

A TARTÓSZERKEZETI TERVEZÉS ALAPJAI AZ EUROCODE SZERINT

Farkas György¹ – Lovas Antal² – Szalai Kálmán³

Bevezetés

Az Eurocode (EC) szabványsorozat hazai bevezetése a közeljövőben hazánkban is napirendre kerül. A beruházással, tervezéssel, megvalósítással foglalkozó mérnökök most ismerkednek az érdeklődési körükhöz tartozó EC előírásokkal. Ebben a cikkben a különböző anyagú (beton, acél, öszvér, stb.) tartószerkezetek méretezésének alapelveit foglaljuk össze „MSZ EN 1990 Eurocode: A tartószerkezeti tervezés alapjai” szabvány szerint. Az ismertetésre kerülő EC szabályzat alapelveinek előzménye a magyar Kazinczy Gábornak [1], [3] az anyagok képlékeny viselkedésére és a német Mayernek [2] a teherbírásban szeret játszó paraméterek eltérő bizonytalanságaira alapított osztott biztonsági tényezőkre vonatkozó elmélete. Az EC előzményeihez tartozik még az orosz/szovjet Gvozgyev [4] munkássága, aki a saját és mások képlékenységtani eredményeire hivatkozva, továbbá a Mayer-féle felfogás ismeretében, bátrabb biztonsági szintet megengedően az akkori Szovjetunióban kidolgozta a II. világháború alatti helyreállításokra vonatkozó katonai tervezési és kivitelezési előírásokat. Mayer M., Kazinczy G., Moe A.J. [5] és mások eredményeinek ismeretében a magyar Korányi Imre [6] az önsúly viszonylagos állandóságára hivatkozva, az ún. egyenlő biztonság elve alapján azt tekintette mérvadónak, hogy a számított hasznos tehernek hányszorosánál következnek be a szerkezet nem kívánt állapota.

Az ismertetésre kerülő EC méretezési rendszer és filozófia lényegében azonos a fenti előzményekben jól tájékozott Menyhárd István [9], [10] munkássága révén - a világon először nálunk - 1950 évben kidolgozott és bevezetett, osztott biztonsági tényezők rendszerén alapuló „Ideiglenes Közúti Hídszabályzat”-tal, illetve az 1951-es kiadású „Vasúti Hídszabályzat”-tal. [8]. Ezt követően rövid idő alatt, a teljes tartószerkezeti szabványsor ezekre az alapelvekre épült hazánkban és a többi kelet-európai országban, valamint ettől teljesen függetlenül, az ottani körülményekhez igazítottan az USA-ban is. A szabályzatok több mint félévszázados hazai és kelet-európai ország, továbbá az amerikai szabályzatok alkalmazási tapasztalatai az 1990 évek kezdetéig Nyugat-Európában eloszlatták a megengedett feszültségek alapján dolgozó mérnökök évtizedes ellenállását és az Európai Unióban bevezették az Európai Előszabványokat (ENV-eket). Az elmúlt évtized tapasztalatai alapján tökéletesített formában és tartalommal került kiadásra az MSZ EN 1990 Eurocode: „A tartószerkezeti tervezés alapjai” megnevezésű szabályzat [7], melynek lényegét a következőkben foglaljuk össze.

1. Az MSZ EN 1990 szabvány követelményei

1.1 A méretezés alapelve

A tartószerkezeti méretezés filozófiájának alapelveit ismerteti az *MSZ EN 1990* jelű és „*Tartószerkezeti tervezés alapjai*” megnevezésű szabvány (továbbiakban: EN0) [7]. Az EN0

¹ Dr. habil Farkas György egyetemi tanár

² Dr. Lovas Antal PhD, egyetemi docens

³ Dr. Szalai Kálmán MTA Doktor, Professor Emeritus

rendszerbe gyűjtve részletesen taglalja, illetve értelmezi a méretezés alapelveire, a szerkezeti biztonságra, a használhatóságra és a tartósságra vonatkozó ismereteket. Az új szerkezetek tervezéséhez használható EN0, az ún. *megbízhatósági módszerre* épül és a határállapot koncepció keretében a *parciális tényezők módszerét*, alkalmazza [12], [13], [14].

Az EN0 a megbízhatósági kérdésekben egyben elvi útmutatást ad más műszaki előírások számára az abban részletesen nem tárgyalt egyéb hatások (szerkezettypusok, anyagok és szerkezetek) figyelembe vételéhez. E mellett az EN0 tájékoztató az ipari partnerek, a tervezők, a kivitelezők, és az illetékes hatóságok számára is.

1.2 Az EN0 általános feltételezései

Az EN0 szövege azzal a feltételezéssel készült, hogy

- a szerkezeti rendszer megválasztását és annak erőtani tervezését megfelelően képzett, továbbá
- a megvalósítást megfelelő szakértelemmel és elegendő tapasztalattal rendelkező személyek végzik,
- a megvalósítás során, a tervezőirodákban, a gyárakban, a telephelyeken és az építés helyszínén megfelelő műszaki felügyelet és minőségellenőrzési rendszer működik,
- az építőanyagokat és az építési termékeket a vonatkozó EN előírások és kivitelezési szabványok, vagy a termékre vonatkozó műszaki előírások szerint használják fel,
- a szerkezet fenntartásáról megfelelő módon gondoskodnak,
- a szerkezetet a tervezési feltételeknek megfelelően használják.

1.3 Az EN0 szerinti tervezés legfontosabb követelményei

1.3.1 Tervezési alapkövetelmények

Az EN0 szerint a szerkezetek tervezésének alapkövetelménye, hogy a tartószerkezet

- az előírányzott tervezési élettartam alatt megfelelő megbízhatósággal és gazdaságosan legyen alkalmas a rendeltetésszerű használatra,
- megfelelő legyen a teherbírása, a használhatósága és a tartóssága,
- az előírt időtartam alatt a tűzhatásra megfelelő ellenállással rendelkezzen,
- a kiváltó okhoz képest ne károsodjon aránytalan mértékben a robbanás, ütközés és esetleges emberi mulasztások következtében.

1.3.2 Megbízhatósági szintek

Az EN0 alkalmazási területén a tartószerkezetek előírt megbízhatóságát az EN(EN1990-EN1999) szabványok szerinti tervezéssel, a megfelelő szintű megvalósítással és minőségbiztosítással kell elérni, tekintettel az 1. táblázat alapján figyelembe vett tervezési élettartamra.

1. táblázat: Tervezési élettartamok

Osztály	Előírt tervezési élettartam (év)	Példák
1	10	Ideiglenes tartószerkezetek ⁽¹⁾
2	10–25	Cserélhető tartószerkezeti részek, pl.

		darupálya-tartók, saruk
3	15–30	Mezőgazdasági és hasonló tartószerkezetek
4	50	Épületek tartószerkezetei és egyéb szokásos tartószerkezetek
5	100	Monumentális épületek tartószerkezetei, hidak, és más építőmérnöki szerkezetek
⁽¹⁾ Az olyan tartószerkezeteket vagy azok részeit, melyek újrafelhasználás céljából szétszerelhetők, nem tekinthetők ideiglenes szerkezetnek.		

