

SZAKDOLGOZAT

Tóth András

2015

Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar

Építőmérnöki Intézet

Infrastruktúramérnöki Szakcsoport

Építőmérnöki BSc

SZAKDOLGOZAT

Mértékadó terhelések meghatározása meglévő egyesített
csatornahálózatok esetén a klímaváltozás tükrében

Tóth András

Belső konzulens:

Kiss Katalin tanársegéd

Külső konzulens:

Gerőfi-Gerhardt András osztályvezető

Fővárosi Csatornázási Művek Zrt. Hálózatüzemeltetési Osztály

2015



SZENT ISTVÁN
EGYETEM

Dr. Dombay Gábor PhD.
intézetigazgató, főiskolai tanár



YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR, BUDAPEST
Építőmérnöki Intézet
Cím: 1146 Budapest, Thököly út 74.
Tel.: +36-1-252-1270
e-mail: epitomernoki.intezet@ybl.szie.hu

SZAKDOLGOZAT KIÍRÁS
2015

Tóth András

Nappali Építőmérnök szakos
hallgató részére

A feladat címe:	Mértékadó terhelések meghatározása meglévő egyesített csatornahálózatok esetén a klímaváltozás tükrében
Belső konzulens:	Kiss Katalin tanársegéd
Külső konzulens:	Gerőfi-Gerhardt András osztályvezető, Fővárosi Csatornázási Művek Zrt. Hálózatüzemeltetési Osztály

A szakdolgozat beadási határideje: 2015. június 05., péntek 12⁰⁰

Budapest, 2015. május 18.

Dr. Dombay Gábor
intézetigazgató

SZAKDOLGOZATI NYILATKOZAT

Alulírott

Tóth András

a Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Karának hallgatója jogi felelősségem tudatában nyilatkozom és aláírással igazolom, hogy

Mértékadó terhelések meghatározása meglévő egyesített csatornahálózatok esetén a
klímaváltozás tükrében
című

2015. május 31.-én kelt

szakdolgozatom saját készítésű önálló munkám, az abban hivatkozott nyomtatott és elektronikus szakirodalom felhasználása a szerzői jogok szabályainak megfelelően készült.

Tudomásul veszem, hogy szakdolgozat esetén plágiumnak számít:

- más publikált ábráinak és gondolatainak sajátként történő feltüntetése,
- szó szerinti idézet közlése idézőjel és hivatkozás megjelölése nélkül,
- tartalmi idézet hivatkozás megjelölése nélkül.

Kijelentem, hogy a plágium fogalmát megismertem, és tudomásul veszem, hogy nem saját készítésű munka vagy plágium esetén szakdolgozatom visszautasításra kerül és a Szent István Egyetem vonatkozó szabályzata szerinti eljárás indítható velem szemben.

Dátum: 2015. június 5.


.....
(aláírás)

Tartalmi összefoglaló

Szakdolgozatom során egy meglévő egyesített csatornahálózat vizsgálatával foglalkoztam. A vizsgálatokat az SWMM 5 nevű lefolyás szimulációs programmal végeztem. Munkám célja a klímaváltozás csatornahálózatokra gyakorolt hatásának vizsgálata volt. A hálózat modelljének felállítását követően meghatároztam különböző szintetikus csapadékok okozta terheléseket, illetve valós csapadékadatokat is felhasználtam a csapadékesemények szimulációjához. Vizsgáltam a mértékadó terhelések változását kiválasztott csomópontokon és vezetékeken a különböző csapadékmodellek alkalmazásakor, illetve azok hálózatra gyakorolt hatását.

A vizsgálatok során azt tapasztaltam, hogy a klímaváltozás hatására megváltozott tulajdonságú csapadékesemények lefolyását a jelenleg érvényben lévő műszaki irányelvek szerinti vizsgálatok nem képesek szimulálni. A napjainkban előforduló mértékadó csapadékok rendkívüli terhelést jelentenek a hálózat számára, és várhatóan az ilyen jellegű csapadékesemények gyakorisága növekedni fog a jövőben.

Kulcsszavak: lefolyás szimuláció, klímaváltozás, szintetikus csapadék, mértékadó terhelés

Tartalomjegyzék

1. Bevezetés	1
1.1. Célkitűzések	1
2. Tervezési előzmények és a jelenleg érvényben lévő szabványok áttekintése	2
2.1. Budapest csatornahálózatának története	2
2.1.1. A csatornahálózat története az első általános terv születéséig	2
2.1.2. Bazalgette csatornázási terve (az első általános terv)	6
2.1.3. Reitter Ferenc-féle terv	8
2.1.4. Martin Ottó-féle terv	9
2.1.5. Budai oldal csatornázási terve	11
2.1.6. Farkas Árpád-féle tervezet	12
2.1.7. A II. világháborútól napjainkig	13
2.2. Korábbi méretezési eljárások és a jelenleg érvényben lévő szabványok áttekintése	16
2.2.1. Bazalgette által alkalmazott méretezési eljárás	16
2.2.2. Reitter Ferenc által alkalmazott méretezési eljárás	16
2.2.3. Martin Ottó-féle terv és a végleges csatornázási terv során alkalmazott méretezési eljárás	17
2.2.4. Budai oldali csatornahálózat tervezése során alkalmazott méretezési eljárás	18
2.2.5. Farkas Árpád-féle tervezet készítése során alkalmazott méretezési eljárás	19
2.2.6. Távlati terv és KÖZMŰTERV készítése során alkalmazott méretezési eljárás	19
2.2.7. Jelenleg érvényben lévő szabványok áttekintése	20
3. Vizsgált terület és csatornahálózatának bemutatása	22
3.1. Meglévő állapot vizsgálata	22
3.2. A modell bemutatása	24
3.3. A hálózat különböző állapotainak elemzése	26
3.3.1. Szárazidei terhelés vizsgálata	27
3.3.2. Állandó intenzitású csapadék modellezése	30

3.3.3. Változó intenzitású csapadékmodellek.....	33
3.3.3.1. Háromszög alakú csapadékmodell.....	33
3.3.3.2. Előresiető csapadékmodellek.....	34
3.3.3.2.1. Kettős lépcső alakú csapadékprofil.....	35
3.3.3.2.2. Növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil.....	36
3.3.4. Túlterheléses és előntéses vizsgálatok.....	39
3.3.4.1. Túlterheléses vizsgálat.....	39
3.3.4.2. Elöntéses vizsgálat.....	42
3.3.5. Modellezés valós csapadékadatok alapján.....	45
3.3.5.1. Valós csapadék modellezése a vizsgált területen.....	45
3.3.5.2. Valós adatokon alapuló szintetikus csapadékok modellezése	47
3.3.5.3. Az elöntés kockázata a hálózat kialakításától függően.....	50
3.4. A terhelés változásának elemzése.....	53
4. Összefoglalás.....	57
Irodalomjegyzék.....	59
Kép- és ábrajegyzék.....	65
Táblázatjegyzék.....	66
Mellékletek.....	67

1. Bevezetés

Napjainkban egyre nagyobb kihívást jelent a klímaváltozás következményeinek kezelése. Bár az éghajlat állandó változásban van, a tudományos kutatások alapján elmondható, hogy a légkör összetételének változása jelentős részben az emberi tevékenységnek tulajdonítható [01]. A föld átlaghőmérséklete folyamatosan növekszik, 1906 és 2005 között $+0,74\text{ }^{\circ}\text{C}$ növekedést mértek (a felszíntől két méterre, árnyékban mérve), míg az utóbbi ötven évben a növekedés üteme kétszeresére nőtt, évi $+0,13\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{évtizedre}$ [2]. A hőmérséklet változása hatással van az éghajlati rendszerre, az évszakokra jellemző csapadékok halmazállapotára és mennyiségi jellemzőire. Az éghajlatváltozás magával hozta a csapadékok tulajdonságainak változását is. A csapadékok éven belüli eloszlása, azok időtartama, intenzitása is megváltozott. A kutatók szerint 2100-ra a felmelegedés a XX. század végéhez képest $+1,1\text{-}6,4\text{ }^{\circ}\text{C}$ -os mértékű lehet, az átlaghőmérséklet emelkedése pedig a csapadékeloszlás átrendeződését fogja okozni: nyáron kevesebb, télen több csapadék várható, a szélsőséges időjárási események gyakorisága és intenzitása pedig növekedni fog [3]. A kritikus infrastruktúrák védelme szempontjából egyre hangsúlyosabbak a klímaváltozás hatásai, amelyek sérülékenységet fokoznak (a kritikus infrastruktúra „azokat a létesítményeket, szolgáltatásokat és információs rendszereket foglalja magába, amelyek működésképtelenné válása gyengítő hatással lenne a nemzet biztonságára, a nemzetgazdaságra, a közegészségre és a közbiztonságra, valamint a közigazgatás hatékony működésére” [04]). A napjainkban jellemző csapadékesemények egyre nagyobb terhelést jelentenek a csatornahálózatokra, és minden jel szerint a közeljövőben a szélsőséges időjárási események gyakoriságának növekedésére lehet számítani.

