

Összefoglalás és Tézisek

készült a:

WEAK STOREY BEHAVIOUR OF CONCENTRICALLY BRACED STEEL FRAMES SUBJECTED TO SEISMIC ACTIONS

című disszertációhoz

Merczel Dániel Balázs

szerző, doktorjelölt által

Készült a:

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetemen

témavezető:

Dr Lógó János

és a

Institut Nationale des Sciences Appliquées Rennes Egyetemen

témavezető:

Dr Mohammed Hjaaj



2015 Január

Tartalom

1. A disszertáció rövid összefoglalása	2
2. A disszertációban vizsgált probléma bemutatása.....	4
3. Az Eurocode 8 szerint tervezett épületek hatékonysága.....	7
4. A gyengeszinti viselkedés kialakulásának okai.....	9
5. A Robust Seismic Brace Design módszer	12
6. Az RSBD módszerrel megerősített épületek viselkedése	15
7. A disszertáció tézisei.....	19
8. Theses of the dissertation in English.....	21
9. A disszertációhoz kapcsolódó publikációk.....	23

1. A DISSZERTÁCIÓ RÖVID ÖSSZEFOGLALÁSA

A „Weak storey behaviour of concentrically braced steel frames subjected to seismic actions” című doktori disszertáció a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Karán és az INSA de Rennes egyetemen folytatott közös felügyeletű doktori képzés és a hozzá kapcsolódó kutatás eredménye. A disszertáció és a teljes eljárás nyelve az érintett felek által kötött szerződésnek megfelelően angol. Az alábbiakban egy rövid, magyar nyelvű tartalmi összefoglaló, illetve a magyar doktori eljárás követelményeinek eleget téve a disszertáció tézisei kerülnek bemutatásra.

A disszertáció első fejezetében azok az ismeretek kerülnek bemutatásra, amelyek szükségesek ahhoz, hogy rácsos merevítő szerkezetek szeizmikus viselkedéséről és méretezéséről beszélni lehessen. Definíciók és elvek kerülnek ismertetésre és betekintés nyerhető az Eurocode 8 idevonatkozó részébe is.

A második fejezet lényegében a vonatkozó irodalomból kiemelt darabok bemutatásának szentelt. A fejezet első része a szerkezeti elemek, úgymint acél zártszelvényű rácsok, csomólemezek illetve acél oszlopok várható ciklikus tönkremenetelével foglalkozik. A második rész a területen tevékenykedő legjelentősebb szerzők kutatási eredményeinek rövid bemutatása

A harmadik fejezet az Eurocode 8 szerint tervezett központos rácsozással merevített keretek földrengés válaszát vizsgálja. Először bemutatásra kerülnek azok a 4 és 10 szint közötti 24×24 méter alapterületű épületek, melyeken növekményes dinamikai analízissel kerül megvizsgálásra azok viselkedése. A fejezet részletes leírást ad továbbá a valós dinamikai analízishez használt modellek felépítéséről, a használt végelemekről, anyagmodellről és egyéb vonatkozó paramétereikről. Az elvégzett nagyszámú modellkísérletek lehetőséget adnak a merevített keretek viselkedésének átfogó jellemzésére és az eredményekben ismétlődő szabályszerűségek is megállapításra kerülnek.

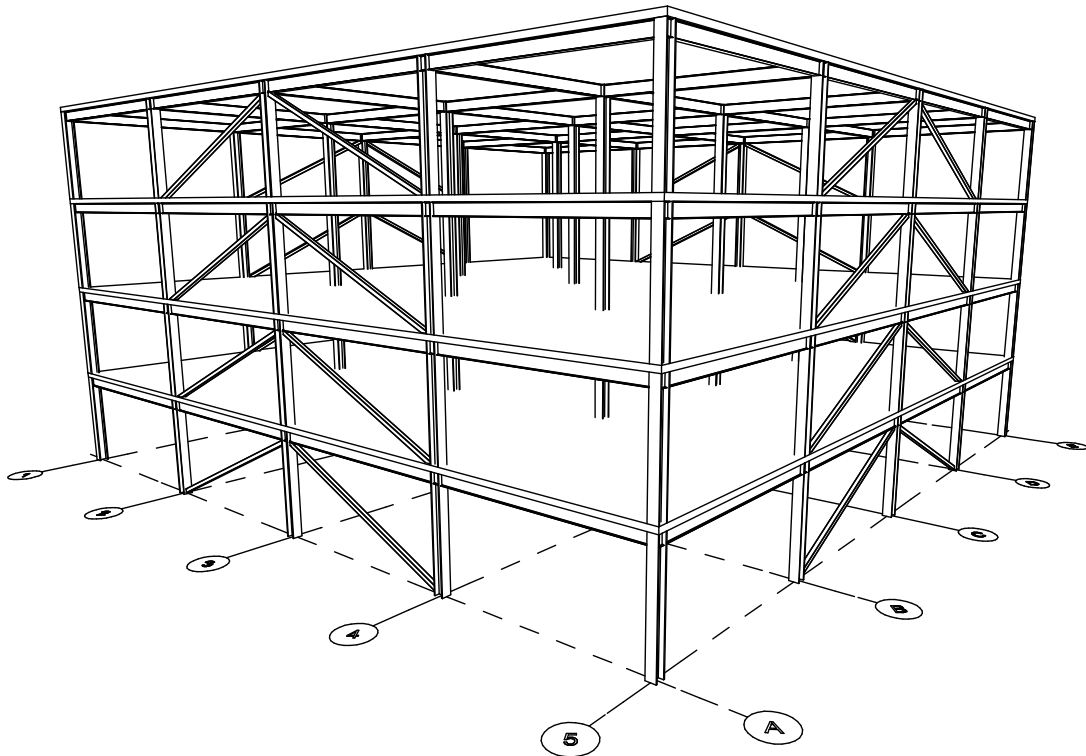
A negyedik fejezet első felében bemutatásra kerül a központos rácsozással merevített keretek sajtáságos viselkedése földrengés esetén. Megállapítást nyer, hogy hogyan függ össze a gyengeszinti viselkedés, a halmozódó képlékeny alakváltozás, a merevítő rudak állagromlása és az épület modális viselkedésének ebből származó minőségi változása. A gyengeszinti viselkedéssel összefüggésbe hozható tényezők azonosítása lehetővé teszi a fejezet második felében az Eurocode 8 vonatkozó részeinek kritikai vizsgálatát, hiányosságainak felismerését.

Az ötödik fejezetben felhasználásra kerülnek a korábban, a gyengeszinti viselkedésről tett megállapítások egy új tervezési eljárás kialakításában. A Robust Seismic Brace Design (röviden RSBD) névre keresztelt módszer alapvetően két új feltételt fogalmaz meg, amelyeket az Eurocode 8 eljárásával párhuzamosan, illetve annak egyes részei helyett kell alkalmazni. A módszer elvét tekintve képlékeny analízis alapú és a szerkezet nem rugalmas viselkedésére épített. A módszer célja egyfelől a gyengeszinti tönkremeneteli mechanizmus kialakulásának megakadályozása, illetve a képlékeny alakváltozások arányos elosztása a szintek között. A fejezet egy jelentős részét a képlékeny analízishez szükséges belső és külső munkák meghatározásának bemutatása teszi ki. Ugyan a képlékenységi anyagi nemlinearitást feltételez, a merev képlékeny anyagmodell használatának köszönhetően a módszer viszonylag egyszerű, kézi számítással is kiértékelhető képletek alkalmazására vezet. A fejezet végén a módszer alkalmazásának vizsgálatára a korábbival azonos növekményes dinamikai vizsgálat eredményei találhatók. A korábban már felhasznált

épületek újratervezésre kerülnek az RSBD módszerrel, és nagyszámú diagram bemutatásával nyer igazolást, hogy a módszer egyenletes megbízhatósággal, a vizsgált modellek mindegyikénél jelentősen javítja a földrengéssel szembeni ellenállást és megszünteti a gyengeszinti viselkedést.

2. A DISSZERTÁCIÓBAN VIZSGÁLT PROBLÉMA BEMUTATÁSA

Többszintes acél, öszvér vagy akár vasbeton szerkezetű épületek vízszintes merevítésére gyakran használt megoldás az egyes oszlopközök ferde rácsozása acél szelvényekkel, lásd *1. ábra*. Ez a szerkezet típus meglévő épületek földrengéssel szembeni megerősítésére is elterjedten alkalmazott. A rácsozás viselkedését földrengés hatására az elmúlt évtizedekben számos szerző vizsgálta. Kutatásaik során több problémát is azonosítottak, melyek a feltételezett és a valós viselkedés közötti jelentős különbségekkel, vagy a szabványos tervezési eljárásokkal kapcsolatosak. A vizsgált témák közül a legfontosabbak a rácsrudak képlékeny ciklikus viselkedésének leírása, újszerű rácselrendezési formák, ellentmondó követelmények a hatályos szabványokban illetve a képlékeny alakváltozások lokalizációjával kapcsolatos, un. gyengeszinti tönkremenetel. A korábbi kutatások összefoglaló tanulsága, hogy a rácsozással merevített keretek szeizmikus viselkedése jelentősen eltér attól az egyszerűsített modellétől, amelyet a vonatkozó szabványok, így az Eurocode 8 is feltételez. Így tehát nyilvánvaló, hogy az EC8 vonatkozó követelményei módosításra szorulnak.



1. ábra; Központos rácsozással merevített épület

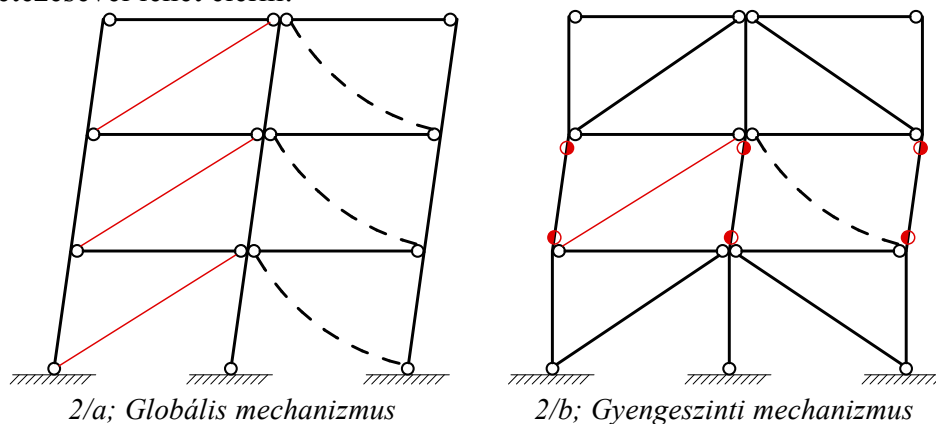
Az vonatkozó kérdések összessége túlmutat egy doktori disszertáció keretein, ezért a dolgozatban bemutatott vizsgálatok tárgyát a lokálisan, egy szinten, földrengés hatására kialakuló gyengeszinti tönkremenetel képzí. A disszertáció az alábbi kérdésekre kíván választ adni:

- Mik a gyengeszinti viselkedés okai, illetve az azt befolyásoló szerkezeti tényezők?
- Mi a gyengeszinti viselkedés kialakulásának módja és menete?
- Milyen hatással van a gyengeszint a teljes épület ellenállásának szintjére és mennyiben segíti elő a tönkremenetelt?