Az előző alapkövetelmények betartása mellett a teherbírás és a használhatóság szempontjából előírt megbízhatósági szint biztosítható:

- megelőző és védelmi (biztonsági, tűzhatással szembeni, korrózióvédelmi, stb.) óvintézkedésekkel,
- az erőtani számítás keretében a hatások reprezentatív értékeinek és a parciális tényezők megválasztásával,
- minőségbiztosítással, durva emberi hibák számának csökkentésére vonatkozó követelmények előírásával, továbbá
- a robusztusság mértékére, a tartósságra, az altalaj és a lehetséges környezeti hatások előzetes vizsgálatára, az alkalmazott mechanikai modellek pontosságára, a hatékony megvalósításra és a tervdokumentációban előírtak szerinti megfelelő helyszíni vizsgálatokra és a fenntartásra vonatkozó intézkedésekkel.

A teherbírásra és a használhatóságra vonatkozó - egyébként különböző – megbízhatósági szintek

- biztosíthatók az EN0 szerinti tervezéssel, valamint megfelelő szintű megvalósítással, és minőségbiztosítási intézkedésekkel
- megválasztása függ a határállapot elérésnek okától és/vagy módjától, továbbá a tönkremenetel lehetséges következményeitől (emberi élet, sérülések, várható anyagi kár kockázatai), a nyilvánosság tönkremenetellel szembeni ellenérzéseitől, a tönkremeneteli kockázat csökkentésének költségeitől.
- megválasztása lehetséges a tartószerkezet egészének és/vagy a tartószerkezet egyes részeinek osztályba sorolásával is.

2. A tartószerkezet méretezése megbízhatósági módszerrel

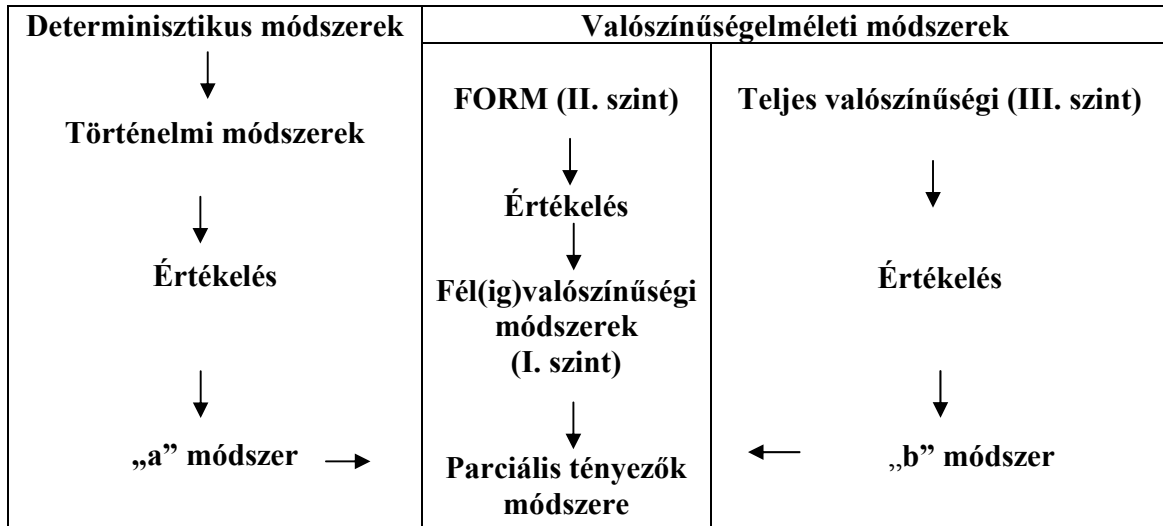
2.1 A méretezési módszerek áttekintése

A 1. ábrában bemutatjuk a tartószerkezetek méretezéséhez eddigiekben alkalmazott módszereket.

A determinisztikus módszerhez sorolható az évtizedekig használt rugalmasságtani elveken alapuló megengedett feszültségek módszere, majd ennek továbbfejlesztéseként a szerkezeti anyagok képlékeny viselkedését is figyelembe vevő törési állapot vizsgálatán alapuló eljárás.

Az első osztott biztonsági tényező előírásokhoz Magyarországon (MSZ) és európai országokban (DIN, stb.) az „a” módszert alkalmazták, míg az újabb európai (EC) előírások a „b” módszeren alapulnak. Az „a” módszernél tapasztalati adatokra építve az idők során a méretek fokozatos csökkentésével közelítették a teherbírasi biztonság *elégséges* szintjét. A „b” módszernél, pedig az „a” módszerrel készült szerkezetek használatával szerzett

tapasztalatok alapján a teherbírásra és a tartósságra is tekintettel elméletileg optimális szinten határozzák meg a tartószerkezet *szükséges és elégséges* méreteit.



Jelmagyarázat: FORM – the first order reliability method (elsőrendű megbízhatósági módszer)

1. ábra: A méretezési módszerek

A szükséges és elégséges tartószerkezeti méretek optimális szintjének kidolgozásához előtérbe kerültek a méretezés-, valószínűségelméleti módszerek, és az ún megbízhatósági eljárás. A megbízhatósági módszer kezdeti változata a fél(ig)valószínűségi (I. szint) eljárás, ahol a tartószerkezet használhatatlanná válásához a vállalható kockázatot - az egyes paraméterek bizonytalanságának arányait figyelembe véve - szétosztják az ellenállás és a hatás oldalára, illetve ezeken belül az egyes paramétereknél bevezetett biztonsági (mai szóhasználattal: parciális) tényezők révén.

Az ún. elsőrendű megbízhatósági (II. szint) módszernél a hatás és az ellenállás várható értékeit hasonlítják össze az egyes paraméterek relatív szórásának és a vállalható kockázathoz tartozó megbízhatósági index figyelembe vételével. Az elsőrendű megbízhatósági eljárás alapelveinek gyakorlati megvalósítása az ún. parciális tényezők módszere.

A teljes valószínűségi módszerek (III. szint) a választott valószínűségi problémára elvben egyértelmű és pontos választ adnak. A statisztikai adatok hiányosságainak következtében azonban a III. szintű módszer csak kivételes esetekben alkalmazható. A II. szintű módszer gyakorlatilag is olyan jól kimunkáltak, hogy azok alkalmazása legtöbb méretezési problémának megoldásához, már elegendő pontosságúnak tekinthető.

A II. illetve a III. szintű módszerek esetében a szerkezet megbízhatóságának mértékét a $P_s = (1 - P_f)$ túlélési valószínűséggel lehet meghatározni, ahol P_f a tönkremenetel valószínűsége a figyelembevett tönkremeneteli mód és egy megfelelő referencia időszak mellett. A tönkremeneteli valószínűség és az ehhez tartozó β megbízhatósági index (lásd később) a szabályzati előírások egyes értékeinek felvételéhez és a tartószerkezetek biztonsági szintjeinek összehasonlításához elfogadottan alkalmazott értékek. A β értékek azonban nem feltétlenül jelentik az adott számú tartószerkezet tönkremeneteléhez rendelhető pontos értéket.