1.1. Célkitűzések

A szakdolgozatom célja egy meglévő csatornahálózat vizsgálata, és a klímaváltozás hatásainak elemzése azon a rendszeren. Szeretném megvizsgálni, hogy a jelenleg hatályos szabványok szerinti vizsgálatok, illetve a csapadékesemények változásait követő szintetikus modelles csapadékok alkalmazása milyen különbségeket mutatnak a csapadékterhelés tekintetében. A csatornahálózaton valós csapadékesemények modellezését is elvégzem. A szakdolgozatom részét képezi egy szárazidei hálózati vizsgálat is, ahol az egyesített rendszerű hálózat szárazidei kapacitáskihasználtságát

vizsgálom meg. A tározásos vizsgálat során arra a kérdésre keresem a választ, hogy a rendszernek túlterheléses állapotban mekkora a levezető képessége, illetve normál üzemi körülmények között is meghatározom a hálózat terhelését.

2. Tervezési előzmények és a jelenleg érvényben lévő szabványok áttekintése

2.1. Budapest csatornahálózatának története

Ebben a fejezetben bemutatom Budapest csatornahálózatának kialakulását, illetve az elmúlt 140 évben a budapesti csatornázási tervek készítése során alkalmazott méretezési eljárásokat. Végül a jelenleg hatályban lévő, csatornák hidraulikai tervezésére vonatkozó szabványok tartalmát ismertetem. Ez a fejezet nagy részben négy szakirodalmi mű alapján készült [5], [6], [7] és [8].

2.1.1. A csatornahálózat története az első általános terv születéséig

Budapest csatornázása már másfél évezreddel ezelőtt elkezdődött, mikor Magyarország területe a Római Birodalomhoz tartozott. A rómaiak a provinciák fontos kereskedelmi településein is kiépítették az ivóvízvezeték- és csatornarendszert, illetve a fürdőket. Magas szintű műszaki tudásuknak köszönhetően a középületekben és a lakóházakban már a III. században vízöblítéses illemhelyek üzemeltek. A 2000 évvel ezelőtti Budapest területén (Aquincum) az összegyűjtött csapadék- és szennyvizet a Dunába vezették. A későbbi korokban e közművek többsége elpusztult.

A mai csatornarendszer kialakulásának kezdete több száz évre nyúlik vissza. Az 1790 – es éveket megelőző időszakból az egyetlen fennmaradt csatorna a Budai várból induló Donáti utcai vörösmárvány anyagú csatornaszakasz.

A mai műszaki szemlélet kialakulása előtt a szennyvizet általában egy közeli vízfolyásba, a városokat átszelő patakokba vezették tisztítatlanul, így megfertőzve azok vizét. Ugyanaz a víztest szolgált a szennyvizek elhelyezésére, amely egyben az ivóvizet is adta. Az ivóvíz fertőzöttsége, a higiénia hiánya járványokhoz vezetett. A török megszállás alatt pusztító járványok elérték Bécs városát is. Az 1562., 1582. és 1625. években kitörő járványok megszüntetése érdekében a bécsi udvar a magyar városokra is

érvényes úgynevezett Infektionsordnung-okat adott ki. Kötelezővé tették a házak és utcák rendszeres tisztán tartását, előírták az udvarok, árkok és pöcegödrök vízzel való tisztítását a járványok ideje alatt, és megtiltották a hulladék utcára való kiöntését.

A 18. században a 150 éves török uralom után, az akkor még különálló Pest és Buda fejlődésnek indult. A városfallal határolt Pest falon kívüli területe először a mai Terézvárossal, majd a mai Józsefvárossal és Ferencvárossal bővült.

A szennyvíz és a szemét eltüntetése ebben az időben a Dunába vezető árkokon keresztül történt, a belvárosi területeken viszont már megjelentek a földalatti csatornák. Két, védelmi célra épített árok szolgált egyben a szennyvizek elvezetésére is: egy városfalon kívüli árok, illetve a Rákosárok, melynek szabályozását 1740-ben végezték el.

A 18. század fordulóján jelentek meg törekvések a köztisztaság javítására. Pest városi tanácsa 1794-ben megbízta Hülf Móric főkapitányt, hogy vegye kézbe a városépítéssel kapcsolatos ügyeket. Feladatai közé tartozott a városfalon belüli és azon kívüli vízfolyások rendezése.

Hülf 1798-ban tett jelentést a városi tanácsnak. Nyolc árokcsatornát jelölt meg, melyek alkalmasak lehetnek a mai Vígadó tértől a Haller utcáig terjedő területől a csapadékvizek Dunába való elvezetésére. Viszont esésük nem volt megfelelő, és árvizek idején a város nem volt védve elöntések ellen. Javaslatára a városvezetés 1798-ban a várost négy részre osztotta, és 3-3 utcaseprőt alkalmazott mindegyik körzetben. Feladatuk volt az utcák tisztán tartása mellett a szemét kikotrása a csatornákból. Hülf érdeme az is, hogy 1801-ben kinevezték Pest első mérnökét.

1808-ban megalakult a Szépítési Bizottmány, amely városrendezési feladatokkal foglalkozott. 1827-ig a 35 vállalt feladatból csak 16-ot sikerült megvalósítaniuk. Bár a bizottmány fontosnak tartotta a Duna-part, a csatornázás és úthálózat rendezését, áttörést mégis csak az 1838-as árvíz hozott. Ez év őszén kiadott Építésügyi szabályzat kimondja, hogy pöcegödör csak ott létesülhet, ahol nincsenek utcai csatornák. Kötelezővé tették minden lakáshoz árnyékszék építését tető fölé vezetett szellőzőcsővel, illetve az ereszcsonnak vízleeresztőinek járda alatti kivezetését.

Akkoriban a csatornázásban az volt a cél, hogy a szennyvizeket a lehető legrövidebb úton vezessék a Dunába, így egy, a folyóra merőleges gyűjtőcsatornákból álló hálózat alakult ki. A vezetékek szelvényét sem a terheléshez igazodva alakították ki, jelentősen túlméretezték azokat. A csatornák kitorkollása csak nehezen volt zárható, illetve a belvizek elvezetése sem volt megfelelően megoldva. Egy egységes terv hiányában a csatornázás szervezetlenül történt. Bár 1840-ben készült egy terv, de az nem valósult

meg. Az egységes budapesti csatornahálózat kialakulása a városegyesítés után kezdődött meg.

A pesti oldali csatornák közül a legrégebbi az 1780-as években épült Zsibárus és kikötő utcai (jelenleg a Március 15. tér, Párizsi utca és Pesti Barnabás utca) csatorna volt, amely az Invalidus ház (jelenleg a Fővárosi Önkormányzat épülete) szennyvizét vezette el. Ekkoriban készült a Hal téri (ma a Duna és Irányi utca közötti) csatornaszakasz is. A 19. század első felében a belvárostól észak felé a Szabadság térig, attól keletre a Rákóczi út és Király utca környékén, dél felé pedig Ferencvárosban épültek csatornák, melyek nagyrészt még ma is üzemelnek.

A budai oldal csatornahálózatának kialakulása nehezebben követhető. Óbuda csatornahálózata a Hegyvíz-levezető árkokra épült, a záporvizeket és az épületek utcára kivezetett szennyvizeit nyílt árkokban (Nagyszombat, Galagonya, Harcsa, Kavics utca, Szépvölgyi út) gyűjtötték össze.

A Víziváros (Széll Kálmán tér, Bem József utca, Bem József tér, Duna-part, Ybl Miklós tér által határolt terület) a 18. században alakult ki és hamar fontos kereskedelmi csomóponttá fejlődött. A Batthyány tér jelentette a központot, e központ segítette a Gyorskocsi utca, Mária tér, Batthyány utca, Csalogány és Gyorskocsi utca fejlődését. Buda legrégebbi csatornái a Tabánban, a Fő utca környékén és Krisztinavárosban találhatóak, melyek nagyrészt még ma is üzemelnek.

Az első csatornázási szabályrendelet 1847-ben született „Helyhatósági szabály a szabad királyi Pest város kebelében építendő földalatti csatornák iránt” címmel. E rendeletben szerepelt először a csatornák osztályozása, amely felosztás a mai napig használatos: megkülönböztet főcsatornát, utcai csatornát, mellécsatornát és a csapadékvizek elvezetésére szolgáló vízvezetőt, illetve köz- és magáncsatornát. A rendelet rögzíti továbbá azt is, hogy a csatornaépítés a városi hatóság joga és kötelessége, részletezi a hatóságok kötelességeit is az építési munkálatoknál, továbbá azt, hogy a házi bekötéseket az utcai csatornák építésével egy időben kell elkészíteni.