- Általában milyen viselkedés várható egy Eurocode 8 szerint tervezett rácsos merevítéstől? Hajlamos-e a szerkezet gyengeszinti viselkedést mutatni?
- Mely Eurocode 8 követelmények támasztanak megkérdőjelezhető elvárásokat a szerkezettel szemben?
- Milyen hatásokat és hogyan szükséges még figyelembe venni a méretezési eljárásban?

A kutatás végső célkitűzése olyan méretezési eljárás kidolgozása, amely az Eurocode 8 kereteibe illeszthető, és amellyel kiküszöbölhető a rácsos merevítések gyengeszinti viselkedése és tönkremenetele. További elvárás az új eljárással szemben, hogy nagyméretű egyenletrendszerek, illetve összetett nem lineáris számítások nélkül, kézi eljárással is alkalmazható legyen, ez által gyors és hatékony alternatívát biztosítva a tervezéshez.

Tervezés során a központos rácsozással merevített keretekről hagyományosan azt feltételezzük, hogy erős földrengés hatására a 2/a. ábrán látható globális képlékeny mechanizmus alakul ki. Ebben a mechanizmusban az elmozdulás irányának függvényében az egyik oldali átlók képlékenyen megnyúlnak, még a nyomott rudak kihajlanak. Ez a szeizmikus válasz kedvező, mert ez teszi lehetővé a legnagyobb tetőponti elmozdulást és ez nyeli el a leghatékonyabban a földrengés energiáját lévén, hogy az összes rácsrúd azonosan részt vesz a disszipációban. Az energia elnyelésével kialakuló csillapítás lehetővé teszi a méretezésben figyelembe vett egyenértékű szeizmikus terhek jelentős redukcióját. Azért, hogy ez a kedvező viselkedés kialakulhasson, biztosítani kell, hogy csak az energia elnyelő rácsrúdek szenvednek képlékeny deformációkat, a gerendák és főként az oszlopok nem. Ezt a kapacitás tervezési filozófiának megfelelően az oszlopok és gerendák előírt mértékű túlméretezésével lehet elérni.



2. ábra; Globális és gyengeszinti képlékeny mechanizmus

A szabványos tervezésben a szeizmikus terhek az ún. viselkedési tényezővel redukáltak. Ennek megengedett értéke központos rácsozással merevített keretek esetén viszonylag magas $q=4$, ami a gyakorlatban annyit jelent, hogy az egyenértékű vízszintes terhek a földrengés intenzitás 25%-ából származtatottak. Az e fölötti rész a képlékeny elnyelésre illetve kisebb részben a szerkezeti csillapításra bízott. A redukált terhekből a belső erőket egyszerű rugalmas analízissel kell meghatározni, így a szerkezeti tulajdonságok megváltozása a képlékeny deformációk hatására elhanyagolt.

Az Eurocode 8 a rácsrúdek egyidejű képlékeny alakváltozását és ezzel a globális mechanizmus elősegítését azzal próbálja biztosítani, hogy megköveteli, hogy szeizmikus tervezési helyzetben a legnagyobb és a legkisebb rácsrúd kihasználtság nem térhet el többel, mint 25%. Ez a követelmény az alábbi képletekben kerül megfogalmazásra.

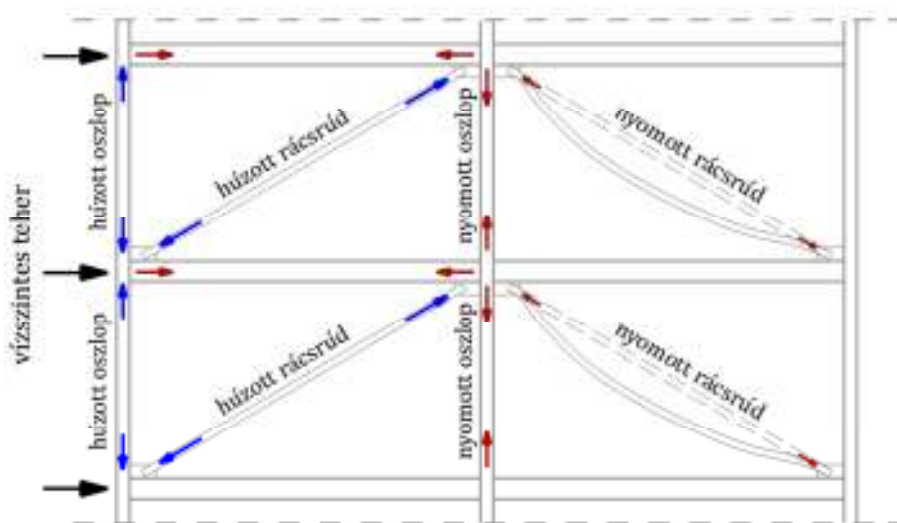
$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{br,Ed,i}} \quad (1)$$

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1.25 \quad (2)$$

Annak biztosítására, hogy az oszlopok és gerendák nem szenvednek képlékeny alakváltozásokat, az Eurocode 8 a bennük fellépő, a földrengésből származó normálerőket, $N_{Ed,E}$, különböző túlméretezési tényezőkkal növeli. ($\gamma_{ov}=1.25$ $\Omega = \Omega_{min}$)

$$N_{Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (3)$$

A tartószerkezet geometriájából fakadó rácsos tartó hatás miatt és a rugalmas analízis miatt a tartószerkezeti elemekben kis elhanyagolással kizárólag tengelyirányú erők ébrednek lásd 3. ábra, nyomaték nem. Éppen ezért a fenti (3) követelmény kizárólag a normál teherbírással szemben támasztott.



3. ábra; Rácsos tartó erőjátéka

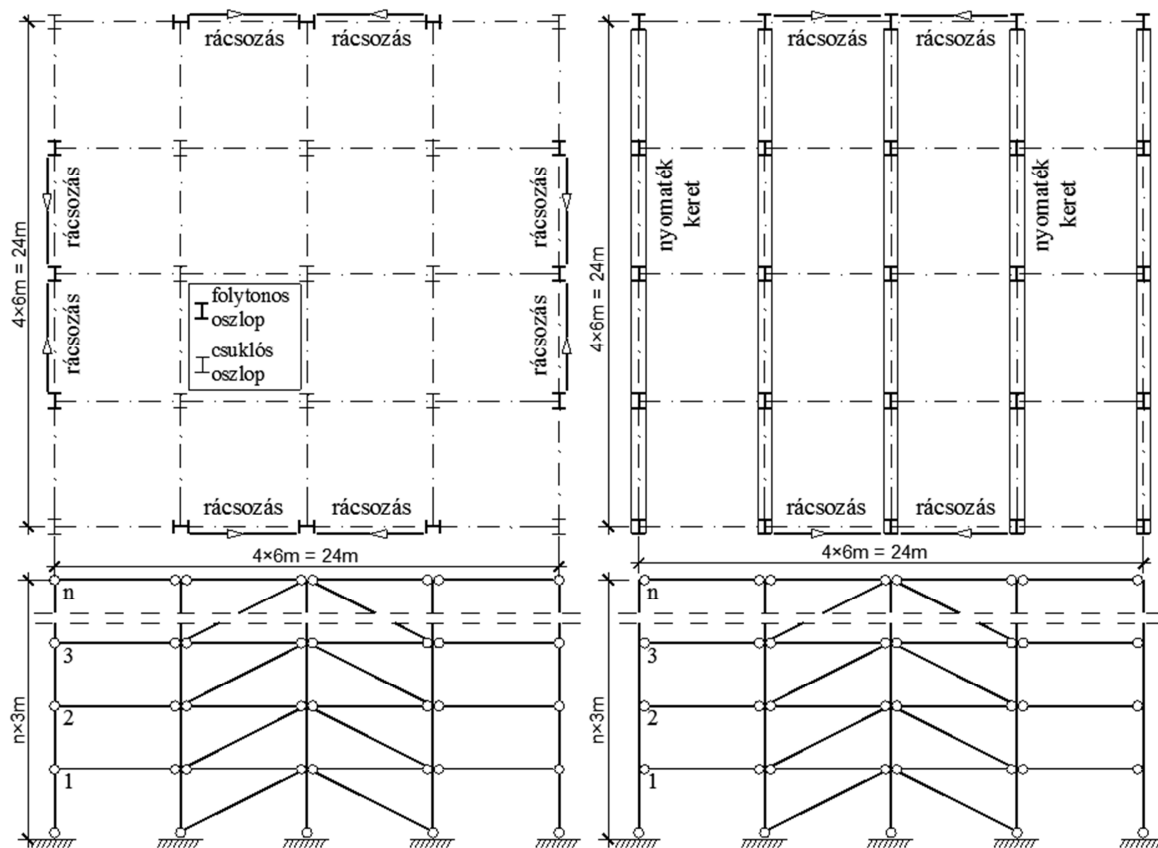
Annak ellenére, hogy a tervezés során a globális mechanizmus feltételezett (és látszólag biztosított), ismert tény, hogy a merevített keretek igen hajlamosak egy másik mechanizmus, a korábban már említett gyengeszeti mechanizmus kialakítására, lásd 2/b ábra. A gyengeszeti mechanizmus során képlékeny deformációk csak egy, vagy igen limitált számú szinten jelentkeznek. Ebben az esetben a rácsrudak többségének képlékeny energiaelnyelő képessége kiaknázatlan marad és az oldalirányú alakváltozások is leginkább csak a gyenge szintről származnak. a gyengeszeti mechanizmus kapacitása tehát messze elmarad a globális mechanizmusétól. További hátrányt jelent, hogy a szintmechanizmusban a folytonos (nem csuklósan toldott) oszlopok is érintettek, azok végein képlékeny csuklók alakulnak ki. Más szóval a szintmechanizmusban az oszlopoknak olyan jelentős nyomatékokat kell elviselniük, amelyre a tervezés során nem is lettek méretezve. Ez magában hordozza az igen korai tönkremenetel lehetőségét ezért, valamint a kedvezőtlen disszipációs tulajdonságok miatt a gyengeszeti mechanizmus kialakulásának megakadályozása feltétlenül szükséges.