2.2 A megbízhatósági módszerről röviden

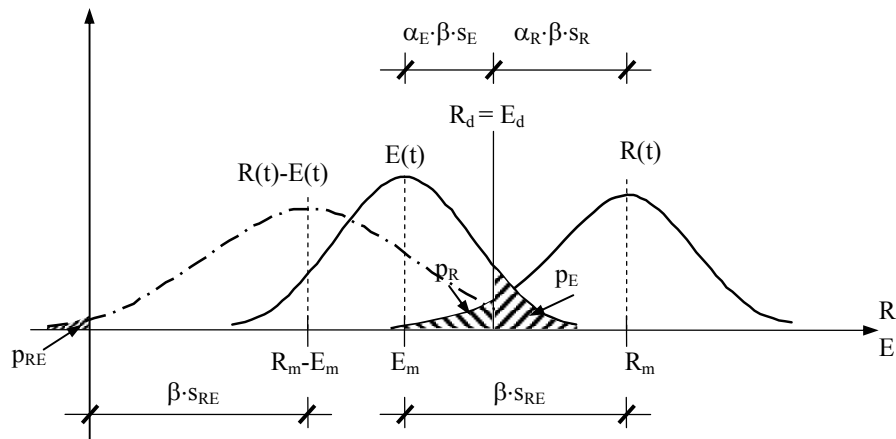
A tartószerkezeti teherbírás megfelelőségének igazolása elvégezhető a megbízhatósági elméleten alapuló eljárással. A teherbírás megfelelőségét az ellenállás R_m , illetve a hatás oldali G_m állandó és

$$Q_m = Q_{1m} + \sum_{i=2}^n \Psi_{0i} Q_{im} \quad (1)$$

esetleges terhek (a tervezett élettartamra vonatkoztatott) várható értékeinek felhasználásával kell igazolni, ahol Q_{1m} a kiemelt esetleges teher, Q_{im} az i -edik, nem kiemelt esetleges teher és Ψ_{0i} a Q_{im} -hez tartozó kombinációs (MSZ szóhasználattal: egyidejűségi) tényező.

2.2.1 A teherbírás megfelelőségének igazolása

Az $E_m = G_m + Q_m$ hatás együttes kezelése és összehasonlítása az R ellenállással a 2. ábra alapján értelmezhető [10].



2. ábra: A teher és az ellenállás sűrűségfüggvényei

Az szerkezet teherbírása megfelelő (2. ábra), ha

$$R_d - E_d \geq 0 \quad (2)$$

ahol:

R_d - az ellenállás tervezési értéke, amely féloldalas transzformációval⁴

$$R_d = R_m \exp(-\beta \cdot \alpha_R \cdot v_R) \quad (3)$$

E_d - a hatás oldal tervezési értéke

$$E_d = \left[G_m (1 - \beta \cdot \alpha_G^{(-)} \cdot v_G) + Q_m (1 - \beta \cdot \alpha_Q^{(-)} \cdot v_Q) \right], \quad (4)$$

⁴ A féloldalas transzformációra az ellenállási oldalon, azért van szükség mert enélkül a (3) összefüggés helyett alkalmazható $R_d = R_m (1 - \beta \cdot \alpha_R \cdot v_R)$ kifejezés a v_R -tól függően, negatív értéket vehetne fel. Ennek kizárását jelenti a transzformáció. A hatások oldalán erre értelemszerűen, nincs szükség.

ahol a fentiekén kívül α_G és α_Q az ún. érzékenységi tényezők v_G és v_Q az állandó és az esetleges teher relatív szórásai.

2.2.2 A globális biztonsági tényező

A teherbírasi követelmény teljesül, ha

$$R_m \geq \exp[\beta \cdot \alpha_R^{(+)} \cdot v_R] \cdot [G_m(1 - \beta \cdot \alpha_G^{(-)} \cdot v_G) + Q_m(1 - \beta \cdot \alpha_Q^{(-)} \cdot v_Q)] \quad (5)$$

ahol az α_i jelölések, az ún. érzékenységi tényezők, melyek a következőképpen számíthatók:

$$\alpha_R = \frac{R_d \cdot v_R}{\Sigma(\kappa_i)^2}; \quad \alpha_G = \frac{G_m \cdot v_G}{\Sigma(\kappa_i)^2}; \quad \alpha_Q = \frac{Q_m \cdot v_Q}{\Sigma(\kappa_i)^2}; \quad \Sigma\alpha_i^2 = 1; \quad (6)$$

itt
$$\sqrt{\Sigma\kappa_i^2} = \sqrt{(R_d \cdot v_R)^2 + (G_m \cdot v_G)^2 + (Q_m \cdot v_Q)^2} \quad (7)$$

A $Q_m = \mu G_m$ jelölés alkalmazásával a fenti kifejezést átrendezve a globális biztonsági tényező:

$$\gamma_m = \frac{R_m}{G_m + Q_m} = \left[\frac{1}{1 + \mu} (1 - \beta \alpha_G^{(-)} v_G) + \frac{\mu}{1 + \mu} (1 - \beta \alpha_Q^{(-)} v_Q) \right] \exp(\beta \alpha_R^{(+)} v_R) \quad (8)$$

alakot ölti, s ennek birtokában a teherbírasi, a (1) jelölésre is tekintettel

$$R_m \geq \gamma_m (G_m + Q_{1m} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{im}) \quad (9)$$

módon igazolható.

2.2.3 A v_i relatív szórások értelmezése

A Kelet-Európában általánosan alkalmazottnál nagyobb értékű parciális tényezőket az EN0 kidolgozói azzal indokolják, hogy az előzőekben szereplő és a hagyományos értelmezésű v_i relatív szórás fogalmát kibővítették, az alábbiak szerint. [12].

Az *ellenállási oldal* v_R relatív szórásában az EC szerinti értelmezésben a következő három tényező játszik szerepet:

- a mérési adattal jellemezhető szilárdsági értékek relatív szórása: $v_{Rf} = \frac{s_{iR}}{R_m}$,

- a számítási modell bizonytalansága: v_{Rm0} ,

- a geometriai adatok bizonytalansága: v_{RG} ,

ahol s_{iR} az ellenállási igénybevétel függvényében szereplő paraméterek egyedi értékeinek és szórásainak figyelembevételével a mérési adatok szórása.

E bizonytalanságok együttes figyelembe vétele a v_R eredő szórás

$$v_R = \sqrt{v_{Rf}^2 + v_{Rm0}^2 + v_{RG}^2} \quad (10)$$

bevezetésével.

Az *igénybevétel oldal*on lévő v_E relatív szórás értékét – a v_R -hez hasonlóan – az E hatás mért adatainak szórása ($v_{Ef} = \frac{s_{iE}}{E_m}$), az m számítási modell (v_{Em0}) és a G geometriai modell (v_{EG}) bizonytalanságai befolyásolják. Itt s_{iE} a hatásoldal függvényben szereplő paraméterek egyedi értékeinek és azok szórásának figyelembevételével számítható szórás.

Ezek alapján az igénybevételi oldalon lévő G és Q hatások korábbi értelmezése alapján:

- a v_G eredő szórás relatív értéke:

$$v_G = \sqrt{v_{Gf}^2 + v_{Gm}^2 + v_{GG}^2}, \quad (11)$$

- a v_Q eredő szórás relatív értéke:

$$v_Q = \sqrt{v_{Qf}^2 + v_{Qm}^2 + v_{QG}^2}, \quad (12)$$

ahol v_{Gf} , illetve v_{Qf} a mérési adatok relatív szórása a fenti v_{Ef} értelmezésének megfelelően.

2.2.4 A β megbízhatósági index

A fentiekben szereplő β megbízhatósági (biztonsági) index felvételéhez az EN0 a 2. táblázatban szereplő módon definálja az épületek kárhányad szerinti osztályait.

2. táblázat: *Épületek osztályozása a kárhányad alapján az EN 0 szerint*

Kárhányad szerinti osztály	Leírás	Példák az épületek és az építőmérnöki szerkezetek köréből
CC3	Az emberélet elvesztésének jelentősége nagy , vagy a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények rendkívül jelentősek	Lelátók, közösségi épületek, ahol a tönkremenetellel járó kár nagy (pl. koncertterem)
CC2	Az emberélet elvesztésének jelentősége közepes , a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények számottevőek	Lakó- és irodaházak, közösségi épületek, ahol a tönkremenetellel járó kár közepes (pl. irodaház)
CC1	Az emberélet elvesztésének jelentősége kicsi , a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények nem jelentősek, vagy elhanyagolhatók	Mezőgazdasági épületek, melyekben szokásos esetben emberek nem tartózkodnak (pl. raktárak), növényházak

A teherbírási határállapotok vizsgálatához tartozó β megbízhatósági index EN0 szerinti ajánlott minimális értékei a 3. táblázatban találhatóak.

