009. szeptember 23.



Dr. Hegedűs Tamás  
okleveles építőmérnök  
vezető tervező

**F.10. függelék. 2. nyilatkozat**

Schell Ferenc nyugalmazott fejlesztési igazgató nyilatkozatának másolata a ConSteel alkalmazás fejlesztésével kapcsolatos eredmények szellemi jogáról.

*A nyilatkozat a 2009-ben beadott és 2010-ben megvédett Dr.habil téziseim melléklete volt. A nyilatkozatot a jelen MTA Doktora téziseim kapcsán is érvényesnek tekintem.*

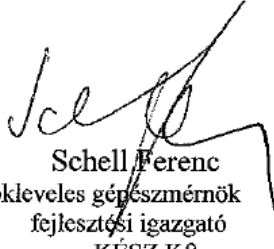
**7. Nyilatkozat**

Schell Ferenc nyilatkozata a ConSteel alkalmazás fejlesztésével kapcsolatos eredmények szellemi jogáról

Alulírott, Schell Ferenc okleveles gépészmérnök kijelentem, hogy a jelen habilitációs összefoglaló „**3. Az új eredményeim tézisszerű összefoglalása**” fejezetét elolvastam. Kijelentem, hogy a KÉSZ Kft. fejlesztésében készült ConSteel alkalmazást szakmai-tudományos (azaz szellemi) értelemben a dolgozat szerzője (Dr. Papp Ferenc) jogosan tartja saját alkotásának\*.

\*) A szakmai-tudományos értelemben vett „alkotás” mint szellemi jog nem teremt jogalapot az alkalmazás tulajdonjoga szempontjából, azaz gazdasági értelemben a ConSteel alkalmazás kizárólagos tulajdonosa a KÉSZ Kft.

Budapest, 2009. szeptember 8.



Schell Ferenc  
okleveles gépészmérnök  
fejlesztési igazgató  
KÉSZ Kft.

**F.11. függelék.** 1. dokumentum

A „European Award for Steel Structures Diploma” másolata.