A disszertáció az Eurocode 8 szerint tervezett központos rácsozással merevített acélvázak gyengeszeti viselkedésével foglalkozik. Egy átfogó numerikus szimulációs program keretében feltárásra kerül a szabványnak megfelelő épületek kedvezőtlen viselkedésre mutatott hajlama. Az analízis eredményeinek mélyebb kiértékelésével

azonosításra kerülnek a gyengeszeinti viselkedést elősegítő tényezők mely egy új, az un. Robust Seismic Brace Design (RSBD) módszer kifejlesztéséhez vezet. A módszer hatékonyan megakadályozza a gyengeszeinti mechanizmus kialakulását, amit a numerikus szimulációs program ismételt futtatása igazol.

3. AZ EUROCODE 8 SZERINT TERVEZETT ÉPÜLETEK HATÉKONYSÁGA

Az Eurocode 8 eljárás hatékonyságának vizsgálatára számos különböző, központos rácsozással merevített keretszerkezetű épületet terveztem. Az egyes épületek alapvetően a szintek számában és a tartószerkezeti rendszerben térnek el egymástól. A 4, 6, 8 és 10 szintes épületek azonosító kódja CBF4, CBF6, CBF8 illetve CBF10 rövidítéssel kezdődik (Centrically Braced Frame angol rövidítésből). Az épületek alaprajza megegyező, a két merőleges irányban 4-4 6 méter tengelytávú raszterre szerkesztett. A szintmagasság minden esetben 3 méter, lásd 4 ábra.



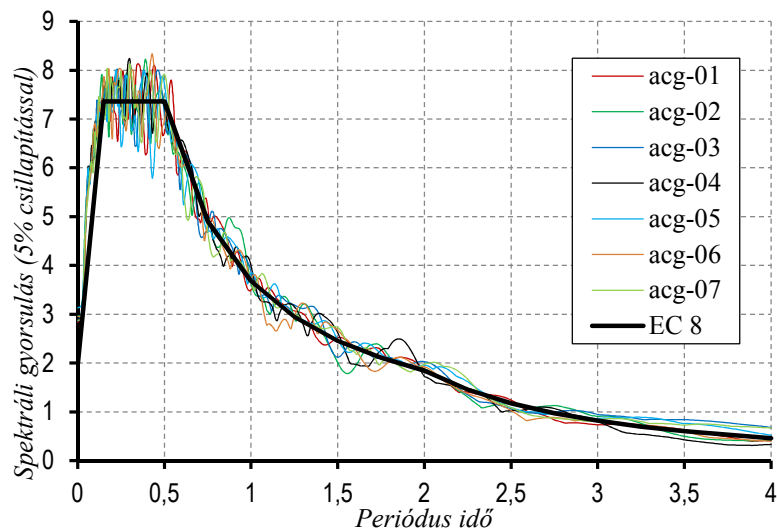
4. ábra; Vizsgált épületek alaprajza és nézete

A szintszámot követő 1 azonosítóval rendelkező épületek mindkét irányban rácsozottak, lásd bal oldali alaprajz. A 2 típusú épületek nyomatékálló keretek az egyik és rácsozottak a másik irányban. Az alábbi táblázatban a vizsgálatok során felhasznált épületek kódja, specifikációja és első sajátrezgés alakjának periódus ideje van feltüntetve. Az azonosító kódban az EC8 rövidítés a tervezési eljárásra utal.

1. Táblázat; A tervezett épületek listája

Épület	Sajátosság	Periódus (T_1)
CBF41-EC8	4 szintes, mindkét alaprajzi irányban merevített	1.13
CBF42-EC8	4 szintes, nyomatékbíró keret az egyik irányban	1.19
CBF61-EC8	6 szintes, mindkét alaprajzi irányban merevített	1.65
CBF62-EC8	6 szintes, nyomatékbíró keret az egyik irányban	1.61
CBF81-EC8	8 szintes, mindkét alaprajzi irányban merevített	2.10
CBF82-EC8	8 szintes, nyomatékbíró keret az egyik irányban	2.04
CBF101-EC8	10 szintes, mindkét alaprajzi irányban merevített	2.54
CBF102-EC8	10 szintes, nyomatékbíró keret az egyik irányban	2.41
CBF41Q5-EC8	4 szintes, $q=5$ viselkedési tényezővel tervezett	1.21
CBF61Q5-EC8	6 szintes, $q=5$ viselkedési tényezővel tervezett	1.68
CBF61M-EC8	6 szintes, 50%-kal megnövelt födém tömeg a felül	1.78
CBF81M-EC8	8 szintes, 2%-kal megnövelt födém tömeg felül	2.17

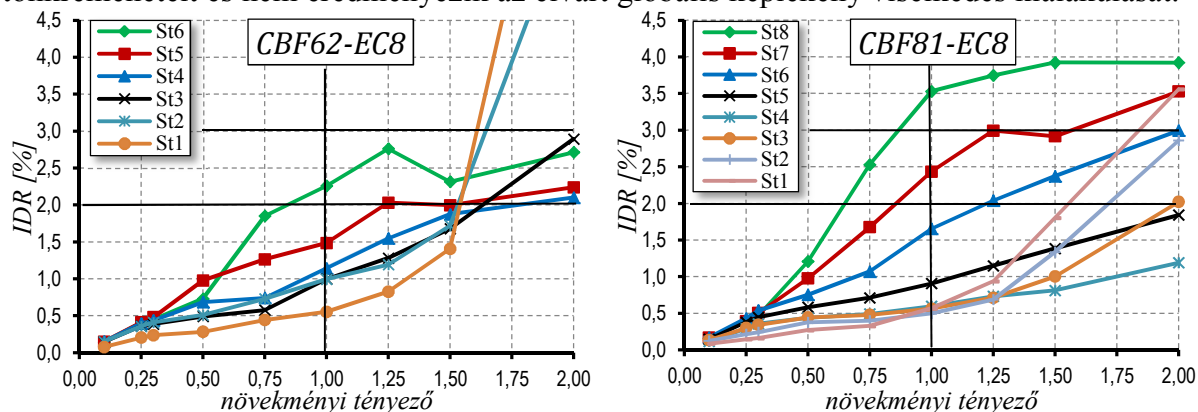
Az épületek viselkedésének meghatározása egy növekményes dinamikai analízis program (NDA) végrehajtásával történt. A nemlineáris dinamikai számításokhoz a FinelG végeeselemes analízis program került felhasználásra. A földrengés terhelés hét mesterséges gyorsulás adatsor által meghatározott. Minden adatsor hossza 20 másodperc és az egyes rengések spektruma a tervezés során felhasznált Eurocode 8 spektrumhoz igazított, lásd 5 ábra. A növekményes dinamikai analízis miatt a rengések változó intenzitással lettek az épületeken működtetve. Az intenzitás változtatásához az adatsorok egy növekményi tényezővel szorozták, melynek értéke 0.1 és 2.0 között változik.



5. ábra; Mesterséges accelerogramok spektrumai és a tervezési spektrum

A végeeselemes kísérleti program elsődleges célja, hogy meghatározzuk, hogy a vizsgált épületek hajlamosak-e gyengeszint kialakulására és, hogy ez eredményez-e korai tönkremenetelt. Ennek meghatározására NDA görbék készültek a számítások eredményeiből, melyek az egyes szinteken tapasztalt legnagyobb relatív eltolódást ábrázolják (IDR) a növekményi tényező függvényében. A relatív eltolódások a szintmagassággal osztottak, így az eredmények a szintmagasság százalékában adóttak. A diagramokon minden szintnek külön görbéje van, így a különbségek az egyes válaszok

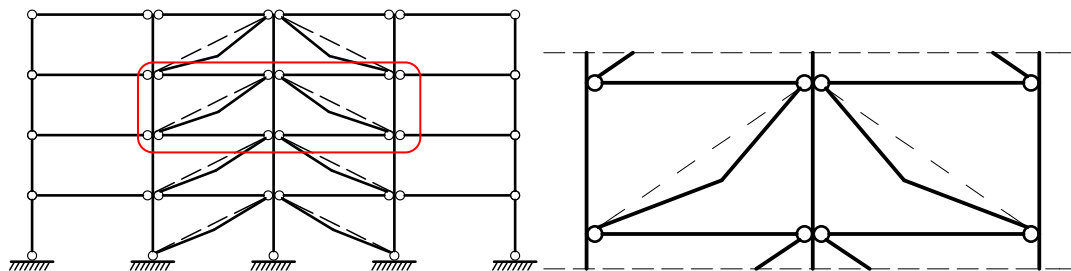
között szemléletesek. Az 6 ábrán bemutatott néhány diagramon látható, hogy a görbék igen széles intervallumban vesznek fel értékeket. Az egyes szinteken tapasztalt válaszok különbsége jelentős a tervezési intenzitásnál alacsonyabb tartományban is (növekményi tényező < 1.0). Megfigyelhető, hogy a maximum értékek többszörösen meghaladják a minimumokat. Megállapítható tehát, hogy a vizsgált épületekben a disszipáció és a képlékeny deformációk eloszlása nem egyenletes, egyes szinteken a deformációk koncentrálnak más szintekhez viszonyítva. Fontos észrevenni továbbá, hogy az alacsonyabb szinteken tapasztalható kiugrások, magasabb intenzitásoknál mérséklődnek. A bemutatott diagramokon a tönkremeneteli határnak tekintett 2% relatív eltolódást a gyenge szintek az 1.0 növekményi tényezőnél kisebb szinten elérik. Elmondható tehát, hogy a vizsgált épületek nem csupán hajlamosak a gyengeszeinti viselkedésre, de ennek okán a másodlagos szerkezeti elemek károsodása vagy az elsődlegesek törése az épületek tönkremeneteléhez is vezethet a tervezési szeizmikus intenzitásnál alacsonyabb szinten is. Az Eurocode 8 követelményei így nem megfelelőek, mert nem akadályozzák meg a korai tönkremenetelt és nem eredményezik az elvárt globális képlékeny viselkedés kialakulását.