3. táblázat: A β ajánlott értékei az EN0 szerint

Megbízhatósági osztály	A β minimális értékei	
	1 éves referencia-időszak	50 éves referencia-időszak
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Az RC2 megbízhatósági osztályhoz, és az ennek megfelelő CC2 kárhányad szerinti osztályhoz 1 éves, illetve 50 éves tervezési élettartam esetén ajánlott β megbízhatósági index EN0 szerinti értékeit a 4. táblázat tartalmazza. E táblázat egyúttal tartalmazza a fáradási és a használhatósági határállapotok vizsgálatához rendelt β értékeket is.

4. táblázat: A β ajánlott értékei a különböző határállapotok esetén az EN0 szerint

Határállapot	Előírányzott β megbízhatósági index	
	1 év	50 év
Teherbírási	4,7	3,8
Fáradási		1,5 – 3,8
Használhatósági (irreverzibilis)	2,9	1,5

A β megbízhatósági index és a p kockázat közötti $p = \Phi(-\beta)$ összefüggés normális eloszlásfüggvény alkalmazásával nyerhető értékeit az 5. táblázatban tüntetjük fel. Itt Φ a normális eloszlás függvényét szimbolizálja.

5. táblázat: A β és a p közötti összefüggés

p	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

2.2.5 Az EN0 szerinti ellenőrzési szintek

Annak érdekében, hogy az előzőekben előírányzott megbízhatósági szint érvényesüljön a tervező, vagy megrendelő az EN0 alapján előírja a megvalósítási tervek, illetve a kivitelezés ellenőrzésének a követelményeit. A szerkezet rendeltetéséből és értékéből eredő jelentőség szerint felvehető RC1-RC3 megbízhatósági osztályoktól függően kell meghatározni az ún. tervellenőrzési (DSL1-DSL3), illetve helyszíni ellenőrzési (IL1-IL3) szinteket a 6. és 7. táblázat adatai alapján.

Az EN0 lehetőséget ad arra, hogy az RC2 szokványosnak nevezhető megbízhatósági osztálytól eltérő RC1 (kisebb), vagy RC3 (nagyobb) megbízhatósági követelményeket az RC2 szerinti parciális tényezős méretezési eljárás keretében is figyelembe vegye a tervezés. Ekkor az RC2 szerinti hatások (illetve igénybevételek) számításához egyéként alkalmazott parciális tényezőket a 8. táblázatban szereplő K_{fi} szorzó-tényezővel szorzottan kell számításba venni.

6. táblázat: Tervellenőrzési szintek (DSL) (design supervision levels)

Tervellenőrzési szintek	Jellemzők	Ajánlott minimális követelmények a számítások, a tervlapok és a műszaki leírások ellenőrzéséhez
DSL3 az RC3-mal összhangban	Kibővített ellenőrzés	Független ellenőrzés: A tervezőtől független szervezet által végzett ellenőrzés.
DSL2 az RC2-vel összhangban	Szokásos ellenőrzés	A működési szabályzat szerinti felelős tervezőtől független személyek által végzett ellenőrzés.
DSL1 az RC1-gyel összhangban	Szokásos ellenőrzés	Önellenőrzés: A tervező által végzett ellenőrzés.

7. táblázat: A helyszíni ellenőrzés szintjei (IL) (inspection levels)

A helyszíni ellenőrzés szintje	Jellemzők	Követelmények
IL3 az RC3-mal összhangban	Kibővített ellenőrzés	Független ellenőrzés
IL2 az RC2-vel összhangban	Szokásos ellenőrzés	A működési szabályzat keretei között végzett ellenőrzés
IL1 az RC1-gyel összhangban	Szokásos ellenőrzés	Önellenőrzés

8. táblázat: A hatásokra vonatkozó K_{FI} tényező (factor for action)

A hatásokra vonatkozó K_{FI} tényező	Megbízhatósági osztály		
	RC1	RC2	RC3
K_{FI}	0,9	1,0	1,1

3. Tartószerkezetek méretezése a parciális tényezős eljárással

3.1 Az eljárásról általában

A parciális tényezők módszere lényegében a hazánkban eddig használatos osztott biztonsági tényezős eljárás továbbfejlesztett változata. Eszerint a szerkezetet úgy kell megtervezni, hogy az előírányzott tervezési élettartam alatt azok megfelelő megbízhatósággal és gazdaságosan legyenek alkalmasak a rendeltetészerű használatra, vagyis megfelelő legyen a teherbírásuk, használhatóságuk és a tartósságuk, a kiváltó okhoz képest aránytalan

mértékben ne károsodjanak rendkívüli körülmények között (esetleges robbanás, ütközés, rendkívüli hó- és szélhatás, továbbá emberi mulasztás következtében).

3.2 Tervezési élettartam

A tartószerkezetek előírt megbízhatóságát az EN szerinti tervezéssel, és az ezt kiegészítő megfelelő szintű megvalósítással és minőségbiztosítással kell elérni, figyelembe véve az 1. táblázat szerinti tervezési élettartamot.

3.3 A határállapot-koncepció ismérvei

Az erőtani követelmények teljesülésének ellenőrzéséhez – az előírányzott tervezési élettartam mellett – az EN0 teherbírási és használhatósági határállapotokat definiál. A határállapotok megfelelőségét a feltételezett tervezési állapotokban kell igazolni. A tervezési állapotok lehetnek tartós, ideiglenes és rendkívüli állapotok. Az időtől függő, halmozódó jellegű hatások esetén a határállapotok (pl. a fáradás) igazolásakor a használati élettartamot is figyelembe kell venni.

3.3.1 A tervezési- és határ-állapotok

3.3.1.1 Tervezési állapotok:

- a tartós tervezési állapotok, a szokásos használat körülményeit definiálják,
- az ideiglenes tervezési állapotok, a tartószerkezet rövid ideig tartó használatát (például a megvalósítás, javítás állapotát) jelentik,
- a rendkívüli tervezési állapotok, a tartószerkezetre ható kivételes körülmények (tűzhatás, robbanás, ütközés, meteorológiai hatás rendkívüli értéke, vagy helyi) károsodásának következményeit írják le.
- a szeizmikus tervezési állapotok, melyek szeizmikus hatással terhelt szerkezet működési körülményeit írják le.

3.3.1.2 Teherbírási határállapotok:

- a helyzeti állékonyság megszűnése, amikor a tartószerkezet, vagy annak egy része, mint merev test egyensúlyát veszti,
- a túlzott mértékű alakváltozás bekövetkezése, a tartószerkezet, vagy egy tartószerkezeti rész folyási mechanizmussá való átalakulása,
- a szilárdsági törés,
- a tartószerkezet, vagy
- tartószerkezeti rész (ezen belül, a támaszok, az alapozás) stabilitásának elvesztése, tönkremenetele,
- a a fáradás, vagy más időtől függő hatások miatti tönkremenetel.