Budapest csatornázásáról szóló első hivatalos adat az 1860-as évekből származik. Ekkor Budapesten összesen 80300 m volt a hálózat hossza, ebből 26400 m a budai, 54000 m pedig a pesti oldalon. Az 1848-as szabadságharc és Budapest egyesítése közötti időszakban főleg Pesten folytak csatornázási munkák (1. kép). Bár a Szépítési Bizottmány 1857-ig működött, 1852-től a pénzkerete megszűnt. 1857 és 1868 között Építési Bizottmány néven működött tovább. Hiába volt meg a törekvés rá a város vezetőiben, jelentős javulást nem sikerült elérni a csatornázás terén.



1. kép. A pesti csatornahálózat a 19. század derekán [9]

A köztisztaság viszont javult, 1840-ben megkezdődött a rendszeres szemétszállítás a Belvárosban és Lipótvárosban is. Az utcák tisztítását rabokkal végeztették egészen 1850-ig. 1856-ban jelent meg a köztisztaságról szóló „Utcztisztasági rendtartás Pest, Buda és Óbuda számára” című rendelet.

A lakosság ebben az időben kútból vette az ivóvizet, így a csatornák a szükséges mennyiségű öblítővíz hiányában eliszapolódtak, a csatornába bekerülő anyagokat a szennyvíz nem tudta magával vinni. A Duna partja a város teljes hosszában szennyezetté vált, magas vízállásnál a szennyvizet át kellett emelni, máskülönben a folyó a csatornahálózaton át visszaduzzadva pincéket, házakat öntött el.

Az 1860-as években a rendszeres árvizek, a járványok, a köztisztasági állapotok, a talajvíz szennyezettsége, a Duna-part rendezetlensége és a lakosság európai nagyvárosokhoz képest is kiemelkedően gyors növekedése elkerülhetetlenné tette a csatornázás kérdésének megoldását.

Dr. Fodor József orvos mutatott rá arra, hogy a tisztán tartott házakban a tifuszos megbetegedés okozta halál harmadannyi volt, illetve arra, hogy a vezetékes ivóvizet használó háztartásokban a kolera okozta halálozás fele annyi volt, mint a kútvizet használó háztartásokban. Ezek a felfedezések a vízvezeték hálózat kiépítését is elengedhetetlenné tették.

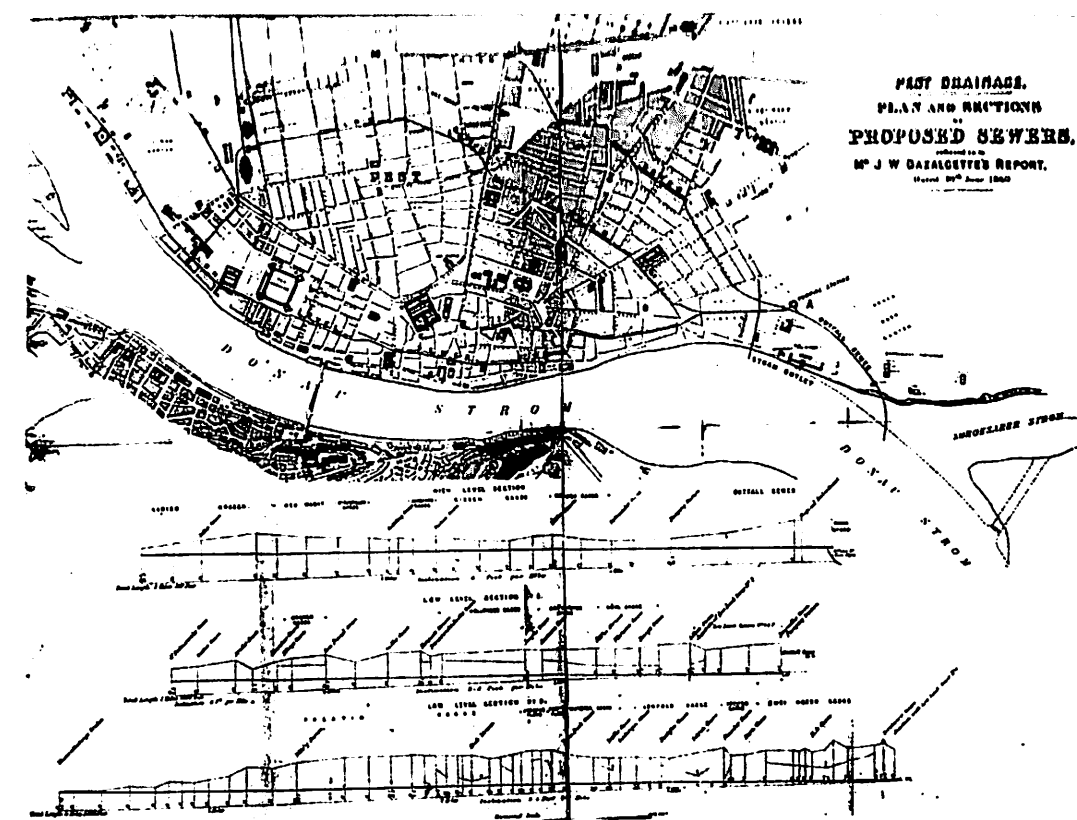
Az első vízművet 1868-ban helyezték üzembe az Országháznál. A vízmű megépülése jótékony hatással volt a csatornahálózat üzemeltetésére. A megnövekedett szennyvízmennyiségnek köszönhetően szinte megszűnt a szennyeződések lerakódása a vezetékekben, így az azok rothadásából származó bűz eltűnt az utcákról. Megszűnt az iszaplerakódás is, a kellő lejtéssel rendelkező vezetékek öntisztulók lettek.

A csatornázás elterjedésében nagy szerepet játszott Anglia. Az 1831-ben Londonban kitört kolerajárvány hatására megszületett az első közegészségügyi törvény (Public Health Act). Több európai nagyváros követte London példáját, ennek tudható be az is, hogy az első egységes csatornázási terveket angol mérnökök készítették e városokban.

2.1.2. Bazalgette csatornázási terve (az első általános terv)

Pest egységes csatornahálózatának kiépítésére Sir Morton Peto angol üzletember nyújtott be tervet a főpolgármesterhez. A terveket Bazalgette angol mérnök készítette, aki Pesten felmérte a helyi viszonyokat: a meglévő hálózatot, a Duna szabályozásának lehetséges módjait, illetve a terepviszonyokat. Figyelembe vette, hogy Pest a Duna felé lejt, terveiben a főgyűjtők vonalvezetését a meglévő környezethez igazította. Éppen ezért nem tértek el lényegesen a később készített tervek Bazalgette munkájától.

A mérnök három főgyűjtőt javasolt: kettőt a Dunához közeli mélyen fekvő területek, egyet pedig a magasan fekvő területek vizeinek összegyűjtésére (2. kép). A csatornahálózatot egyesített rendszerűnek tervezte, tehát a háztartási szennyvizek és a csapadékvizek egyazon hálózatban kerülnek elvezetésre. Az összegyűjtött vizek a Haller utcánál tervezett gőzmeghajtású szivattyútelepre érkeznének. A két mélyen fekvő főgyűjtő a lánchídi 0 ponthoz viszonyítva -0,30 m, a magasan fekvő főgyűjtő +3,81 m magasan érkezik a szivattyútelepre. A két mélyen fekvő főgyűjtő vizét szinte egész évben, a magasan fekvő főgyűjtő vizét pedig +3,80 m-es lánchídi vízállás felett szükséges átemelni a Dunába. A tervező a szelvényméretek és a vezetékek esésének meghatározásához 200000 lakossal számolt.



2. kép. Sir Morton Peto, angol vállalkozó ajánlatához csatolt, J. W. Bazalgette-féle csatornázási terv (1869), [10]

A tervet egy négytagú bizottságnak adták át 1870-ben. A bizottság három tagja (Reitter Ferenc, Szumrák Pál és Vogler József) a Közmunkák Tanácsának tagjai voltak, a negyedik tag pedig a pesti vízművek főmérnöke (Lindley Vilmos). Végleges döntést a bizottság nem hozhatott, mivel erre az éven létrejött Fővárosi Közmunkák Tanácsa volt hivatott. Az új tanács felelt a fővárosi műszaki ügyek koordinálásáért. A Fővárosi Közmunkák Tanácsa 1871-ben tervpályázatot írt ki Budapest általános szabályozására, többek között egy sugárút (Andrássy út) és egy körút (Nagykörút) kialakításáról. A tanács szakszerűségét és előrelátását bizonyítja, hogy a Nagykörút vonalát azért tervezték a város legmélyebb részére, hogy Bazalgette tervének megfelelően azon a nyomvonalon főgyűjtő legyen építhető.

Pest, Buda, Óbuda és a Margitsziget 1871-ben lett egy város. 1873-ban jött létre az új város egységes közigazgatási szervezete, így megszületett Budapest Főváros. A Fővárosi Közmunkák Tanácsa 1873-ban hozta nyilvánosságra Bazalgette, és az időközben Beiwinkler Károly és Horváth Farkas által benyújtott csatornázási tervek bírálatát. Ezzel együtt jelent meg a tanács műszaki osztályának egész Budapestre vonatkozó, Reitter Ferenc által készített csatornázási terve is.