6. ábra; NDA görbék

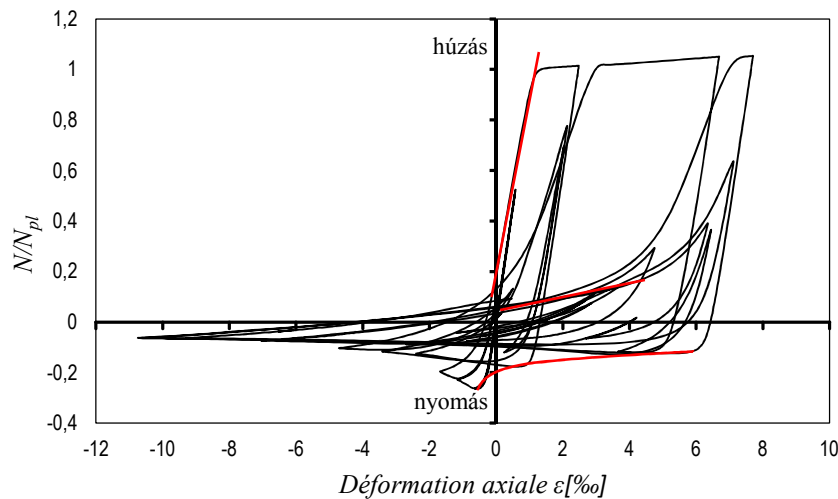
4. A GYENGESZEINTI VISELKEDÉS KIALAKULÁSÁNAK OKAI

Az eddig bemutatott kedvezőtlen eredmények szükségessé teszik a gyengeszeinti viselkedést mutató rácsozott keretek válaszánaak behatóbb vizsgálatát. Ha megvizsgáljuk a 7 ábrán bemutatott deformálódott szerkezet alakját a gerjesztés után, látható, hogy a merevítő rudak szögletesen kihajlanak. A szögletesség oka, hogy a rudak közepén a gerjesztés során képlékeny csukló alakul ki, melynek ellenállása a halmozódó képlékeny alakváltozások miatt csökken, és ez megkönnyíti a kihajlást. Húzás során a rudak képlékeny megnyúlásai megnövelik a terheletlen hosszát, minek következtében a rudak akkor is nyomottak, ha az épület oldalirányban terheletlen és függőlegesen nyugalmi helyzetben van. A képlékeny megnyúlások tehát tovább növelik a rudak szögletes kihajlásának mértékét.



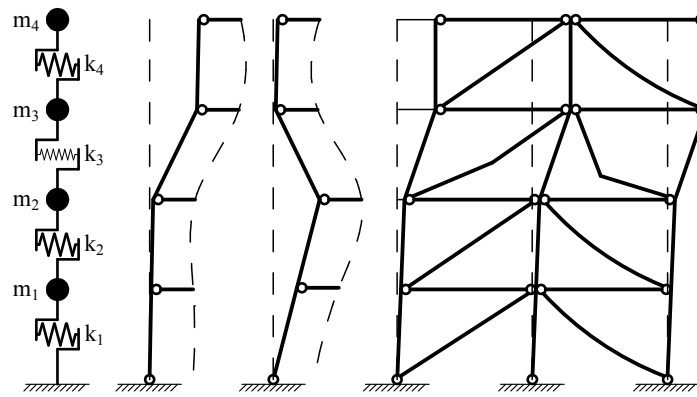
7. ábra; A rácsrudak képlékeny deformációja

A 8 ábrán egy rúd tengelyirányú erő – elmozdulás diagramja látható, mely egy 20 másodperces gerjesztésből származik. Megfigyelhető, hogy a számos ciklus közül háromban jelenős képlékeny megnyúlás alakul ki. A megnyúlás halmozódása a kihajlási pont eltolódásához vezet, amit az ábrán a piros ív jelöl. A kihajláshoz tartozó erő lecsökken és a kihajlás már a pozitív, tehát a húzás tartományában kialakul. Az is megfigyelhető továbbá, hogy a megnyúlás miatt jelentős húzóerőkhöz lényegesen nagyobb elmozdulások szükségesek, mint kezdetben. Ez úgy is értelmezhető, hogy a rúd tengelyirányú merevsége lecsökken, melyet a piros egyenesek jelölnek.



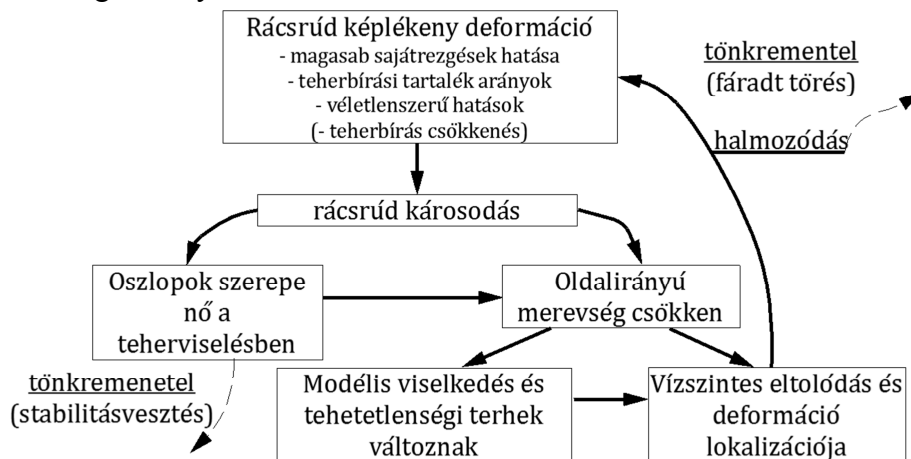
8. ábra; Egy rácsrúd fajlagos normál igénybevétel – deformáció diagramja

A rácsrudak növekvő deformációja miatt a normálerő lecsökken a rudakban és a vízszintes terhelés fokozatosan az oszlopokra hárul. Az oszlopok hajlítómerevsége többnyire lényegesen kisebb vízszintes eltolódással szembeni merevséget biztosít az érintett szinten, mint a merevítő rudak normálmerevége. Ezért a gyenge szinteken, ahol a rudak deformációja kiemelkedő, a vízszintes merevség lényegesen lecsökken a többi szinthez képest. A merevségi viszonyok ilyen jellegű változása jelentősen megváltoztatja az épület sajátrezgés alakjait és periódusait. A 9 ábrán egy a harmadik emeleten gyenge szint viselkedést mutató 4 szintes épület első két sajátrezgés alakja és az eltolódások várható maximumai láthatók. A rezgésalakok elkülönülnek olyan esetekre, melyek a gyenge szint feletti, illetve alatti épületrészek rezgését mutatják. Az első rezgésalak periódusa lényegesen magasabb, mint a másodiké, továbbá az egyéb magasabb módok elhanyagolhatók, ezért a maximális elmozdulások elsősorban az első rezgés alak által meghatározottak. Így az épület várható válasza a gerjesztésre olyan módon alakul, hogy az elősegíti az elmozdulások és a halmozódó képlékeny alakváltozások koncentrációját a már eleve gyenge szinten, ami a merevség további csökkenéséhez vezet.



9. ábra; Gyengeszint hatása a modális viselkedésre

A fent leírt folyamat egy ismétlődő ciklus kialakulásához vezet, amely fokozatosan növeli a képlékeny deformációt és alakítja ki a gyengeszinti viselkedést. Következés képpen a gyengeszinti mechanizmus egy öngerjesztő, földrengés során kialakuló folyamatként jellemezhető. A ciklus ismétlődését a gyenge szint tönkremenetele töri meg. Ez egyrésztől bekövetkezhet az oszlopok teherbírásának kimerülése miatt, vagy a merevítő rudaknak a képlékeny alakváltozások halmozódásából származó törése miatt. A ciklus kellően nagyszámú ismétlés esetén szükségszerűen tönkremenetelhez vezet. Lévéen, hogy egy rengés során a ciklus ismétlődésének száma véges, kellően duktilis rácsrudak valamint kellő merevségű és képlékeny nyomatéki többlet-teherbírású oszlopok választásával a tönkremenetel megakadályozható.



10. ábra; A gyengeszinti viselkedés kialakulásának organigramja

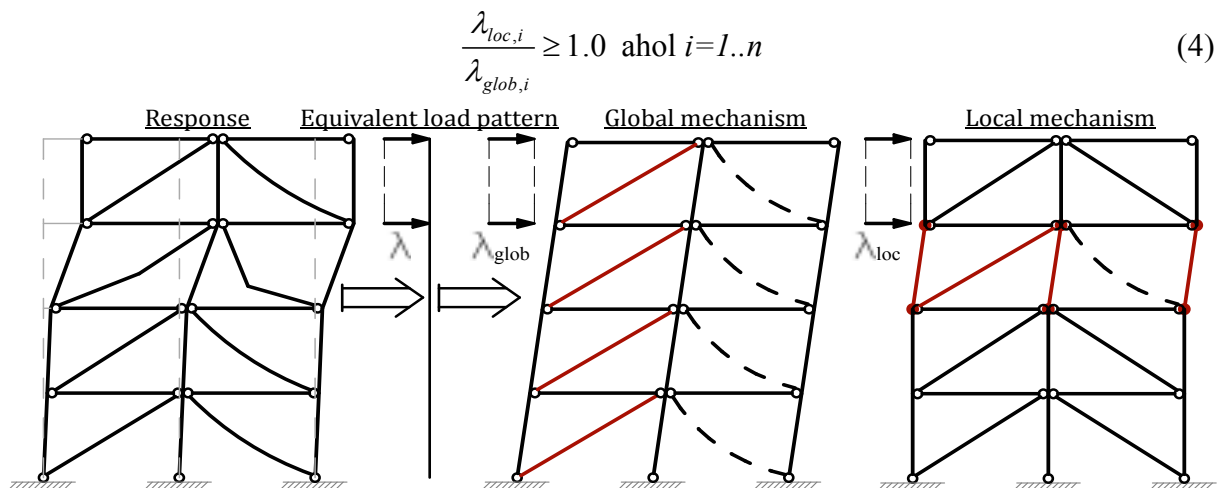
Egy merevített keret lineáris statikai analízise a rácsos tartó viselkedés miatt csaknem kizárólag normál igénybevételeket eredményez a szerkezeti elemekben. Ezzel szemben, mint ahogy azt korábban már említettük, a rácsok deformációja bevonja a folytonos oszlopokat a vízszintes teherviselésbe, ezért azok hajlítottnak lesznek. Tekintettel arra, hogy hajlító nyomaték a lineáris analízisből valós nagyságrendben nem nyerhető, a méretezés során az oszlopok normál teherbírása túlbecsült, ami alulméretezéshez vezet. Továbbá az oszlopokban a gyengeszinti viselkedés során képlékeny alakváltozások is előfordulhatnak, ezért azoknak kellő duktilitással is rendelkezniük kell. Ez még szigorúbb követelmények használatát teszi szükségessé az oszlopméretezésben.