3.3.1.3 Használhatósági határállapotok:

- a tartószerkezetnek, vagy tartószerkezeti elemnek a szokásos használati körülmények közötti használhatóságával (jelentős lehajlással és túlzott repedezettséggel)
- az emberek komfortérzetével
- az építmény külső megjelenésével (burkolatok, nem tartószerkezeti elemek károsodásával)

kapcsolatos határállapotok.

Az előzőeken túlmenően megkülönböztetünk továbbá reverzibilis és irreverzibilis használhatósági határállapotokat.

3.3.2 Határállapot-koncepció szerinti tervezés alapelve

A határállapot koncepció szerint minden lehetséges tervezési állapotban igazolni kell, hogy az alkalmazott tartószerkezeti és tehermodellek alapján eljárva, a hatások, az anyag-, vagy termékjellemzők és a geometriai méterek tervezési értékeit alkalmazva, az adott határállapot túllépése nem következik be.

3.3.2.1 Karakterisztikus és reprezentatív értékek

A hatás és ellenállás fent említett és az alábbiakban részletezett tervezési értékeinek gyakorlati meghatározásának kiinduló adata, a karakterisztikus érték (3. ábra).

- a) A hatások esetén a *karakterisztikus érték* a hatás jellegétől függően a tervezett élettartamra prognosztizált állandó- és esetleges tehermaximumok adott referencia időszakra vonatkoztatott alsó-, vagy felső küszöbértéke, vagy várható értéke, melynek jelölése:

$$F_k(G_k; G_{k,inf}, G_{k,sup}, Q_k),$$

A *reprezentatív érték* az F_k hatásnak a határállapot igazolásakor alkalmazott értéke. Ez lehet

- F_k karakterisztikus érték,
- $\psi_0 F_k$ kombinációs érték,
- $\psi_1 F_k$ gyakori érték,
- $\psi_2 F_k$ kvázi állandó érték,

ahol ψ_i a kombinációs tényező (lásd: Melléklet).

- b) Az ellenállás (teherbírás, szilárdság) esetében *karakterisztikus érték* az anyag- vagy termékjellemző statisztikai eloszlása alapján egy előírt (általában: 5 %-os) küszöbérték, jelölése: $R_k(f_k)$.
- c) A geometriai adatoknál a *karakterisztikus érték* általában a terv szerinti névleges érték, vagy adott esetben statisztikai eloszlás alapján előírt küszöbérték, jelölése: L_{nom} , vagy a_{nom} .

3.3.2.2 A tervezési érték

A tervezési érték az adott rendeltetésű épület tartószerkezeténél vállalható p_{opt} kockázatnak a hatás és az ellenállás oldalára való szétosztásának figyelembevételével a hatások és ellenállások tervezéskor alkalmazott értéke (3. ábra)

- a teherbírás esetében számításba vett tervezési értékek

- a) *állandó és esetleges* hatásoknál a G_k , illetve $G_{k,inf}$, $G_{k,sup}$, továbbá a Q_k karakterisztikus érték és a vonatkozó γ_G , illetve $\gamma_{G,inf}$, $\gamma_{G,sup}$, γ_Q parciális (biztonsági) tényező szorzata, mint egy adott (általában: 95 %-os) küszöbértéknek megfelelően,

- b) a komoly következményekkel járó *rendkívüli hatás* (például: földrengés, vagy meteorológiai hatás rendkívüli értéke) esetén az előírt A_d , vagy A_{Ed} érték, vagy rendelkezésre álló adatbázis esetén számítható (általában: 99 %-os) küszöbérték,
 - c) az ellenállási paramétereknél (például: beton, betonacél szilárdság, vagy pl. a helyzeti állékonyságnál a támfal tömege) a karakterisztikus értékek egy $\gamma_R(\gamma_c, \gamma_s)$ parciális (biztonsági) tényezővel osztott értéke, (általában: 1,0 %-os küszöbérték).
- a használhatóság esetében figyelembe vett számítási értékek:
- d) hatás oldalán az állandó hatások és az esetleges hatások közül a domináns hatás karakterisztikus értéke, a nem domináns esetleges hatások esetében a vizsgált állapot szempontjából mérvadó küszöbértéket eredményező $\psi_i(\psi_0 > \psi_1 > \psi_2) \leq 1,0$ kombinációs tényezőkkel képzett $\psi_i \cdot Q_{ki}$ reprezentatív érték,
 - e) ellenállás oldalán a paraméterek karakterisztikus értéke.

Megjegyzés:

A $G_{k,inf}$, $G_{k,sup}$ az állandó hatások alsó és felső karakterisztikus értékét (általában 5 %, mint alsó-, vagy 95 %-os, mint felső, becsült küszöbértékek) akkor vesszük figyelembe, ha a G az ellenállásban játszik szerepet és/vagy a várható érték (pl. talaj esetén) az átlagosnál nagyobb bizonytalansággal becsülhető meg,

3.4 A hatás tervezési értéke (a hatáskombinációk)

A továbbiakban az E_d , illetve az E_{ser} tehercsoportok EN0 szerinti értelmezésével általában a tartószerkezeteket illetően foglalkozunk, de megjegyzések formájában a geotechnikai hatásokra is kitérünk.

3.4.1 A teherbírési határállapotokhoz tartozó hatáskombinációk

A szilárdsággal összefüggő teherbírési határállapotok vizsgálatához a hatáskombinációk a következők szerint adhatók meg.

a) A tartós és ideiglenes tervezési állapothoz, mint alapkombináció:

$$E_{d,1} = \gamma_{sd} \left[\sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup} + \gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}) + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right] \quad (13)$$

vagy részletes erőteni vizsgálat esetén a kombinációs összehasonlításnál:

$$E_{d1} = \gamma_{sd} \cdot \max \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} (\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}) + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} (\xi_j \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}) + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right. \quad (13/a)$$

b) A rendkívüli tervezési állapot vizsgálatához a hatáskombináció:

$$E_{d,2} = \gamma_{sd} \left[\sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + P_k + A_d + (\psi_{1,1} \text{ vagy } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right], \quad (13/b)$$

c) A szeizmikus állapothoz a hatáskombináció:

$$E_{d,3} = \gamma_{Sd} [\sum (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}],$$

(13/c)

ahol

γ_{Sd} – a számítási modell megbízhatóságával, vagy a szerkezet szokványostól való eltéréseivel összefüggésben, tervezői mérlegeléssel választott kiegészítő parciális tényező, (pl. K_{fi} tényező a 7. táblázat szerint)

„+” – a „kombináció előjeles összegezéssel” kifejezést jelöli,

$G_{kj,sup}$, $G_{kj,inf}$ – a j-edik állandó hatás alsó vagy felső karakterisztikus értéke,

P_k – a feszítésből származó hatás karakterisztikus értéke,

$Q_{k,1}$ – a domináns esetleges hatás karakterisztikus értéke,

$Q_{k,i}$ – a nem domináns i-edik esetleges hatás karakterisztikus értéke,

ξ – csökkentő tényező, értéke általában 0,85,

$\gamma_{Gj,sup}$, $\gamma_{Gj,inf}$ – a j-edik állandó hatás alsó vagy felső parciális tényezője, általában:

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35 \text{ és } \gamma_{Gj,inf} = 1,00,$$

γ_P – a feszítés parciális tényezője,

$\gamma_{Q,1}$ – a domináns esetleges hatás parciális tényezője, $\gamma_{Q,1} = 1,50$,

$\gamma_{Q,i}$ – a nem domináns esetleges hatás parciális tényezője $\gamma_{Q,i} = 1,50$, ha Q_i kedvezőtlen hatású, egyébként $\gamma_{Q,i} = 0$,

A_d – a rendkívüli (ütközés, tűzhatás és a kivételes mértékű meteorológiai hatás) tervezési értéke,

A_{Ed} – a szeizmikus hatás tervezési értéke,

ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 – a kombinációs tényezők.