2.1.3. Reitter Ferenc-féle terv

Reitter a pesti oldal csatornázását a Bazalgette által kidolgozott főgyűjtőhálózat megtartásával képzelte el, csak annyiban tért el az angol mérnök terveitől, amennyire az új városrendezési terv szükségessé tette. Kőbánya városrész számára egy új főgyűjtőt javasolt. A szennyvíz kivezetését ő is a tervezett vasúti hídtól délre, a város alatt kívánta megoldani. A főgyűjtők magassági vonalvezetését módosította, kissé felemelte őket és csökkentette esésüket. A fő szempont az volt, hogy a meglévő hálózat a megépülő főgyűjtőkre ráköthető legyen. Reitter a csatornahálózatot a száz évvel későbbi várható terhelésre méretezte, az akkori 22000 fős lakosságot 1970-re 50000-re tételezve fel.

Bazalgette elképzelését megtartva egyesített rendszerű hálózatot tervezett. Ennek megfelelő üzemeléséhez nagy vízhozam szükséges. Reitter ezért javasolta azt, hogy a városi vízmű alacsony áron biztosítsa a lakosság számára az ivóvizet és mérőórákat ne szereljen fel, hanem engedje meg a szükségletnek megfelelő vízfogyasztást.

A tervezett vezetékek szelvényalakjára 3:2 magassági-szélességi méretarányú tojásszelvényt javasolt. Ennek oka, hogy az ilyen szelvényű csatornák kisebb mértékű eliszapolódása, tisztításuk is egyszerűbb, statikailag is kedvezőek és könnyű közlekedni bennük.

A szivattyútelep helyét körülbelül ott jelölte ki, ahol végül az első szivattyútelep megépült. A tervek szerint a Duna-parti és a nagykörúti főgyűjtők egy egyesített közös főgyűjtőn keresztül érik el a telepet a lánchídi nulla feletti +0,79 m-es magasságon. A magasan fekvő főgyűjtő szinte egész évben gravitációsan működik, +4,44 m-es magasságon torkollik a folyóba. Magas vízállás esetén átterelhető a vize az egyesített főgyűjtőbe.

A telepről nagyobb esők idején záporkiömlőkön keresztül a soroksári Duna-ágba kerül elvezetésre a csapadékvíz, míg normál üzem esetén egy nyomócsövön keresztül a Dunába vezetik el a szennyvizet.

A Fővárosi Közmunkák Tanácsa a csatornázás hatalmas költségeire és hosszú élettartamára hivatkozva, tervpályázatot hirdetett a Reitter féle tervek alapján Budapest csatornahálózatának megtervezésére. 1877-ben hirdettek eredményt, a szakbizottság Lechner Lajos tervét találta a legjobbnak. A négy tervpályázat mind Bazalgette tervére épült, csak részleteiben különböztek attól.

Beiwinkler Károly képviselőtestületi tag saját elképzelését próbálta érvényre juttatni, az ő javaslata szerint elegendő egyetlen főgyűjtőt építeni a Duna partján, és ez a főgyűjtő

csak a szárazidei szennyvizet fogadja be a már meglévő csatornákból. Így az építési és üzemeltetési költségeket jelentősen lehetne csökkenteni. Beiwinkler kitartásának köszönhető, hogy végül fény derült Lechner tervének több hibájára is, többek között a meglévő hálózat nem megfelelő értékelésére: a későbbi tervezések során már tekintettel voltak a felfedezett hibákra.

2.1.4. Martin Ottó-féle terv

1883-ban csatornázási osztályt létesítettek a főváros mérnöki hivatalán belül Martin Ottó vezetésével. Az osztály feladata volt – a már korábbi változatok alapján – a város csatornázási tervének elkészítése. A terv 1885-re el is készült. A magasan fekvő főgyűjtőt külön, önálló rendszerként kezelte, az ott keletkezett szenny- és csapadékvizeket közvetlenül, gravitációsan vezette a Dunába a Haller utca magasságában. A terv főként a Duna-parti és a nagykörúti főgyűjtő által határolt területtel, illetve annak vízgyűjtő területével foglalkozik, és az ott keletkezett szennyvíz szivattyútelepre szállításával a közös főgyűjtőn keresztül.

Az ekkor tervezett csatornahálózat is egyesített rendszerű, a Duna-parti főgyűjtőbe hat vészkiömlőt terveztek. Egy 3,8 kilométer hosszú fővészkiömlő is szerepel a tervekben a Soroksári út alatt, a soroksári Duna-ágba történő kivezetéssel. Az ottani vízszint a Csepel-sziget déli – 50 kilométerre lévő – csúcsánál mért mindenkori vízszintnek felelt meg.

Martin Ottó igyekezett a meglévő hálózatot rákapcsolni a tervezett főgyűjtőkre. Mivel a mélyen fekvő területek voltak az árvizek által leginkább sújtottak, ezért a közös főgyűjtő alacsonyan, +0,45 méteres lánchídi mérce szerinti magasságon érkezik a tervek szerint a szivattyútelepre. A főgyűjtők vonalvezetésében és a szivattyútelep elhelyezésében nem tér el Reitter Ferenc terveitől. Ez volt az első alkalom, hogy a méretezés során használták a csapadékintenzitás fogalmát.

A szivattyútelepre a szárazidei szennyvíz teljes mennyisége eljut, míg csapadékos időben a felhígult szennyvíz a fővészkiömlőn keresztül a Soroksári út alatti vezetéken keresztül a soroksári Duna-ágba folyik. +1,8 méteres lánchídi Duna-vízállásig a szennyvíz gravitációsan jut el a befogadóba, szivattyúzásra csak ennél magasabb vízállás esetén van szükség. A szivattyútelepen homokfogók segítségével eltávolítják a szennyvízből a kisebb méretű szemcséket. A hat, összesen 3 m³/s teljesítményű szivattyút külön vízturbinák hajtják, melyek a Duna és a soroksári Duna-ág vízszintkülönbségéből

származó vízi energiával működnek. A szivattyútelep működése 29 zsilippel szabályozható, mind gépi mozgatású. A szükséges energiát egy hetedik turbina szolgáltatja.

Martin Ottó tervét egészségügyi szempontból Fodor József, műszaki szempontból pedig Klimm Mihály egyetemi tanár bírálta el 1885-ben. Fodor többek között a vészkiömlők nagy számát kifogásolta a Duna városi szakaszának elszennyeződése miatt. Ehelyett egy vészkiömlőt javasolt a vasúti hídnál, illetve felhívta a figyelmet a csatornák szellőztetésének és öblítésének fontosságára. Klimm elsősorban a főgyűjtők kapacitását kifogásolta. Úgy gondolta, hogy Martin számítási elgondolásai hibásak voltak, az általa feltételezett – a késleltetett lefolyás miatt kisebbnek felvett – csapadékmennyiségnek másfélszerese a valós terhelés. Klimm azt javasolta, hogy növeljék meg a számításoknál figyelembe vett csapadékvíz terhelést kül- és belterületen is. A megnövekedő terhelés miatt szükséges a szivattyútelep kapacitásának növelése $4 \text{ m}^3/\text{s}$ -ra. A soroksári Duna-ág elszennyeződésének megakadályozása érdekében pedig a szivattyútelep nyomócsövét meghosszabbítaná a Csepel-szigetig. Egy második vészkiömlő építését is javasolta a nagykorúti főgyűjtő tehermentesítése céljából.

A végleges csatornázási tervet 1891-ben fogadta el a bíráló bizottság Fodor és Klimm javaslataival együtt. Lechner Lajos, az akkori középítési igazgató kapta meg a végleges terv elkészítésének feladatát. Lechner köztes értékeket vett fel Martin és Klimm javaslatai között. Végül a közös főgyűjtő levezető képessége másfélszerese lett a Martin által tervezettnek.

A Fővárosi Közmunkák Tanácsának ráhatására végül kiterjesztették a csatornázási programot a magasan fekvő főgyűjtőre is. Döntés született arról is, hogy a Csepel-sziget északi végénél zárják le a soroksári Duna-ágot. Ezzel a Soroksári út nyomvonalán tervezett, a soroksári Duna-ágba vezető vészkiömlő szükségtelenné vált, helyette a szivattyútelep közelében épülő északi kikötőmedencébe vezetett. Ennek megépítésére csak a soroksári Duna-ág lezárása után került sor. Mivel a Soroksári úti vészkiömlő vezetéke szolgált volna a turbinatelep alvízcsatornájául, a telepnek egy új helyet jelöltek ki. A közös főgyűjtőn érkező záporvizek befogadóba vezetését úgy oldották meg, hogy a szivattyútelep kapacitását megnövelték a főgyűjtővel megegyezőre, gőz üzemeltetésű szivattyúkra tértek át és egy szabad kiömlőt is terveztek. A gőzgépeket +5,0 m-es, a szivattyúkat +1,0 m-es lánchídi magasságon helyezték el. A Földművelésügyi Minisztérium figyelmeztette a város vezetését, hogy legyen figyelemmel a tervezett vízturbinák és a soroksári Duna felső medencéjének vízzel való ellátására szolgáló

felvízcsatornára. E csatorna és a szivattyútelep épülő nyomócsatornájának két keresztezési pontjában ezért elkészítették a felvízcsatorna egyes szakaszait. A felvízcsatorna 80 m³/s-os vízszállításra alkalmas, hét, egyenként 2 m magas és 5 m széles nyílással készült. A csatornázás tervezési szakasza végül 1891 elején ért véget a Belügyminisztérium jóváhagyásával.