Az eddig leírtak alapján a disszertációban az alábbi konklúziók találhatók az Eurocode 8 tervezési követelményeire vonatkozóan:

- Az épületek többnyire hajlamosak a gyengeszinti viselkedés kialakítására
- A képlékeny deformációk lokalizációja a gyenge szinten számos esetben korai tönkremenetelhez vezet.
- A rácsrudak képlékeny deformációja a modális viselkedés és ezzel együtt a vízszintes teherelrendezés megváltozásához vezet, ami az Eurocode 8-ban semmilyen módon sem jelenik meg.
- Az Eurocode 8-ban alkalmazott rugalmas méretezés és a kapcsolódó feltevések lényegesen eltérnek a valós rugalmatlan viselkedéstől
- A rácsrudak kihasználtságát egységesítő követelmény, (2) *egyenlet*, nem érvényes bármilyen véletlenszerűen kialakuló rugalmatlan viselkedés tartományában a teherelrendezés és a belső erők megváltozása miatt, ezért a követelmény nem alkalmas a gyengeszinti viselkedés kialakulásának megakadályozására.
- Az Eurocode 8 szerinti analízis alulbecsüli az oszlopokban várható nyomaték nagyságát, ezért a méretezési eljárás nem biztosít kellő teherbírési tartalékot az oszlopokban.
- Az Eurocode 8 még csak folytonos oszlopok használatát sem követeli meg. A követelményeket folytonos és csuklósan toldott oszlopok is kielégítik.

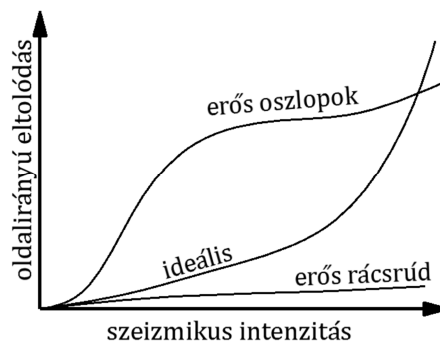
5. A ROBUST SEISMIC BRACE DESIGN MÓDSZER

Az RSBD módszer első alapvető tulajdonsága, hogy a tökéletes, rugalmas modell helyett valószerűbb, a rugalmatlan viselkedésre jellemző modellt vizsgál. Ez gyenge szinttel rendelkező épületben a vízszintes eltolódások közelítőleg merevtest-szerűek a kérdéses szint fölött és elhanyagolhatók az alatt. Az ebből származó vízszintes tehetetlenségi erő eloszlás konstans a gyengeszinttől felfelé az épület tetejéig (azonos földmennyiséget feltételezve), lásd 11. ábra. A képlékenységtan kinematikai elve alapján ez a teherelrendezés akkor eredményezheti a globális mechanizmust a lokális helyett, ha a globális mechanizmus teher paramétere, λ_{glob} , kisebb, mint a szint mechanizmus teher paramétere, λ_{loc} . Egy n szintes merevített keretben n különböző teherelrendezés lehetséges (fentről az n -edik szintig), ezért az alábbi feltételt n különböző paraméter párnak kell kielégíteni.



11. ábra; Rugalmatlan számítási modell

A fenti feltétel a rúcsok és az oszlopok keresztmetszetének növelésével egyaránt kielégíthető, mert ezek egyaránt érintettek a szintmechanizmusban. Ha egy szélsőséges esetet tekintve a teljes képlékeny teherbírás egy szinten kizárólag a rúcsból származik, akkor az első folyáshoz és a képlékeny szintmechanizmus kialakulásához tartozó teher szint azonos. Lévén, hogy a módszer megakadályozni szándékozik a szintmechanizmus kialakulását, a vizsgált esetben a rúcs megfolyását is megakadályozza. Így a szint rugalmas marad, és nem vesz részt a képlékeny disszipációban. Ezzel szemben, ha egy szint képlékeny teherbírása főként az oszlopokból származik, akkor ezen a szinten lényegesen nagyobb elmozdulásokra lehet számítani, mint más szinteken. Ennek oka, hogy a hajlított oszlopok lényegesen nagyobb elmozdulásokat engednek meg a teherbírás határ eléréséig, mint a rúcsos merevítés. Egy ilyen szinten tehát gyengeszintű viselkedés várható. Az imént bemutatott két alternatíva a 12. ábrán fel van tüntetve az ideális szeizmikus intenzitás – elmozdulás viselkedéssel együtt.

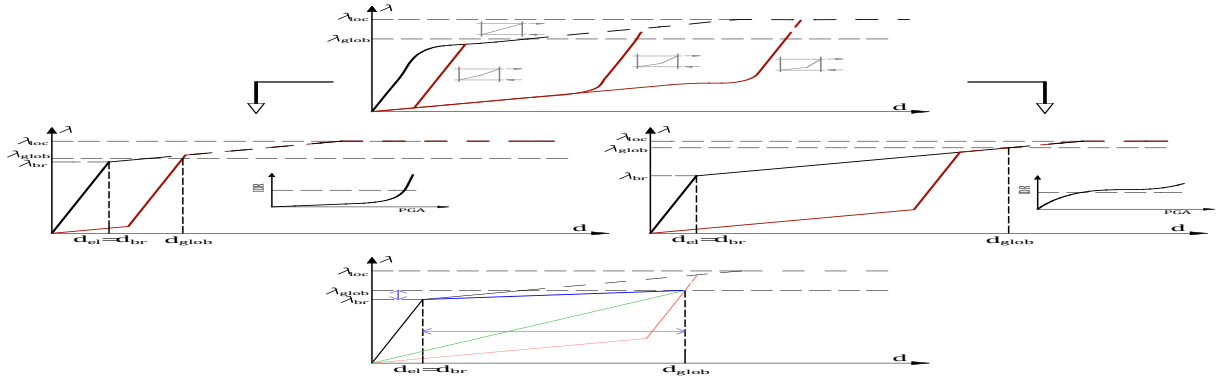


12. ábra; Egy szint lehetséges válaszainak alternatívái

Az RSBD módszer második feltételének célja, hogy megakadályozza azokat az eseteket, melyek túl nagy vagy túl kicsi rugalmatlan alakváltozásokat eredményeznek egyes szinteken. Egy ilyen feltétel definiálásához a várható rugalmas – képlékeny viselkedések vizsgálata szükséges. A 13. ábrán a két szélsőséges viselkedést bemutató teher paraméter – vízszintes eltolódás diagramok láthatók. A fekete vonal egy károsodás mentes szint idealizált Pushover görbéje. A piros vonalak különböző mértékű rúcs deformációval zavart szintek viselkedését írják le. Ha a rúcs folyásához tartozó teherparaméter, λ_{br} , közel van a globális mechanizmus paraméteréhez, λ_{glob} , nagy rugalmatlan alakváltozások nem alakulnak ki és az első folyáshoz és a globális mechanizmus kialakulásához tartozó elmozdulások közel esnek egymáshoz (bal diagram). Ellenben, ha a lokális paraméter lényegesen meghaladja az első folyás paraméterét, az oszlopok jelentős eltolódásokat engednek meg a globális mechanizmus teher szintjének eléréséig (jobb diagram). Láthatóan, a várható rugalmatlan elmozdulások nagysága összefüggésben van a globális és az első folyás teherparaméterének arányával. A részletek elhanyagolásával az RSBD módszer második feltétele szerint ez az arány, mely a BPR (Brace Performance Ratio) neve kapta, az egyes szintekre nem térhet el jobban, mint 0.1. Ez a feltétel tehát azt kívánja biztosítani, hogy a rugalmatlan elmozdulások aránya se térjen el jelentősen.

$$BPR_i = \frac{\lambda_{br,i}}{\lambda_{glob,i}} \text{ és } BPR_{\min} + 0.1 \geq BPR_{\max} \quad (5)$$

Nyilvánvaló, hogy ha a BPR 1.0 közele, akkor a rúcs részesedése túl magas, az oszlopok teherbírása nem szükséges és így ez a szint nem szenved rugalmatlan alakváltozásokat. Ezért javasolt, hogy a BPR értéke ne haladja meg a 0.9-et.