Megjegyzések:

1) $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ és $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ között a *rendkívüli esemény* bekövetkezte (ütközés, tűzhatás, vagy rendkívüli esemény, illetve tervezési helyzet szerinti körülményektől függően kell választani. ($\psi_{1,1} > \psi_{2,1}$)

2) az EC0 szerint a *geotechnikai* hatások esetén az (13) összefüggésben γ_i tényező értéke:

-- *merevtestnek tekintett tartószerkezet, vagy tartószerkezeti rész helyzeti*

állékonyságának vizsgálatához: $\gamma_{Gj,sup} = 1,0$; $\gamma_{Gj,inf} = 0,9$ és $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,50$, ha Q hatása kedvezőtlen, ha nem, akkor $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 0$,

-- *helyzeti állékonyság igazolásakor, ha a tartószerkezeti elemek ellenállását is figyelembe kell venni, akkor* $\gamma_{Gj,sup} = 1,35$; $\gamma_{Gj,inf} = 1,15$ és $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,50$, ha Q hatása kedvezőtlen, ha nem, akkor $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 0$,

-- *a geotechnikai hatások tervezési értékeinek meghatározásához*: $\gamma_{Gj,sup} = \gamma_{Gj,inf} = 1,0$ és $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,30$, ha a Q hatása kedvezőtlen, ha nem, akkor $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 0$.

3) a kivételes mértékű

- *hóteher* mint rendkívüli hatás [16]: $s_{Ad} = C_{est} \cdot s_k$, ahol az MSZ EN 1991-1-3:2005 szerint $s_k \geq 1,25 \text{ kN/m}^2$ a hóteher karakterisztikus értéke és $C_{est} = 2,0$, továbbá

- *szélhatás* [17]: a határoló fal, ablakok esetleges helyi tönkremenetelét feltételezve az ellenállást biztosító teherviselő szerkezetre a szél nyomás és szívás együttes értéke hat, mint rendkívüli hatás.

Megjegyzés: az anyagok parciális tényezője általában betonhoz: $\gamma_c = 1,5$, acélra

$\gamma_s = \gamma_p = 1,15$, de a rendkívüli tehercsoportra vonatkozó ellenállás számításához a parciális tényező a betonra: $\gamma_c = 1,2$, az acélra $\gamma_s = \gamma_p = 1,0$.

3.4.2 A használhatósági határállapotokhoz tartozó hatáskombinációk

3.4.2.1 A terhek karakterisztikus kombinációja

- a) A terhek karakterisztikus kombinációja (az irreverzibilis határállapotok vizsgálata keretében a feszültségellenőrzéshez: $\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}$; $\sigma_s \leq 0,8 f_{sk}$; $\sigma_p \leq 0,75 f_{pk}$; továbbá a repedésmentesség igazolásához), például lakó- és középület esetén:

$$E_{ser,a} = \sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (14/a)$$

Megjegyzés: ez a vizsgálat lényegében a korábbi ún. megengedett feszültségen alapuló eljárást helyettesítő vizsgálati eset.

- b) A terhek gyakori kombinációja (a reverzibilis határállapotok, az épületek eltolódásának, lengésének; feszített szerkezet repedezettségi állapotának vizsgálatához)

$$E_{ser,b} = \sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (14/b)$$

- c) A terhek kvázi-állandó kombinációja (a tartós hatások következményeinek, a szerkezeti elemek eltolódásának, a vasbeton szerkezet repedéstágasságának vizsgálatához):

$$E_{ser,c} = \sum (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + P_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (14/c)$$

3.5 A teherbírás tervezési értéke

3.5.1 Az anyag- vagy termékjellemzők tervezési értékei

Az anyag-, vagy termékjellemző X_d tervezési értékét (általában: 1%-es küszöbérték) a következő általános összefüggéssel lehet meghatározni (3. ábra):

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (15)$$

ahol:

X_k - az anyag-, vagy termékjellemző karakterisztikus értéke (általában: 5 %-os küszöbérték)

η - az átszámítási tényező várható értéke, mely

- a térfogati és mérethatást,
- a nedvességtartalom és a hőmérséklet hatását, és
- más, egyéb lényeges paraméterek hatását veszi figyelembe.

γ_m az anyag-, vagy termékjellemző parciális tényezője, mely

- az anyag-, vagy termékjellemző karakterisztikus értéktől való kedvezőtlen irányú eltérésének lehetőségét;
- az η átszámítási tényező véletlenszerű pontatlanságait veszi figyelembe.

Megjegyzés: az η átszámítási tényező figyelembe vehető még:

- implicit módon, a karakterisztikus értékben, vagy
- a γ_m helyett γ_M alkalmazásával (lásd: később)

Az X_d tervezési érték a következő módszerek alapján is meghatározható:

- mért fizikai jellemzők alapján, vagy
- kémiai összetétel alapján, vagy
- megelőző tapasztalatok alapján, vagy
- európai szabványok, vagy más, dokumentumok alapján.

3.5.2 A geometriai méretek tervezési értékei

Tartószerkezetek geometriai méreteinek tervezési értékei (az igénybevételekhez és/vagy az ellenálláshoz) megegyeznek a névleges értékekkel:

$$a_d = a_{\text{nom}} \quad (16)$$

Ha a geometriai méreteltérések (pl. az alkalmazott terhek támadáspontjának, vagy a támaszok elhelyezésének pontatlansága) megbízhatóságot jelentősen befolyásolják (pl. másodrendű hatások esetén), akkor a geometriai méretek tervezési értékét a következőképpen kell felvenni:

$$a_d = a_{\text{nom}} \pm \Delta a, \quad (17)$$

ahol:

- Δa - a karakterisztikus, vagy a névleges értéktől való kedvezőtlen irányú eltérés lehetőségét;
- több geometriai méreteltérés egyidejű felléptének halmozódó hatását veszi figyelembe.

Másfajta méreteltérések hatását a parciális tényezőkkel kell számításba venni:

- az igénybevétel-oldalon (γ_F), és/vagy
- az ellenállás-oldalon (γ_M) alkalmazásával.

Megjegyzés: A megvalósításra vonatkozó mérettűréseket a kivitelezési szabványok tartalmazzák.

3.5.3 Az ellenállás tervezési értéke

Az ellenállás R_d tervezési értéke (általában a teherbírás 1 %-os küszöbértéke):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\} \quad i \geq 1 \quad (18)$$

módon írható fel (3. ábra), ahol az előzőekben értelmezett jelöléseken túlmenően:

γ_{Rd} - az ellenállás parciális tényezője, mely az ellenállás számításához alkalmazott modell és a geometriai méretek bizonytalanságait veszi figyelembe, ha azokat a globális modell nem tartalmazta,

$X_{d,i}$ - az i -edik anyagjellemző tervezési értéke.