2.1.5. Budai oldal csatornázási terve

Reitter Ferenc 1873-ban javaslatot készített a budai oldal csatornázására is. Ez azért is fontos, mert a korábbi tervek egyáltalán nem foglalkoztak a budai oldallal. Itt javaslata szerint a csapadékvizet közvetlenül a Dunába vezetnék, a szárazidei szennyvizet pedig a város déli végénél vezetnék a folyóba. A főgyűjtő a Flórián tértől a mai Petőfi hídig tartana és 14 vészkiömlővel épülne. Lánchídi magasság szerint +2,21 m-es magasságon torkolna a Dunába. Itt szivattyútelep építése nem indokolt.

A budai oldalra készített tervet egy szakbizottság bírálta el. Mind a négy tagja elkészítette saját változatát Reitter terve alapján. A főgyűjtők javasolt nyomvonalai jelentősen eltértek. Végül Reitter terve nem valósult meg.

Buda csatornázásának ötlete 1906-ban került újra elő. Budapest mérnöki hivatala készített egy újabb tervet Martin Ottó vezetésével. Martin nem változtatott azon az elgondoláson, hogy a csapadékvizeket közvetlenül a folyóba kellene vezetni. Buda déli terjeszkedése miatt a főgyűjtőt tovább tervezte vezetni, egészen a Kondorosi útig. Az ő terve szerint ott egy szivattyútelep is épülne.

Óbudán is fejlesztették a meglévő hálózatot, a nyílt hegyvízlevezető árkokat befedték, a kiömlőket zsilipekkel zárták le, hogy magas vízállás esetén a Duna vize ne duzzadjon vissza a hálózatban. Az 1880-as években építettek egy gyűjtőcsatornát, amely a városrész gyors fejlődése miatt kapacitásbővítésre szorult. 1890-ben készült el Óbuda csatornázási terve, amely végül – a városvezetés és a Közmunkák Tanácsának vitái miatt – csak 1901-ben került elfogadásra. A végleges, megépülő harmadik tervet 1912-ben készítette a főváros mérnöki osztálya és ebben az évben el is kezdődött a kivitelezés. Az Országos Vízügyi Igazgatóság előírásai szerint csak négyszeres hígítással engedhető szennyvíz a Dunába, és figyelembe vették, hogy a tervezett budai főgyűjtőhöz csatlakoztatható legyen az óbudai főgyűjtő csatorna.

2.1.6. Farkas Árpád-féle tervezet

1916-ban került sor a pesti oldali csatornahálózat felülvizsgálatára. A Farkas Árpád vezette fővárosi tanácsi II. ügyosztály a hálózat legfőbb hibáiként a mellékhálózat rendszer nélküliségét jelölte meg, illetve azt, hogy a Dunára merőleges gyűjtőcsatornák rendszertelensége miatt a főgyűjtőn jelentős esésvesztés lépett fel. Kifogásolták azt is, hogy a hálózatban minden 19. század eleje óta alkalmazott anyag- és szelvénytípus megtalálható. Viszont a hálózatról elmondható, hogy a mértékadó víztömeg elszállítására alkalmas, és a hálózat kialakítása megfelel a kor elvárásainak.

A tervezet két új feladatot jelölt meg: a Hungária és a Róbert Károly körúton belüli területen új főgyűjtők építését, melyek a Duna-parti és a közös főgyűjtőhöz csatlakoznának, illetve a külső körutakon kívüli területek csatornázási tervének elkészítését, és a Rákos-patak szabályozását. Fontos szempont volt a tervezet készítésekor a Duna vízminőség romlásának megakadályozása, ezért kikötötték, milyen hígítási fok felett lehet csak szennyvizet a folyóba eresztetni. Farkas Árpád volt az első, aki Magyarországon alkalmazta egyesített rendszerű csatorna méretezése során a racionális méretezési módszert.

A terv többször is módosult, a Rákos-patak szabályozásának tervét 1925-ben, az északi városrész csatornázásának tervét pedig 1927-ben hagyták jóvá.

Az I. világháború után – főként a pesti oldalon – új városrészek jelentek meg (például Lágymányoson, Rózsadombon) a csatornázás igényével. Mivel a pesti főgyűjtőket nem méretezték a külső területek szenny- és csapadékvizeinek befogadására és a terepadottságok sem voltak megfelelőek a meglévő hálózat bővítésére, így a csatornázás kérdése ezeken a területeken gondot okozott. A kényszer hatására több helyen is épült csatorna a műszaki szempontok figyelmen kívül hagyásával, ahol pedig nem volt lehetőség rá, ott a hatóságok engedélyezték pöcegödrök létesítését.

1930-ban sor került a budai oldali csatornahálózat revíziójára is Farkas Árpád vezetésével. A tervezet fő eleme a Filatorigáttól Kelenföldre tartó, Duna-parton vezetett budai főgyűjtő.

A II. világháborúig terjedő időszakban főként a mellékhálózatokat bővítették Budapesten, illetve a budai csatornahálózatot. Az 1930-as években a szakemberek összegezték a legfontosabb fejlesztési célokat, viszont a háború miatt ezek csak részben valósulhattak meg.

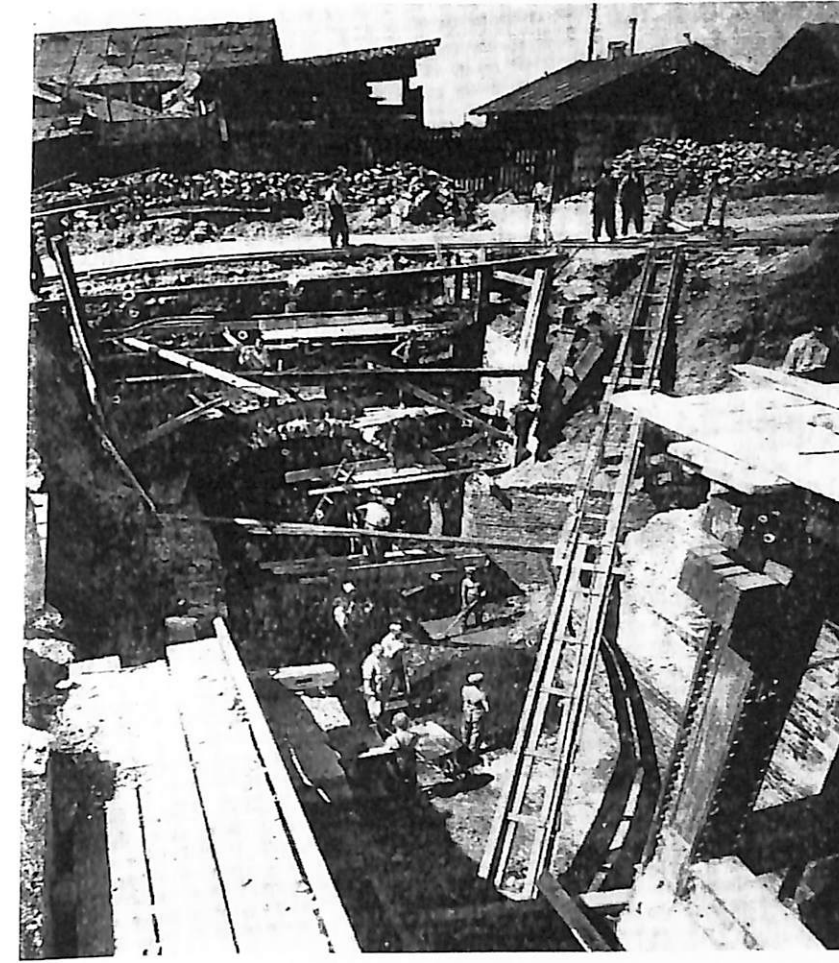
2.1.7. A II. világháborútól napjainkig

A város bombázása során a közműhálózatok súlyos károkat szenvedtek (3. kép) (4. kép). Az ivóvíz és szennyvíz hálózatok helyreállítása létfontosságú volt, ezért megalapították 1945-ben a Fővárosi Csatornázási Műveket a rekonstrukciós munkák irányítására és a hálózat üzemeltetésére. Már ebben az évben elkezdődtek a munkálatok. A Ferencvárosi szivattyútelepet is bombatalálat érte, az átemelőtelepek is súlyos károkat szenvedtek. A csatornákból 24000 m³ iszap rakódott le, megbénítva a hálózat működését.