13. ábra; Túl és alulméretezett rácsok hatása a rugalmatlan alakváltozásokra

Az RSDB módszer feltételeihez szükséges teker paramétereket a képlékeny mechanizmusokon végzett külső és belső munkák ekvivalenciájával határozhatjuk meg. A globális mechanizmus esetén ez az alábbi:

$$W_{\lambda, glob, i} + W_{G, glob} = \sum_i W_{t, br, i} \quad (6)$$

A fenti képletben $W_{\lambda, glob, i}$ a külső horizontális erők munkája, $W_{G, glob}$ a gravitációs terhek másodrendű munkája és $W_{t, br, i}$ egy rácsrúd belső munkája az i -edik szinten. A részleteket mellőzve a fenti összefüggés az alábbi bővített alakban írható:

$$\lambda_{glob, i} \cdot \sum_{k=i}^n \left(mp_k \cdot \sum_{l=1}^k \Delta B_l \right) + \sum_{k=1}^n \left[\sum_{l=1}^m G_{k, l} \cdot \frac{\left(\sum_{k=1}^i \Delta B_k \right)^2}{2 \sum_{k=1}^i H_k} \right] = \sum_i N_{pl, br, i} \cdot \Delta B_i \cdot \cos \alpha_i \quad (7)$$

ahol mp a szintek tömegarányait jelölő vektor (nem állandó födémtömegek esetén), ΔB az előírt vízszintes szinteltolódás (javasolt értéke 2%), $G_{i, j}$ az i -edik szinten és j -edik oszlop - gerenda csomópontba redukált egyidejű gravitációs teher, H a szintmagasság, N_{pl} a képlékeny normál teherbírás és α a rácsrúd és a vízszintes által bezárt szög. A szintmechanizmus esetén az energia egyenértékűség az alábbi formában írható:

$$W_{\lambda, loc, i} + W_{G, loc, i} = W_{t, br, i} + W_{col, i} \quad (8)$$

A részleteket ismét elhanyagolva, bővített formában:

$$\begin{aligned} \Delta B_i \cdot \lambda_{loc, i} \cdot \sum_{k=i}^n mp_k + \sum_{k=i}^n \sum_{l=1}^m \left[G_{k, l} \cdot \left(\frac{\Delta B_i^2}{2H_i} + e_{col, l} \cdot \frac{\Delta B_i}{H_i} \right) \right] = \\ = N_{pl, br, i} \cdot \Delta B_i \cdot \cos \alpha_i + \sum_{j=1}^m M_{col, i, j} \cdot \frac{\Delta B_i}{H_i} \end{aligned} \quad (9)$$

A (7) és (9) egyenletekből a teherparaméterek explicit módon kifejezhetők.

$$\lambda_{glob, i} = \frac{\sum_i N_{pl, br, i} \cdot \Delta B_i \cdot \cos \alpha_i - \sum_{k=1}^n \left[\sum_{l=1}^m G_{k, l} \cdot \frac{\left(\sum_{k=1}^i \Delta B_k \right)^2}{2 \sum_{k=1}^i H_k} \right]}{\sum_{k=i}^n \left(mp_k \cdot \sum_{l=1}^k \Delta B_l \right)} \quad (10)$$

$$\lambda_{loc,i} = \frac{N_{pl,br,i} \cdot \Delta B_i \cdot \cos \alpha_i + \sum_{j=1}^m M_{red,i,j} \cdot \frac{\Delta B_i}{H_i} - \sum_{k=i}^n \sum_{l=1}^m G_{k,l} \cdot \frac{\Delta B_i^2}{2H_i}}{\Delta B_i \cdot \sum_{k=i}^n mp_k} \quad (11)$$

A λ_{br} meghatározásához szükséges képlet azonos a (11) egyenlettel az oszlopok nyomatéki tartalékából (M_{red}) származó munkavégzés nélkül.

$$\lambda_{br,i} = \frac{N_{pl,br,i} \cdot \Delta B_i \cdot \cos \alpha_i - \sum_{k=i}^n \sum_{l=1}^m G_{k,l} \cdot \frac{\Delta B_i^2}{2H_i}}{\Delta B_i \cdot \sum_{k=i}^n mp_k} \quad (12)$$

6. AZ RSBD MÓDSZERREL MEGERŐSÍTETT ÉPÜLETEK VISELKEDÉSE

Az alábbiakban két kiválasztott épület esetén az eredeti Eurocode 8 szerinti és az RSBD módszerrel nyert szerkezetek kerülnek bemutatásra táblázatosan illetve azok szeizmikus viselkedése a korábban már használt NDA görbékkel. A táblázatokban a lényeges keresztmetszetek, a túltervezési tényezők (Ω_i) illetve az RSBD teherparaméterek adottak. Az első táblázatban az első RSBD feltételt nem kielégítő paraméter arányok illetve a legnagyobb és legkisebb BPR (második feltétel) vastagon szedett. A második táblázatban a módosított keresztmetszetek és a két BPR kiemelt. A táblázatok alatt a legnagyobb és legkisebb túltervezési tényező aránya látható, melynek a (2) feltételt kell(ene) kielégítenie.

Az egyes épületekre adott első táblázatot és a vonatkozó NDA görbét vizsgálva megfigyelhető, hogy az RSBD módszer igen pontosan azonosítja a gyenge szinteket az EC8 épületekben. Látható továbbá az is, hogy a feltételtől való eltérés mértéke arányos a gyengeszint jelentőségével. Mivel a gyengeszintek megerősítése módosítja a globális teherparamétereket is, egyes épületek esetén szükséges a gyenge szinttel szomszédos szintek megerősítése is. Ez azt igazolja, hogy az RSBD módszer nem csak a gyengeszintek azonosítására és megerősítésére jó, hanem egyszersmind azt is megakadályozza, hogy a megerősítés után a gyenge szint máshol továbbra is jelen legyen. Ez utóbbi jelenségre a kutatás során számos példa adódott. A megerősített épületek legtöbbször megsértik a (2) egyenletben definiált EC8 követelményt. Ennek ellenére a megerősített épületek viselkedése kivétel nélkül igen kedvező, karcsú görbesereget mutat az NDA diagramon. Ez igazolja, hogy az RSBD módszer az épületben jól elosztott disszipációt eredményez. E mellett az RSBD épületek mind megfelelnek a tervezési, sőt sok esetben lényegesen erősebb szeizmikus intenzitás esetén is. A bemutatott példákban a tönkremenetel a tervezési intenzitás 150%-a után várható és nem gyengeszinti viselkedés következtében.

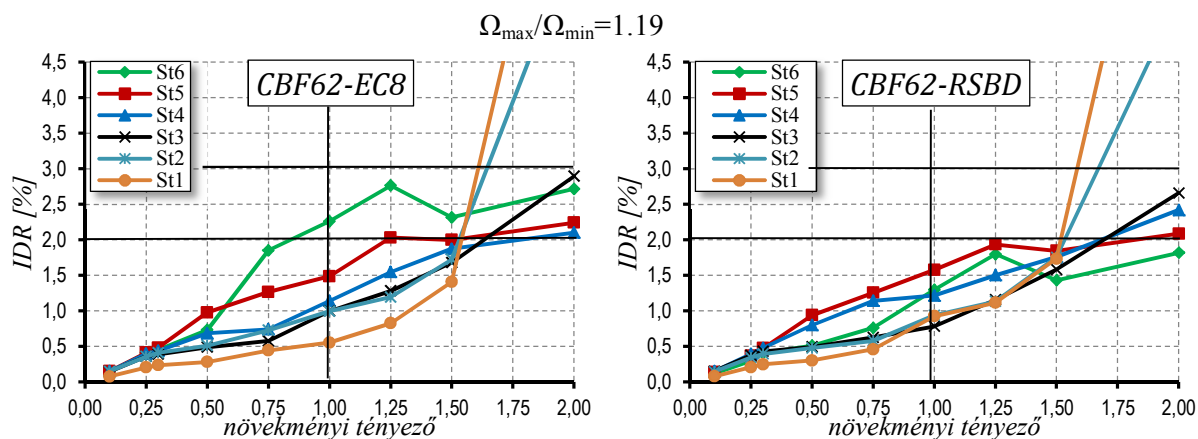
2. táblázat; CBF62-EC8

szint	belső oszlop	homlokzati oszlop	rácsrúd	Ω	λ_{loc}	λ_{glob}	$\frac{\lambda_{loc}}{\lambda_{glob}}$	BPR
6	HEA 180	HEA 180	90×5	1.00	436.9	513.9	0.85	0.62
5	HEB 180	HEB 180	100×6	0.98	343.1	280.3	1.22	0.72
4	HEB 240	HEB 200	100×8	1.01	316.2	205.5	1.54	0.80
3	HEB 260	HEB 240	100×10	1.04	300.6	171.3	1.75	0.84
2	HEB 280	HEB 260	100×10	0.99	272.6	154.2	1.77	0.78
1	HEB 320	HEB 320	120×10	1.00	186.0	146.8	1.27	0.78

$$\Omega_{max}/\Omega_{min}=1.06$$

3. táblázat; CBF62-RSBD

szint	belső oszlop	homlokzati oszlop	rácsrúd	Ω	λ_{loc}	λ_{glob}	$\frac{\lambda_{loc}}{\lambda_{glob}}$	BPR
6	HEA 180	HEB 180	100×5	1.15	524.5	528.1	0.99	0.70
5	HEB 180	HEB 180	100×6.3	1.00	385.2	288.1	1.34	0.76
4	HEB 240	HEB 200	100×8	1.00	320.6	211.3	1.52	0.78
3	HEB 260	HEB 240	100×10	1.03	300.6	176.0	1.71	0.81
2	HEB 280	HEB 260	100×10	0.97	272.6	158.4	1.72	0.76
1	HEB 320	HEB 320	120×10	0.98	186.0	150.9	1.23	0.76



14. ábra; NDA görbék, hatszintes épület

4. táblázat; CBF81-EC8

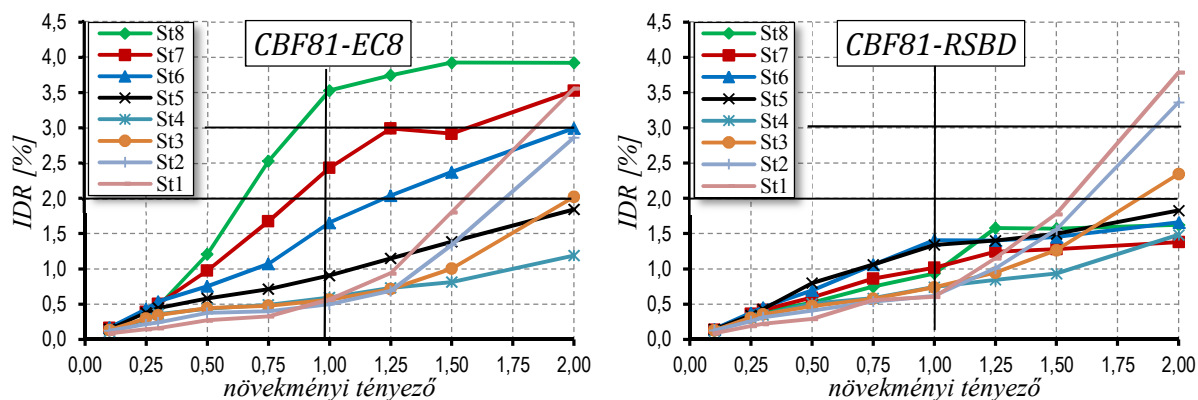
szint	belső oszlop	homlokzati oszlop	rácsrúd	Ω	λ_{loc}	λ_{glob}	$\frac{\lambda_{loc}}{\lambda_{glob}}$	BPR
8	HEA 160	HEA 160	90×5	0.99	402.0	609.5	0.66	0.53
7	HEB 180	HEA 180	100×6.3	1.05	296.3	325.1	0.91	0.67
6	HEB 220	HEB 200	100×8	1.01	245.0	232.2	1.05	0.71
5	HEB 240	HEB 220	100×10	1.10	229.0	187.5	1.22	0.77
4	HEB 280	HEB 240	120×10	1.01	217.5	162.5	1.34	0.88
3	HEB 300	HEB 280	120×10	0.98	192.3	147.8	1.30	0.78
2	HEM 240	HEB 320	140×10	0.98	210.8	139.3	1.51	0.85
1	HEM 240	HEM 240	140×10	1.00	147.2	135.5	1.09	0.74