Az ellenállás (18) szerinti R_d tervezési értéke a következőképpen egyszerűsíthető:

$$R_d = R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d\right\} \quad i \geq 1 \quad (19)$$

ahol:

$$\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \times \gamma_{m,i}$$

Az ellenállás tervezési értékét közvetlenül is meg lehet határozni az anyag, vagy a termék (pl. acélszerkezet, kísérlettel segített tervezés esetén) ellenállásának karakterisztikus értékéből, a következők szerint:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (20)$$

3.6. Teherbírási határállapotok

3.6.1 Általános elvek

3.6.1.1 A teherbírási határállapotok

A szilárdság kimerülésével összefüggő teherbírási határállapotok definíciója az EN0 szerint:

- a) EQU (static equilibrium): A merev testnek tekintett tartószerkezet vagy bármely tartószerkezeti rész *helyzeti állékonyságának* elvesztése, amikor:
 - az egy forrásból származó hatások értékének, vagy térbeli eloszlásának kismértékű változása jelentős következményekkel jár, és
 - az építőanyagok, vagy a talaj szilárdsága általában nem domináns.
- b) STR (structure): A tartószerkezet vagy a tartószerkezeti elem *szilárdsági tönkremenetele* vagy túlzott mértékű alakváltozása, beleértve az alaptesteket, cölöpöket, résfalakat stb., amikor a tartószerkezet építőanyagainak szilárdsága domináns.
- c) GEO: Az *altalaj törése*, vagy túlzott mértékű alakváltozása, ahol a talaj, vagy a kőzet szilárdsága az ellenállásban jelentős szerepet játszik.
- d) FAT: A tartószerkezet, vagy a tartószerkezeti elemek *fáradási törése*.

3.6.1.2 A helyzeti állékonyság és a szilárdság vizsgálata

A helyzeti állékonyság határállapotának vizsgálata során igazolni kell, hogy:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (21)$$

ahol:

- $E_{d,dst}$ - a destabilizáló hatásokból származó igénybevételek tervezési értéke;
 $E_{d,stab}$ - a stabilizáló hatásokból származó igénybevételek tervezési értéke.

Egy keresztmetszet, egy tartószerkezeti elem, vagy egy kapcsolat törési, vagy túlzott alakváltozás bekövetkezte miatti határállapotának (STR és/vagy GEO) vizsgálata során igazolni kell, hogy:

$$E_d \leq R_d \quad (22)$$

ahol:

- E_d - az igénybevételek (belső erő, nyomaték, vagy a belső erőket, nyomatékokat tartalmazó vektormennyiség) tervezési értéke,
 R_d - a megfelelő ellenállás tervezési értéke.

3.7 Használhatósági határállapotok

3.7.1 A használhatóság igazolása

A használhatósági követelmények teljesüléséhez igazolni kell, hogy:

$$E_d \leq C_d, \quad (23)$$

ahol:

C_d - az adott használhatósági követelményhez tartozó korlát tervezési értéke;

E_d - a használhatósági követelményben előírt, és a vonatkozó hatáskombináció alapján meghatározott igénybevételből származó elváltozás tervezési értéke.

3.7.2. Használhatósági követelmények

A használhatósági követelmények igazolásakor számításba vett alakváltozásokat a vonatkozó építési mód figyelembevételével, valamint a megrendelő, vagy a nemzeti hatóság egyetértésével kell meghatározni.

Megjegyzés: Más használhatósági követelmények, mint pl. a repedéstágasság, a feszültségek, vagy az alakváltozások korlátozása, vagy a csúszási ellenállás tekintetében a vonatkozó anyagszabvány EC előírásai mérvadóak.

3.8. Az erőtani követelmények

Az erőtani (teherbírási, használhatósági) követelmény teljesülésének vizsgálatára szolgáló kiinduló adatok

a) a teherbírás ellenőrzéséhez (3. ábra)

-- a hatás F_k , illetve az ellenállás R_k karakterisztikus értékeiből számítható $E_d(M_{Ed}, N_{Ed}, V_{Ed}, T_{Ed})$ igénybevételek, továbbá a szilárdsági, vagy a másodrendű hatásokból származó stabilitásvesztési ellenállás $R_d(M_{Rd}, N_{Rd}, V_{Rd}, T_{Rd})$ tervezési értéke,

-- a szerkezet helyzeti állékonyságát (elcsúszását, felborulását, felúszását) destabilizáló ($E_{d,dst}$), illetve stabilizáló ($E_{d,stab}$) állapotjellemzők,

-- a fáradás következtében kialakuló törési állapothoz tartozó D_d tönkremeneteli állapotjellemző,

-- a tűzállósággal kapcsolatban a T_R ellenállás-megmaradási és T_E értékmentési idő.

A teherbírási követelmények teljesülnek, ha az

$$E_d(M_{Ed}, N_{Ed}, V_{Ed}, T_{Ed}) \leq R_d(M_{Rd}, N_{Rd}, V_{Rd}, T_{Rd}), \quad (24)$$

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}, \quad (25)$$

$$D_d \leq 1,0, \quad (26)$$

$$T_E \leq T_R, \quad (27)$$

feltételek teljesülnek.

Megjegyzés: 1) Az M_{Rd} , N_{Rd} , V_{Rd} és T_{Rd} (hajlító nyomaték, normálerő, nyírási erő, továbbá csavaró nyomatéki) ellenállások képzésének módját a vonatkozó anyagszabványok tartalmazzák.

2) A helyzeti állékonyságra, a fáradási és tűzállósági vizsgálatokra a továbbiakban nem térünk ki, e feladatokkal más kiadványok és az egyes anyagszabványokkal foglalkozó dolgozatok tárgyalják.

b) a használhatóság ellenőrzéséhez

A 3.4.2.1 pont szerinti tehercsoportosítások szerint számítható hatások:

$\sigma_{E,ser}$ - normál feszültségek,

$y_{E,ser}$ – alakváltozások, eltolódások és

$w_{E,ser}$ – repedésmentességi, repedészáródási vagy repedésmegnyílási

állapotjellemzők.

A használhatósági követelmények teljesülnek, ha az állapotjellemzők nem nagyobbak, mint a vonatkozó előírásokban található esztétikai, üzemeltetési, vagy korrózióvédelmi szempontból előírt, a tartós használhatóságot biztosító vonatkozó (σ_{adm} , y_{adm} , w_{adm}) korlátértékek, azaz

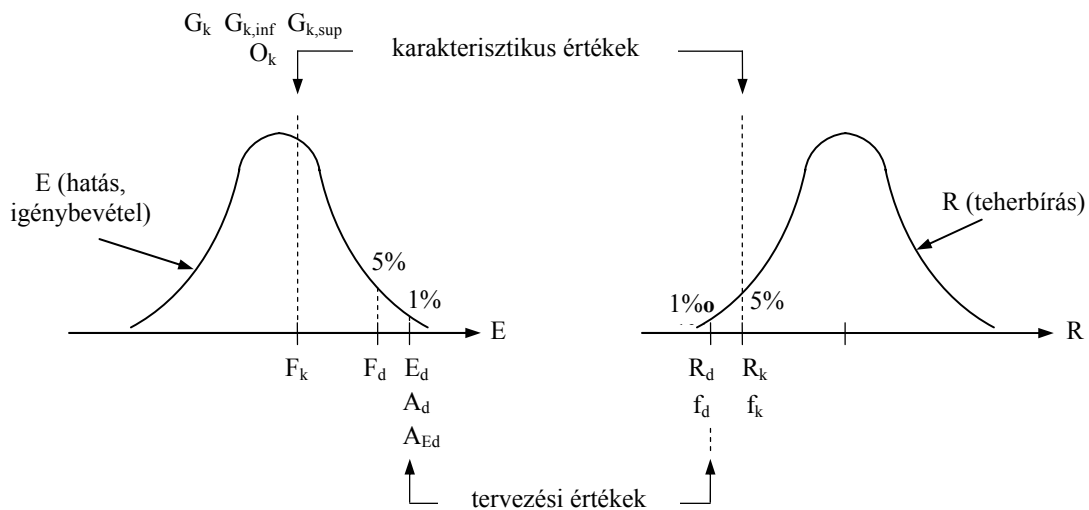
$$\sigma_{E,ser} \leq \sigma_{adm}, \quad (28)$$

$$y_{E,ser} \leq y_{adm}, \quad (29)$$

$$w_{E,ser} \leq w_{adm}, \quad (30)$$

feltételek, teljesülnek.