3. kép. Háborús károk. A központi (ferencvárosi) szivattyútelep gépháza a bombatalálat után (1944), [11]

A helyreállítást a Csatornázási Művek már 1945-ben megkezdte (4. kép), 1947-ben pedig elkészítettek egy hároméves tervet, melyben már új főgyűjtők építése is belekerült. 1950-ben több közeli település városhoz csatolásával megalapították Nagy-Budapestet, így ezen területek csatornahálózatainak üzemeltetése is a Csatornázási Művekhez került.



4. kép. Háborús károk helyreállítása. A központi (ferencvárosi) szivattyútelep főzsilipje a helyreállítás közben (1945-46), [12]

Az új városrészek Budapesthez csatolásával megnőtt a csatornázási feladatok száma. A háború utáni iparosodás következtében megnövekedett a szárazidei szennyvíz mennyisége, illetve az ipari eredetű szennyvíz minőségi változásokat okozott. 1957-ben kezdődött meg a város különböző területeire készült általános csatornázási tervekre épülő távlati fejlesztési terv kidolgozása, amely a befogadók vízminőségeinek kérdését is vizsgálta. A tervezést a Fővárosi Mélyépítési Tervező Vállalat végezte. Fontos szempont volt a munka során a meglévő hálózat lehető legnagyobb részének megtartása.

Az új tervben is megtartották a budai főgyűjtő ötletét, amely kizárólag a szárazidei szennyvizek elvezetésére szolgálna, a csapadékvizeket közvetlenül vezetnék a Dunába. A távlati terv szerint növelnék az elválasztott rendszerű csatornahálózat arányát az egyesített rendszerével szemben, mivel a már megépült főgyűjtők nem alkalmasak az újonnan a városhoz csatolt területek csapadékvizeinek elvezetésére. Az Országos Vízügyi Hivatal előírta, hogy a város összes szárazidei szennyvizét biológiai tisztítás után lehet csak a befogadóba vezetni. A biológiai tisztítást négy szennyvíztisztító telepen kívánták

megoldani: az angyalföldi szivattyútelep közelében, a dél-pesti szennyvíztisztító telepen, egy nagytérenyi iparterületen, illetve a Csepel-sziget északi csúcsán.

Az 1970-es évekig a hálózat fokozatos építésének köszönhetően a főgyűjtők hossza kétszeresére emelkedett. Ebben az időszakban az újonnan Budapesthez csatolt, még csatornázatlan területek közművesítése és a lakásépítési program keretein belül átalakult csomópontok korszerűsítése jelentette a legfőbb feladatot.

Az ezt követő időszakban a fejlesztéseket Budapest Közmű- és Mélyépítési terve (KÖZMŰTERV) alapján végezték, amely 1971 és 1985 közötti időszakra szólt. A terv egészen a 2000-ig terjedő időszakra kiterjedően vizsgálja a hálózat fejlesztését, előírás szerint a tervet minden tíz évben felül kell vizsgálni. Megoldásra váró feladat volt az észak-pesti területeken (Békásmegyer, Káposztásmegyer) épülő lakótelepek szennyvizeinek elvezetése, illetve tisztítása egy újonnan létesítendő szennyvíztisztító telepen. A város több övezetében is folytak lakásépítési programok, a cél a 85%-os csatornázottság elérése volt 1985-ig.

A KÖZMŰTERV felülvizsgálatára az 1980-as években került sor. 1989-ben került elfogadásra Budapest Általános Rendezési Terve (ÁRT). A terv az 1980-as évek közepén megjelenő politikai-gazdasági változásokhoz próbált igazodni. A város beépített területeinek csatornázottságát az 1985-ös 64%-ról 2000-re 70%-ra kívánták emelni. Az 1996-2006 közötti időszakban 530 km gerinccsatorna átépítését tűzték ki célul.

1992-ben elkezdődött az ÁRT felülvizsgálata. A rendszerváltás után a közművek központi tervezése és üzemeltetése megszűnt, a fejlesztésekre szánt források is elapadtak. Kihívást jelentett az Európai Unióhoz való csatlakozás vízminőség-védelemmel kapcsolatos elvárásainak teljesítése is. Az új Általános Rendezési Tervet 1996-ban fogadták el. A terv alapelvei voltak többek között 2015-ig a lakásszámra vetített közel 100%-os csatornázottság elérése, a szárazidei szennyvizek összes mennyiségének tisztítása, illetve a záporvizek bevezetése a befogadóba úgy, hogy az a legkedvezőbb módon keveredjen el.

Magyarország Európai Unióhoz való csatlakozása után, 2004-ben indult el az ÉlőDuna projekt. A projekt keretein belül megépült a Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telep, illetve a budai főgyűjtő csatorna, amely a Központi Szennyvíztisztító telepre szállítja több budai kerület szennyvizét is. A Központi Szennyvíztisztító Telep megépülésével a biológiailag tisztított szennyvíz aránya 51%-ról 95%-ra emelkedett [13].

A 2013-ban kezdődött Budapest Komplex Integrált Szennyvízelvezetése projektnek (BKISZ) köszönhetően 2015 végére a főváros csatornázottsága meghaladja a 99,9%-ot [14].

2.2. Korábbi méretezési eljárások és a jelenleg érvényben lévő szabványok áttekintése

2.2.1. Bazalgette által alkalmazott méretezési eljárás

Mikor 1869-ben Bazalgette elkészítette a tervet, a város lakossága 200000 fő volt, ezt vette alapul számításai során. A vízfogyasztást a londonival megegyezőnek feltételezte, amely 140 liter/fő·d volt. A napi szennyvízingadozás figyelembevételével a mértékadó szennyvíz mennyisége 330 l/s. Mivel egyesített rendszerű csatornahálózatot tervezett, a főgyűjtő mértékadó levezető képességét a csapadékos időben jelentkező vízhozam adta. Erre 1,9 m³/s értéket javasolt, amely értékben benne van a város lakosságának növekedéséből adódó szennyvíz többlet is.

A csatornák öntisztulásához szükséges legkisebb sebesség 70 cm/s, a minimális esés így 7 ‰. A szellőztetés megoldására nyílásokra helyezett szellőzőcsöveket ajánlott, a csatornanyílásokban pedig szénszűrőkkel oldotta volna meg a bűz kiáramlásának megakadályozását. A csatornák csatlakozásánál hordalék- és iszapfogókat, tehermentesítés céljából pedig vészkiömlőket és oldalbukókat tervezett.

A terv érdeme, hogy megszünteti a Duna szennyezettségét a városi szakaszon, illetve az, hogy a folyóval párhuzamosan futó főgyűjtők megfelelő esésű mellékhálózat építését teszik lehetővé. Hibája viszont, hogy a főgyűjtők szükséges levezető képességét túlságosan alacsonynak vette.

2.2.2. Reitter Ferenc által alkalmazott méretezési eljárás

Reitter a csatornahálózatot száz évre tervezte. Közműhálózatok méretezésének fontos eleme a népességváltozás becslése, hiszen a hálózat kapacitásának a jövő igényeit is ki kell tudnia elégíteni. Budapest lakossága akkoriban 220000 fő volt, statisztikai adatok alapján a lakosságot 500000 főre becsülte 1970-re. Hogy a mérnök alábecsülte a város népességszámának növekedését, az a korabeli népességi adatokból jól látható: míg

1851-ben 153895 fő volt Budapest lakossága, 1869-re ez a szám elérte a 240477 főt [15], más forrás szerint a 254474 főt [16]. Bár a korabeli népességi adatok nem megbízhatóak, a népesség növekedésének gyorsasága jól látszik. Míg 1851 és 1869 között a lakosság száma több, mint másfélszeresére nőtt, Reitter 1870 és 1970 között kevesebb, mint két és félszeres népességnövekedéssel számolt. Budapest lakossága az 1970-ben készült népszámlálási adatok alapján 1945083 fő volt [16].

A lakósűrűséget 156 fő/ha-ra vette fel, amely megegyezett az akkori lakósűrűséggel. Tehát az általa feltételezett 28000 fős népességbővülés nem hozza magával a már beépített területek nagyobb lakósűrűségét, hanem újabb területek kerülnek majd beépítésre. Úgy becsülte, hogy a város beépített területe 1665 ha-ral fog bővülni. Így a vízgyűjtő terület nagysága a város jövőbeli alakulása alapján 2975 ha a beépített és szerinte beépítésre kerülő területen, ahol a víz elvezetése földalatti csatornákon történik. A város beépítetlenül maradó, illetve a vízgyűjtő terület alapján a hálózathoz tartozó közeli településekkel együtt 8628 ha-os területen pedig nyílt árkokkal történne a víz elvezetése.