$\Omega_{max}/\Omega_{min}=1.07$

5. táblázat; CBF81-RSBD

szint	belső oszlop	homlokzati oszlop	rácsrúd	Ω	λ_{loc}	λ_{glob}	$\frac{\lambda_{loc}}{\lambda_{glob}}$	BPR
8	HEA 160	HEA 240	100×6.3	1.40	689.3	662.2	1.04	0.70
7	HEB 180	HEA 240	100×8	1.21	471.3	353.2	1.33	0.78
6	HEB 220	HEB 200	100×10	1.22	309.2	252.3	1.23	0.80
5	HEB 240	HEB 220	100×10	1.11	242.6	203.8	1.19	0.77
4	HEB 280	HEB 240	120×10	1.17	217.5	176.6	1.23	0.80
3	HEB 300	HEB 280	120×10	1.07	192.3	160.5	1.20	0.72
2	HEM 240	HEB 320	140×10	1.08	210.8	151.4	1.39	0.79
1	HEM 240	HEM 240	140×10	0.98	147.4	147.2	1.00	0.69

$\Omega_{max}/\Omega_{min}=1.43$



15. ábra; NDA görbék, nyolcszintes épület

Az egyes NDA görbeseregeknél a gyengeszeti hajlam jellemzésére használható a legnagyobb és legkisebb relatív eltolás közötti különbség. Ahhoz azonban, hogy megkülönböztethetők legyenek azok az esetek, melyeknél csupán egy szint tér el jelentősen a többitől és azok, amelyekben több és ezért a gyengeszeti viselkedés fokozottabb, célszerű az eltolódás eredmények szórását (σ) meghatározni minden gyorsulás adatsornál.

$$\sigma_{IDR} = \sqrt{\frac{1}{n} \left[(IDR_1 - IDR_\mu)^2 + (IDR_2 - IDR_\mu)^2 + \dots + (IDR_n - IDR_\mu)^2 \right]} \quad (13)$$

ahol:

$$IDR_\mu = \frac{1}{n} (IDR_1 + \dots + IDR_n) \quad (14)$$

Alacsony intenzitásnál a szórás semelyik épületnél sem nagy, a tervezésit jóval meghaladó intenzitásnál pedig a szórás a tönkremenetel miatt szükségszerűen nagy. Ezért a szórást csak a 0,75 – 1,25 növekményi tényező tartományban határozzuk meg. Egy-egy épület viselkedésének jellemzésére az megjelölt intervallumban és az összes gyorsulás adatsorhoz tartozó szórások átlagát vesszük. Az így kapott eredményt gyengeszeti tényezőnek nevezzük.

Azért, hogy megvizsgálhassuk az épületek megbízhatóságát, vagy más szóval érzékenységét az azonos intenzitású gyorsulás adatsorok különbözőségeire, bevezetjük a megbízhatósági tényezőt is. Megvizsgáljuk, hogy mennyire térnek el az egyes gyorsulás adatsorokból kapott eredmények úgy, hogy a meglévő szórások szórását számoljuk minden növekmény tényezőnél külön, majd a már említett intervallumban ezek átlagát vesszük. Az így kapott eredmény egy számmal (relatív eltolódással) jellemzi az érzékenységet. Nagyobb megbízhatósági tényező nagyobb érzékenységet, más szóval kisebb megbízhatóságot jelent.

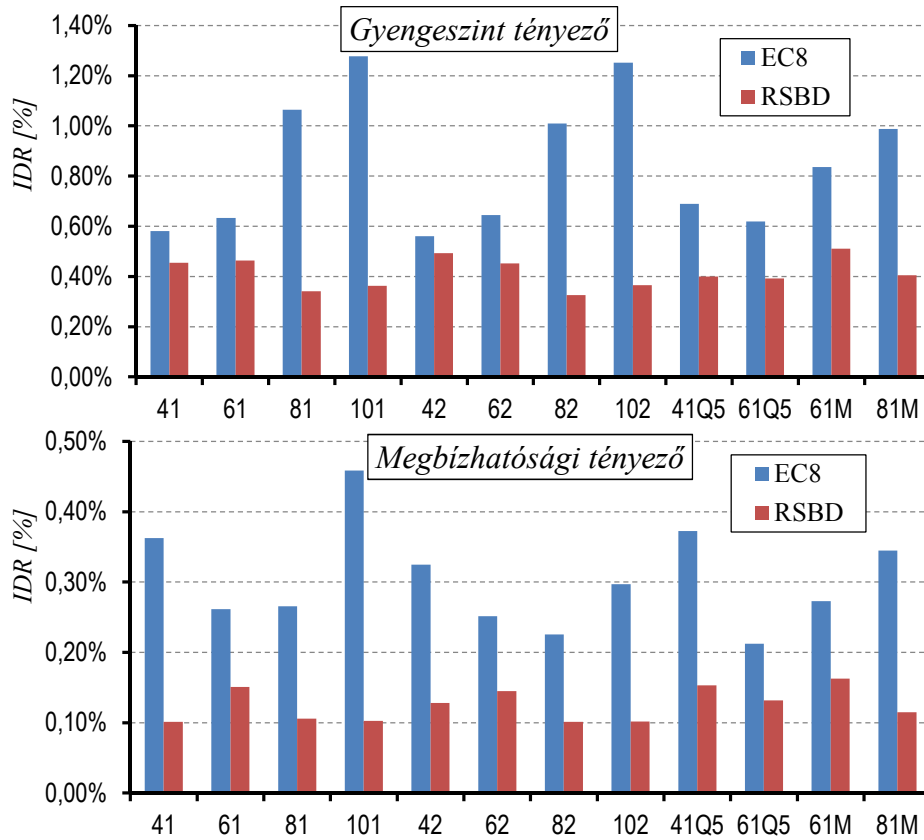
A 16 ábrán minden a kutatás során vizsgált épület gyengeszeti és megbízhatósági tényezője egy-egy oszlopdiagramon ábrázolt. Látható, hogy az EC8 épületek gyengeszeti hajlama a szintszámmal arányosan nő. Ezzel szemben az RSBD módszer ezt a tényezőt egy alacsony és nagyjából konstans értéken tartja még az utolsó négy speciális épület esetén is. Az EC8 épületekben a gyengeszeti tényező minden esetben magasabb, akár többszöröse az RSBD épületeknél számítottnak.

A megbízhatósági tényező grafikonja azt mutatja, hogy az EC8 épületek nem csak hajlamosabbak gyengeszeti viselkedésre, hanem jóval érzékenyebbek az adott gyorsulás adatsor jellegzetességeire, mint az RSBD épületek. Az RSBD módszer épületei ezen a grafikonon is alacsony és jobbra konstans érzékenységet mutatnak.

A két grafikon alapján megállapítható, hogy az RSBD módszer amely:

- képletszerűen, kézi módszerrel is kiértékelhető (excel)
- az Eurocode 8 keretbe illeszthető

alkalmas a gyengeszintű viselkedés és tönkremenetel megakadályozására és olyan épületeket szolgáltat, melyek megbízhatóan ellenállnak a tervezési intenzitású földrengéseknek.



16. ábra; Az RSBD módszer hatékonyságát mutató diagramok

7. A DISSZERTÁCIÓ TÉZISEI

I. tézis [1, 2, 5, 7, 8, 9, 10]

Számos eltérő, az EN 1998-1 (a továbbiakban Eurocode 8) előírásainak megfelelő központos rácsozással merevített acélszerkezetű épületen végeztem növekményes dinamikai szeizmikus analízist és megvizsgáltam azok gyengeszinti viselkedését; valamint általánosítottam a gyengeszinti viselkedés jellegét a tapasztalatok alapján.

- I/a A parametrikus vizsgálatok alapján megállapítottam, hogy az Eurocode 8 szerint tervezett rácsozott keretek hajlamosak gyengeszinti viselkedést mutatni többnyire az épület felső harmadában; a szintszám növekedése felerősíti ezt a viselkedést és több épületben tönkremenetel is várható a tervezési földrengés intenzitás elérése előtt.
- I/b A tapasztalt válaszok alapján általánosságban különbséget tettem a gyengeszinti viselkedés és a gyengeszinti tönkremenetel között, ami a későbbiekben megalapozta a kifejlesztett tervezési eljárás követelményeinek számát és elvét.
- I/c Megmutattam, hogy egy épület gyengeszinti viselkedési hajlama a tervezési szeizmikus intenzitástól függetlenül, pusztán a szerkezet teherbírási arányainak vizsgálatával is lehetséges.
- I/d Példával illusztráltam, hogy a heurisztikus alapon végzett megerősítés nem szükségszerűen vezet jobb teljesítményű épülethez és, hogy a helyes megerősítést összehangoltan az oszlopok és a rácsok együttes változtatásával kell végrehajtani.

II. tézis [1, 2, 5, 7, 8, 9, 10]

A megvizsgált épületek szeizmikus viselkedésének részletes vizsgálatával leírást készítettem a maradó rácsrúd deformációk következtében fokozatosan kialakuló gyengeszinti viselkedéséről, az azt elősegítő tényezőkről és mindezek reprezentációjáról, illetve annak hiányáról az Eurocode 8 szabványban.