Megjegyzés: A $\sigma_{E,ser}$, $y_{E,ser}$ és $w_{E,ser}$ (a normál feszültség, alakváltozás, repedéstágasság) meghatározásának módját, a számítás részleteit e kiadvány anyagszabványokkal kapcsolatos dolgozatai tárgyalják.



3. ábra: A méretezés alapelve

Az ábrában, a fentiekben nem szereplőkön kívüli jelölések:

G_k , - az állandó teher karakterisztikus értéke (50%-os valószínűségi (átlag) érték),

Q_k - a esetleges teher karakterisztikus értéke (adott referencia időszakra vonatkoztatott adott %-os küszöbérték),

F_k - az egyedi hatás karakterisztikus értéke,

F_d (G_d , Q_d)– az egyedi hatás tervezési értéke ($\approx 5\%$),

E_d - a hatás-, vagy teher-csoport tervezési értéke ($\approx 99\%$),

A_d – a rendkívüli hatás (pl. ütközés, rendkívüli meteorológiai hatás (pl. hóteher) tervezési értéke,

A_{Ed} – a földrengési hatás tervezési értéke,

R_k , f_k - a teherbírás, a szilárdság karakterisztikus értéke (5%)

R_d, f_d - a teherbírás, a szilárdság tervezési értéke ($\approx 1\%$ o),

Összefoglalás

Az EN 1990 Eurocode (EN0) a tartószerkezetek tervezésének alapjait foglalja össze. Az EN0 definiálja a tartós, ideiglenes, rendkívüli, szeizmikus tervezési állapotokat. Értelmezi a méretezés alapelveire, a szerkezeti biztonságra, a teherbírásra, a használhatóságra és a tartósságra, továbbá a tervezett élettartamra vonatkozó tervezési követelményeket. Az új szerkezetek tervezéséhez használható EN0 a megbízhatósági módszerre épül és határállapot koncepció keretében a parciális tényezők módszerét alkalmazza. Az EN0 a megbízhatósági kérdésekben elvi útmutatást ad más műszaki előírások készítői számára az abban részletesen nem tárgyalt egyéb hatások (szerkezet típusok, anyagok és szerkezetek) figyelembe vételéhez. E mellett az EN0 tájékoztató az ipari partnerek, a tervezők, a kivitelezők, és az illetékes hatóságok számára is.

Summary

The EN 1990 Eurocode (EN0) summarises the basics of structural design. It provides definitions for permanent, transient, accidental as well as seismic design situation. It explains the design criteria for dimensioning principles, structure safety, structural resistance, serviceability, durability and fire resistance. The EN0 used for design of new structures is based on the reliability method and within the idea of limit states it applies the method of the partial safety factors. Supplying principal instructions in reliability, the EN0 helps those who make some other kinds of technical regulations to take into consideration otherwise not discussed effects, such as structures and materials. Besides, the EN0 provides information to industrial partners, designers, contractors and competent authorities as well

Melléklet. Az épületekre vonatkozó Ψ -tényezők ajánlott értékei

Hatás	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Épületek hasznos terhei kategóriák szerint (lásd az EN 1991-1-1-et)			
A kategória: lakások, lakóépületek	0,7	0,5	0,3
B kategória: irodák	0,7	0,5	0,3
C kategória: gyülekezésre szolgáló területek	0,7	0,7	0,6
D kategória: üzletek	0,7	0,7	0,6
E kategória: raktárak	1,0	0,9	0,8
F kategória: járműforgalom, járműsúly $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
G kategória: járműforgalom, $30\text{kN} < \text{járműsúly} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
H kategória: tetők	0	0	0
Épületek hőterhei (lásd az EN 1991-1-3-at)*			
Finnország, Izland, Norvégia, Svédország	0,7	0,5	0,2
A többi H > 1000 m tengerszint feletti magasságban lévő CEN Tagállam	0,7	0,5	0,2
A többi H ≤ 1000 m tengerszint feletti magasságban lévő CEN Tagállam	0,5	0,2	0
Épületek szélterhei (lásd az EN 1991-1-4-et)	0,6	0,2	0
Hőmérsékleti (nem tűz) hatások épületekben (lásd az EN 1991-1-5-öt)	0,6	0,5	0
<p>MEGJEGYZÉS A Ψ-tényezőket a Nemzeti Mellékletben lehet megadni.</p> <p>* A következőkben nem említett országokban a helyi adottságok szerint kell meghatározni.</p>			

Irodalom

- [1] Kazinczy G.: Kísérletek befalazott tartókkal. *Betonszemle* 1914. II. évf. 4., 5, és 6. szám, 68-71., 83-87-, 101-104. old.
- [2] Mayer, M.: *Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Genzkräften austatt nach zulässigen Spannungen*, Verlag von Julius Springer, 1926. Berlin.
- [3] Kazinczy G.: *Az anyagok képlékenységének jelentősége a tartószerkezetek teherbírása szempontjából*, Budapest, Egyetemi Nyomda, 1942.
- [4] A. Gvozgyev: A szerkezetek teherbírásának számítása a határegyensúly alapján (oroszul). *Gosztrojizdat*, 1949. Moszkva.
- [5] Moe, A J.: Analysis of safety. Publication preliminaire du III. Congres de I.A.J.P.C pp. 625. Liege. 1948.
- [6] Korányi Imre: A szerkezetek biztonsága. Magyar Közlekedés, Mély- és Vízépítés I. évfolyam 2. szám. 70-85. old. 1949.
- [7] MSZ EN 1990 Eurocode: A tartószerkezeti tervezés alapjai (2003. augusztus 1.-én közzétett angol nyelvű változatának 2004 év május 1.-én megjelent magyar nyelvű változata).
- [8/a] Ideiglenes Közúti Hídszabályzat. Budapest 1950.

- [8/b] Vasúti Hídszabályzat. Budapest 1951.
- [9] Gábory Pál-Menyhárd István-Rózsa Mihály: Vasbetonszerkezetek új méretezési módja. A biztonsági tényezőkön és a törési elméleten alapuló számítási módszer. Építőipari Könyv és Lapkiadó és Építéstudományi Intézet. Budapest, 1951.
- [10] Menyhárd István: A magasépítési vasbetonszabályzati-kiegészítés magyarázata. Építőipari Könyv és Lapkiadó és Építéstudományi Intézet. Budapest, 1951.
- [11] Közúti Hídszabályzat. Közlekedés- és Postaügyi Minisztérium. Budapest 1956.
- [12] Farkas Gy.- Huszár Zs.- Kovács T.- Szalai K.: Betonszerkezetek Eurocode szerinti tervezése. Terc könyvkiadó, Budapest, 2006 június (sajtó alatt)
- [13] Szalai Kálmán: Vasbetonszerkezetek Műegyetemi Kiadó. Budapest, 1987, 1997.
- [14] Szalai Kálmán: A beton parciális tényezőjének összetevői. Beton 2002. április X. évf. 4. szám
- [15] MSZ EN 1991-2 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások 2. rész: Hidak forgalmi terhei
- [16] MSZ EN 1991-1-3 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások 1-3. rész:Általános hatások. Hóteher
- [17] EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on Structures – General actions-Part1-4: Wind action