Bazalgette elképzelését megtartva egyesített rendszerű hálózatot tervezett. Ennek megfelelő üzemeléshez nagy vízhozam szükséges. A vízfogyasztást 160 liter/fő·d-nek feltételezte, és úgy számolt, hogy ennek a mennyiségnek a fele tíz óra alatt kerül felhasználásra. A szárazidei mértékadó szennyvízmennyiség számításai szerint $1,1 \text{ m}^3/\text{s}$. A csapadékvíz mennyiségét pedig az akkori mérések alapján úgy állapította meg, hogy a 24 óra alatt előforduló legnagyobb eső esetén is csak a vízgyűjtő terület egészét borító 7 mm-nyi csapadékvíz mennyiség juthat a csatornába és ezt a mennyiséget vette maximumnak. A várható maximális csapadékvíz mennyiséget ezért $2,15 \text{ m}^3/\text{s}$ -ra vette fel. Így a mértékadó vízmennyiség a szárazidei szennyvízmennyiséggel együtt $3,25 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ezt összevetve Bazalgette számításaival jól látszik, hogy az angol mérnök valóban alulméretezte a főgyűjtők levezető képességét: Reitter több, mint 70%-kal nagyobb szükséges kapacitással számolt.

2.2.3. Martin Ottó-féle terv és a végleges csatornázási terv során alkalmazott méretezési eljárás

A városi mérnöki hivatal csatornázási osztálya által készített tervek lényegében megegyeztek Reitter Ferenc terveivel, viszont a méretezés során újszerű számítási módszert alkalmaztak. Ekkor használták először a csapadékkintenzitás fogalmát, amely

egy adott területre adott idő alatt lehullott csapadék mennyiségét jelenti. Számításaik során 111 l/s-nak vették fel ezt az értéket. Számoltak a beépítettség (lefolyási tényező), illetve a csapadékvíz késleltetett lefolyásával. A lefolyási tényezőt belterületen 0,5-nek, külterületen 0,25-nek vették fel. A késleltetett lefolyást pedig Londonban végzett kísérletek alapján számolták. E kísérletek szerint a csapadék időtartama 1:4 arányban aránylik a víz lefolyási idejéhez. Ez a gyakorlatban azt jelentette, hogy a csatornákat a felvett csapadékkintenzitás értékének negyedére kellett méretezni. Így a méretezés során – figyelembe véve a lefolyási tényezőt is – belterületen a felvett 111 l/s értékű csapadékkintenzitás 1/8-adával (14 l/s·ha), külterületen 1/16-odával (7 l/s·ha) számoltak. A méretezés során a Darcy-Bazin féle összefüggést alkalmazták, amely szerint a vezetékben áramló víz sebessége a

$$v = \sqrt{\frac{r \cdot s}{\alpha + \frac{\beta}{r}}}$$

képlet alapján számítható [17], ahol

v – a víz áramlási sebessége, m/s

r – a szelvény középsugara, m

s – vezeték lejtése, %

α és β – a szelvény minőségétől függő tényezők, a méret függvényében változnak.

A keletkező szennyvíz mennyiségét 158 l-nek vették fel naponta, melynek fele 14, másik fele pedig 10 óra alatt keletkezik. A lakossűrűség növekedésével is számoltak a városban, ami 500 fő/ha-ra becsültek. A szennyvíz átlagos mennyisége számításai szerint 1,2 m³/s, a mértékadó vízmennyiség a Duna-parti főgyűjtőben 7,8, a közös főgyűjtőben 18,5 m³/s.

A végleges tervben végül - Klimmnek köszönhetően - nagyobb terhelésre méretezték a főgyűjtőket: Lechner Lajos a közös főgyűjtő levezető képességét 27 m³/s-ra méretezte.

2.2.4. Budai oldali csatornahálózat tervezése során alkalmazott méretezési eljárás

Reitter Ferenc a Flórián tér és a mai Petőfi híd közti szennyvíz főgyűjtőt 0,41 ‰-es lejtéssel tervezte. A lakosság növekedését 30000 főre becsülte, így az akkori 70000 fő

lakosság becslése szerint száz év alatt 100000 főre fog nőni. Kisebb vízfogyasztással számolt, mint a pesti oldalon: az ottani 160 l-rel szemben itt 100 l/fő·d vízfogyasztást tételezett fel. A szennyvíz áramlási sebessége 1 m/s számításai szerint. A főgyűjtő szelvénye 53/79 cm-től 126/90 cm-ig változik, alakja tojásszelvény.

Martin Ottó a lakosságot 130000 főnek becsülte, és kétszer akkora, 200 l/fő·d vízfogyasztással számolt, amely 10 óra alatt kerül a csatornahálózatba. A beépített területeken 21 l/s·ha, a beépítetlen területeken 11 l/s·ha csapadékintenzitással számolt. A hegyvidéken az adott terület lejtésétől függően 21, 35 vagy 48 l/s·ha intenzitás értéket alkalmazott. A főgyűjtő szelvénye a Gellért térig tojásszelvény 140/210 cm-es maximális mérettel, 0,5 ‰-es lejtéssel. A Gellért tértől a szivattyútelepig a lejtését pedig 0,67 ‰-nek vette fel. Szelvénye párizsi szelvény, 376 cm-es szélességi és 210 cm-es magassági méretekkel. A mértékadó terhelés 15,3 m³/s.

2.2.5. Farkas Árpád-féle tervezet készítése során alkalmazott méretezési eljárás

Farkas Árpád a racionális méretezési módszert alkalmazta a tervezés során. Az Országos Meteorológiai Intézet adatai segítségével meghatározták a csapadékintenzitás összefüggését, amely a

$$P = \frac{620}{t^{0,57}}$$

hiperbolával jellemezhető, ahol

- P – t időtartamú csapadékhoz tartozó intenzitás értéke, l/s·ha
- 620 – az 1 perces csapadékhoz tartozó intenzitás értéke, l/s·ha
- t – a csapadék időtartama, min.

2.2.6. Távlati terv és KÖZMŰTERV készítése során alkalmazott méretezési eljárás

Az 1957-ben kezdődött tervezés során egy 1938-ban készült, de nem megvalósult tervet vettek alapul. Ekkor a város távlati lakosságát 3000000 főre becsülték, a szárazidei szennyvízmennyiséget pedig 8,3 m³/s-ra, viszont az 1958-ban végzett mérések ennél nagyobb terhelést mutattak. Végül a lakosságot 2300000 főre vették fel a tervezés

során, a szennyvízterhelést pedig a vízműfejlesztési tervek alapján $17,4 \text{ m}^3/\text{s}$ -ra becsülték. Ez $660 \text{ l/fő} \cdot \text{d}$ terhelést jelentett.

Az 1970-es évek elején készült terv egészen 2000-ig bezáróan vizsgálta a csatornahálózat fejlesztési lehetőségeit. Az átlagos szennyvízhozamot $14,7 \text{ m}^3/\text{s}$ -ra, a csúcshozamot $17,7 \text{ m}^3/\text{s}$ -ra, a napi átlagos szennyvízmennyiséget pedig $1270000 \text{ m}^3/\text{d}$ -ra becsülték. A szennyvíz napi mennyisége 2011-es adatok szerint viszont kevesebb, mint a becsült érték: $5\text{-}600000 \text{ m}^3/\text{d}$ [18].

2.2.7. Jelenleg érvényben lévő szabványok áttekintése

A csatornák hidrológiai méretezését érintő szabályozások az elmúlt évtizedekben sokat változtak. Jelenleg Magyarországon nincs kötelező érvényű szabályozás. A települések vízelvezető rendszereit tárgyaló MSZ-EN-752 szabványsorozatot 2000-ben tették közzé magyar szabványként.

Abban az esetben, ha a hatóság nem írja elő a méretezés módját, 200 ha -nál kisebb vízgyűjtő területen vagy 15 percen belüli összegyűlekezési idő esetén a csapadékvíz csúcs vízhozamának meghatározásához egyszerű eljárások is alkalmazhatóak (pl. racionális méretezési módszer), mikor a csapadékkintenzitást időben állandónak tételezhetjük fel és az összegyűlekezési idő a teltszelvényű áramláshoz tartozó sebesség alapján meghatározható. Nagyobb vízgyűjtő terület esetén számítógépes modelleket és időben változó csapadékokat kell alkalmazni a lefolyás szimulációjához. Mivel jelenleg nincs széles körben elterjedt szimulációs modell Magyarországon, ezért általában a racionális méretezési módszert alkalmazzák tervezés során.

Az 1975-ben kiadott MI-10-167/3-1975 vízügyi ágazati műszaki irányelv (Közcatornák tervezése. Hidraulikai méretezés) 2.24 pontja szerint „Az illetékes vízügyi hatóság más előírása hiányában a mértékadó hidraulikai igénybevétel meghatározásához a kárelhárítás biztonságára jellemző „p” gyakoriságot kell megállapítani. Egyesített rendszerű csatornázással ellátott városokban a gyakoriság 2 év (2.241 pont), egyesített rendszerű csatornázással ellátott egyéb települések esetén a gyakoriság 1 év (2.243 pont), elválasztott rendszerű csatornázás esetén 1 éves gyakoriságú csapadékokat kell figyelembe venni.” 1987-ben lépett hatályba az új szabályozás (MI-10-167/3-87), amely lényegében nem változott, de az ismétlődési idő kifejezést alkalmazza a gyakoriság helyett.