- II/a Megmutattam, hogy a rácsrudak képlékeny deformációja az épület dinamikai viselkedésének jelentős megváltozásához vezet. Igazoltam, hogy a deformálódott alak geometriájának felvételével a lineáris modál analízissel jól közelíthetők az inelasztikusan viselkedő épületek válaszainak pillanatnyi állapotai.
- II/b Megmutattam, hogy a rácsrudak deformációjából származó oldalirányú szintmerevség csökkenés jelentős minőségi változást eredményez az épület modális viselkedésében és így a várható szeizmikus válaszban is. Ez a változás a belső erők olyan jellegű átrendeződésével jár, ami szükségszerűen megsérti és így érvényteleníti az Eurocode 8-nak a túltervezési tényezőkre vonatkozó homogenitási követelményét.
- II/c Megmutattam, hogy már kismértékű képlékeny rácsrúd megnyúlások is áthárítják jelentősen a vízszintes teherviselést az oszlopokra. Ennek következtében jelentős nyomatók ébrednek a nem csuklós oszlopokban, mely hatás a szabványos analízisből nem származtatható, így az Eurocode 8 oszlopokkal szemben támasztott követelménye nem kielégítő.
- II/d A központos rácsozással merevített keretek gyengeszinti viselkedésének kialakulását egy öngerjesztő folyamatként jellemeztem, amelyről folyamatábrát is készítettem és hitelességét az épületek elmozdulás – idő adatsorainak analízisével bizonyítottam.

III. tézis [3, 4, 6, 11]

Megalkottam a Robust Seismic Brace Design (RSBD) tervezési feltételeket, melyek célja az Eurocode 8 nem elégséges feltételeinek helyettesítése és a gyengeszinti viselkedés kialakulásának megakadályozása. A feltételek definiálásánál figyelembe vettem a deformációk által befolyásolt szerkezet lehetséges modális viselkedési módjait és az oszlopok nyomatéki teherbírásának szerepét.

III/a A képlékenységtan szélsőérték tételeinek felhasználásával definiáltam az RSBD módszer első követelményét, amely a gyengeszinti tönkremeneteli mechanizmus létrejöttét gátolja meg.

III/b Definiáltam az RSBD módszer második követelményét az egyes szinteken tapasztalható disszipáció és elmozdulások homogenizálására. A feltétel elvét a várható rugalmatlan elmozdulások arányaiból származtattam.

III/c Definiáltam az RSBD módszerben használt teher paraméterek meghatározására használható képleteket. A képleteket másodrendű és elsőrendű analízishez is megadtam, valamint egy harmadik egyszerűsített formát is levezettem.

IV. tézis [3, 6, 11]

Növekményes dinamikai analízis használatával megvizsgáltam az RSBD módszer szerint megerősített épületek viselkedését és ez alapján jellemeztem az új módszer hatékonyságát.

IV/a Megmutattam, hogy a megerősített épületek egyikében sem tapasztalható a gyengeszinti viselkedés és tönkremenetelük is lényegesen a tervezési szeizmikus intenzitás felett várható csupán. Bemutattam, hogy az épületek magas teljesítménye a szerkezeti méretek további csökkentését, a szerkezet gazdaságosabbá tételét teszi lehetővé.

IV/b Egy az egyes szinteken tapasztalható maximális eltolódások különbségéhez rendelt mérőszámmal igazoltam, hogy az RSBD módszer minden vizsgált épületben azonos mértékben egységesíti az egyes szintek szerepét az épület teljes oldalirányú eltolódásában.

IV/c Az egyes földrengés adatsorokra adott válaszok közötti különbséghez rendelt mérőszámmal igazoltam, hogy az RSBD módszerrel megerősített épületek kis érzékenységet mutatnak az adott rengés specifikációra szemben az Eurocode 8-nak megfelelő épületekkel.

8. THESES OF THE DISSERTATION IN ENGLISH

Thesis I [1, 2, 5, 7, 8, 9, 10]

I have conducted incremental dynamic analysis (IDA) on various multi-storey concentrically braced frames (CBF) designed according to EN 1998-1 (EC8). I have observed their susceptibility to exhibit weak storey behaviour and I have given a general description of the weak storey phenomenon in CBF-s upon the experiences.

- I/a Based upon the parametric studies I have determined that the EC8 CBF designs are prone to weak storey behaviour mostly in the upper third of the building. The increase of the storey number indirectly amplifies the behaviour. Due to the unfavourable behaviour collapse below the design seismic intensity is also likely.
- I/b I have introduced a distinction between the weak storey behaviour and the weak storey-induced early collapse, which later provided a basis for the development of the concept and criteria of a redesign method.
- I/c I have shown that the susceptibility of a CBF to exhibit the weak storey behaviour can be identified without the exact definition of the design seismic intensity, merely by the analysis of resistance relations between the storeys.
- I/d I have proven by examples that the heuristic reinforcing of the weak storey may not necessarily yield a better design and higher seismic resistance, and that the reinforcement has to be carried out by a properly synchronised reinforcement of both the braces and the continuous columns.

Thesis II [1, 2, 5, 7, 8, 9, 10]

Via the detailed analysis of the response of the CBF-s I have provided a detailed description on how the brace deterioration results in a gradual development of the weak storey behaviour, what are the contributing factors to this development and how these are not referred to EC8 provisions.

- II/a I have shown that the deterioration of the braces results in the change of the modal behaviour of a CBF. I have verified that the introduction of the triangular deformation of the braces in an elastic modal analysis model yields reliable snapshots of the inelastic behaviour.
- II/b I have shown that the change of the modal behaviour results in the change of the expected seismic response and seismic loading. This change rearranges the internal forces in a way that the uniformity condition of EC8 imposed on the storey overstrength factors gets violated and void.
- II/c I have shown that even moderate brace deteriorations devolve the lateral loading on the columns. Consequently the continuous columns become bent, which otherwise is not resulted by regular linear analysis. Therefore, the requirement imposed upon columns in EC8 is not satisfactory.
- II/d I have characterised the development of the weak storey behaviour as a self-amplifying phenomenon in CBF-s. I have provided an organigram of the process and I have proved its viability by the analysis of various responses.

Thesis III [3, 4, 6, 11]

I have created the two criteria of the Robust Seismic Brace Design (RSBD) method that aim to replace the insufficient requirements of EC8 and to prevent the development of weak storeys. I have taken into consideration in the criteria the probable changes of the modal behaviour and importance of the moment resistance of the columns.

- III/a With the application of the kinematic principle of the theory of plasticity I have defined the first criterion, which intends to prevent the occurrence of the weak storey failure.
- III/b I have defined the second criterion in order to distribute the dissipation and to equalize the lateral drift of the storeys. The concept of the criterion is based on the expected inelastic drift proportions of the storeys.
- III/c I have elaborated linear formulae for the calculation of the load multipliers needed for the evaluation of the RSBD method. I have given the formulae in first and second order form and also a third, simplified version has been derived.

Thesis IV [3, 6, 11]

I have examined the performance of CBF-s reinforced by the RSBD method by means of incremental dynamic analysis and I have determined the efficiency of the method.

- IV/a I have shown that none of the reinforced buildings were susceptible to exhibit weak storey behaviour and failure is also expected above the design seismic intensity. The high performance allows further reduction of the cross sections and a more economic design.
- IV/b With an appropriately chosen measure of the broadness of the IDA curves I have illustrated that the RSBD method unifies the involvement of the storeys in the lateral drift similarly in every considered example.
- IV/c With an appropriately chosen measure of the differences between the responses given to different acceleration records I have shown that the buildings reinforced by the RSBD method are not sensitive to accelerogram particularities, the design are robust unlike the ones designed according to EC8.

9. A DISSZERTÁCIÓHOZ KAPCSOLÓDÓ PUBLIKÁCIÓK

Folyóirat cikkek

- [1] D. B. Merczel, H. Somja, J.-M. Aribert, J. Lógó: On the behaviour of concentrically braced frames subjected to seismic loading. *PERIODICA POLYTECHNICA-CIVIL ENGINEERING* 57:(2) pp. 113-122 (2013) doi.:10.3311/pp.ci.2013-2.02
- [2] D.B. Merczel, H. Somja, J.-M. Aribert, M. Hjiáj: Investigation into the weak storey behaviour occurring in concentrically braced frames designed according to Eurocode 8. *Bulletin of Earthquake Engineering*, megjelenés alatt. (2015)
- [3] D.B. Merczel, H. Somja, J.-M. Aribert, J. Lógó: Plastic analysis-based seismic design method of concentrically braced steel frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, megjelenés alatt. (2015)
- [4] Kaliszky S, Lógó J, Merczel B D: Softening and hardening constitutive models and their application to the analysis of bar structures. *MECHANICS BASED DESIGN OF STRUCTURES AND MACHINES* 39:(3) pp. 334-345. (2011) doi: 10.1080/15397734.2011555733

Konferencia cikkek

- [5] D. B. Merczel, H. Somja, J.-M. Aribert, M. Hjiáj, J. Lógó: On the weak storey behaviour of concentrically braced frames. Eurodyn 2014 Porto, Portugal, 2014.06.30-2014.07.02. Paper 1629.
- [6] D. B. Merczel, H. Somja, J.-M. Aribert, M. Hjiáj, J. Lógó: Plasticity-based method to avoid weak storey behaviour of concentrically braced frames. Eurosteel 2014 Naples, Italy, 2014.09.10-2014.09.12. Paper 683.
- [7] D. B. Merczel, H. Somja, J.-M. Aribert, M. Hjiáj, J. Lógó: On the plasticity based seismic design of concentrically braced steel frames. In: C Adam, R Heuer, W Lenhardt, C Schranz (szerk.) *Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2013* (VEESD 2013). Wien, Ausztria, 2013.08.28-2013.08.30. pp. 1-10. Paper 179.
- [8] Merczel Dániel Balázs: On the behaviour of concentrically braced frames subjected to seismic loading. In: Józsa János, Lovas Tamás, Németh Róbert (szerk.) *Proceedings of the Conference of Junior Researchers in Civil Engineering 2012*. Budapest, Magyarország, 2012.06.19-2012.06.20. Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, pp. 116-125. ISBN: 978-963-313-061-2
- [9] Merczel Dániel Balázs: The development of the soft-storey mechanism in concentrically braced steel frames subjected to seismic action. In: Józsa János, Lovas Tamás, Németh Róbert (szerk.) *Proceedings of the Second Conference of Junior Researchers in Civil Engineering*. Budapest, Magyarország, 2013.06.17-2013.06.18. Budapest: Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem
- [10] Daniel B. Merczel, Jean-Marie Aribert, Hugues Somja, Mohammed Hjiáj, János Lógó: On the weak storey behaviour of concentrically braced frames. *8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas STESSA 2015*, Shanghai, China, July 1-3, 2015. Elfogadva.
- [11] Daniel B. Merczel, Jean-Marie Aribert, Hugues Somja, Mohammed Hjiáj, János Lógó: A method to avoid weak storey mechanisms in concentrically braced frames. *8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas STESSA 2015*, Shanghai, China, July 1-3, 2015. Elfogadva.