Rövid idejű csapadéknak a legfeljebb 3 órán át tartó záport nevezzük, melynek intenzitása valószínűségi változó. A csapadék intenzitása (i , [mm/h , $\text{l/s} \cdot \text{ha}$]) az adott

intenzitás értékhez tartozó „p” gyakorisággal értelmezhető. A gyakoriságot, mint valószínűségi jellemzőt a mértékadó vízhozam valószínűségi jellemzésére is alkalmazhatjuk. Az összegyülekezési idő ismeretében a „p” gyakoriságú csapadék intenzitása a Montanari képlet alapján [19]:

$$i_p = a \cdot t^{-m}$$

összefüggésből határozható meg, ahol

i_p – a p gyakoriságú csapadék intenzitása, mm/h vagy l/s·ha

a – a t időtartamú p gyakoriságú zápor intenzitása, mm/h vagy l/s·ha

t – az összegyülekezési idő 10 min időegységben kifejezve

m – a hatványkitevő, értéke valószínűségi jellemzőként állandó.

E számítási módszer az intenzitást időben állandónak tételezi fel. Vizsgálatok kimutatták, hogy Magyarországon az intenzitás általában a csapadék időtartam (összegyülekezési idő) első egyharmadának végén éri el maximumát. A csapadék összegyülekezési ideje a

$$t_c = t_1 + t_2$$

összefüggés alapján számítható [20], ahol

t_c – az összegyülekezési idő, min

t_1 – a felszíni összegyülekezési idő, min

t_2 – a vizsgált szelvény és a csatorna végpontja közötti lefolyási idő, min.

Zárt szelvényű csatornában a lefolyási idő a telt szelvényű vízszállításhoz tartozó középsebességek szakaszonkénti összegzésével határozható meg. A kör szelvényű csatornák telt szelvényű vízszállításához tartozó középsebesség a

$$v_t = \left[-2 \cdot \log \left(\frac{2,51 \cdot v}{D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot I \cdot D}} + \frac{k}{3710 \cdot D} \right) \right] \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot I \cdot D}$$

összefüggés alapján számítható [21], ahol

v_t – a folyadék középsebessége a szelvényben, m/s

v – a szennyvíz kinematikai viszkozitása, $1,31 \cdot 10^{-6}$ m²/s

D – a kör szelvényű csatorna belső átmérője, m

g – a nehézségi gyorsulás, $9,80665 \text{ m/s}^2$

I – az energiavonal lejtése, -

k – a belső csőfelület üzemi érdessége, mm.

A kör szelvénytől eltérő szelvény esetén annyiban módosul az összefüggés, hogy a „D” helyére behelyettesítjük a

$$D = 4 \cdot R$$

összefüggést [22], ahol

D – a kör szelvényű csatorna belső átmérője, m

R – a hidraulikus sugár, m.

Gravitációs csatornák esetén az energiavonal lejtése helyettesíthető a csatorna fenéklejtésével.

A racionális méretezési módszer során a nagy vízhozamot okozó csapadékintenzitás és egy, az adott vízgyűjtő területre jellemző lefolyási tényező szorzataként meghatározható a lefolyás fajlagos hozama, melyet összeszorozva a vízgyűjtő terület nagyságával a „p” gyakoriságú csapadék vízhozama [23]:

$$Q_p = \alpha \cdot i_p \cdot A_v$$

ahol

Q_p – a p gyakoriságú vízhozam, l/s

α – a vízgyűjtő területre jellemző lefolyási tényező, -

i_p – a mértékadó csapadék intenzitása, l/s·ha

A_v – a vízgyűjtő terület nagysága, ha.

3. Vizsgált terület és csatornahálózatának bemutatása

3.1. Meglévő állapot vizsgálata

A szakdolgozatomban vizsgált terület a budapesti csatornahálózat pesti Duna-part és a kiskörút (Vámház, Múzeum és Károly körút, Bajcsy-Zsilinszky út és József Attila utca) által határolt része, illetve annak vízgyűjtő területe. A vízgyűjtő területtel együtt a vizsgált

terület a Duna és a nagykörút (Ferenc, József, Teréz és Szent István körút) nyomvonalán belüli terület, északon a Zrínyi utca, Nádor utca, Mérleg utca, József Attila utca, illetve a Bajcsy-Zsilinszky utca határolja. A vizsgálat az V. kerületet teljesen, a XIII., VI., VII., VIII. és IX. kerületet pedig részben érinti (5. kép).



5. kép. A vizsgált terület

Ahogy Budapest csatornázásának történetéből is kiderül [2.1. fejezet], a vizsgált terület az egykori Pest területét is magába foglalja. E területen a csatornázás már a XVIII. században megkezdődött, minden, az elmúlt 200 évben alkalmazott szelvény (tojás, párizsi, szekrény, ovális és kör) és anyag (kő, beton, kő és beton vegyes, vasbeton és műanyag) beépítésre került. E területen koncepcionális csatornázás több, mint száz éve nem folyt, főleg lokális problémákat igyekeztek megoldani. Több csomópontot átépítettek utólag, bukó, illetve ugró műtárgyak kerültek beépítésre. A belvárosi utcák kis szélessége és sűrű közmű beépítettsége miatt a csatornaszelvények növelésére nincs lehetőség. Egyes Dunára merőleges főgyűjtőket utólag összekötöttek vezetékekkel, így

egyfajta összekapcsolt hálózat alakult ki, ami a csapadékvizek tározásával lassítja a lefolyást.

A Dunára merőleges vezetékek a felszíni viszonyokat követve a folyó felé ejtenek le, a folyóval párhuzamos vezetékek pedig többségében dél felé. Az észak-déli irányú kis lejtés miatt a vezetékek lejtése minimális, ami problémát okoz a kis áramlási sebesség miatt.

A Duna-parti főgyűjtő lejtése 0,6 és 0,4 ‰ között változik, szelvénye pedig 302/372 p1/t+b szelvény (normál párizsi szelvény, téglá és beton anyagú) a vizsgált szakaszon. A kiskörúti főgyűjtő lejtése 1,4 és 0,6 ‰ között változik, szelvénye 90/60 T/t és 130/195 T/t szelvényméret (tojásszelvény, téglá anyagú) között változik.

A vizsgált szakaszon két vészkiömlő található, a Régiposta utcánál, illetve a Fővám téren. A csapadékvizet közvetlenül a Dunába vezetik.

3.2. A modell bemutatása

Munkám során az Egyesült Államok Környezetvédelmi Ügynöksége (United States Environmental Protection Agency) által készített SWMM Model (Storm Water Management Model) nevű programot használtam.

Az SWMM Model egy dinamikus csapadéklefolyás szimulálására alkalmas program [24]. A jelenleg elérhető legújabb verzióját, az EPA SWMM 5-öt használtam. A program nyílt forráskódú, így szabadon fejleszthető. Különböző lefolyás szimulációs programok összevetése alapján az SWMM 5 hasonló eredményeket ad, mint más, piacon lévő programok [25].

A modell megalkotásához a Fővárosi Csatornázási Művek Zrt. által rendelkezésemre bocsátott adatokat használtam fel. A hálózat megrajzolásához a csatornázási művek által készített térinformatikai adatbázist használtam, melyet AutoCAD fájlként megkaptam. A fájl tartalmazza minden vezeték nyomvonalát, szelvényének jellemzőit (forma, méret, anyag), minden akna és műtárgy helyét, folyásfenékszintjét és a terepszintet.

A csatornázási művek a munkám segítése érdekében két tervdokumentáció egyes részeit is rendelkezésemre bocsátotta [26] [27]. A helyszínrajzokat összevettem a digitális rajzzal, illetve a Fővárosi Mérnöki Tervező Részvénytársaság által alkalmazott részvízgyűjtő terület lehatárolásokat is felhasználtam.

A tervezés során a Fővárosi Szabályozási Keretterv szerinti területfelhasználást vették alapul a hálózat méretezése során. Lakóterületek esetén Budapest szennyvízkezelési

programja által 2015-re becsült népességi adatokat is felhasználták. Számoltak azzal is, hogy az előírások betartása mellett a lakóterületeken szolgáltató épületek, közintézmények, irodaházak, kiskereskedelmi épületek és sportlétesítmények is elhelyezhetők a lakóépületek mellett. Ezért a Budapest egész területére becsült fajlagos szennyvízmennyiséget ($170 \text{ l/fő} \cdot \text{d}$) megnövelték a népsűrűség függvényében. A maximális órai, területegységre vetített fajlagos szennyvízmennyiséget (q_{Ahmax}) a maximális napi, bekapcsolt népességre vetített fajlagos szennyvízmennyiségből ($190\text{-}230 \text{ l/fő} \cdot \text{d}$) számították, egységes, 20%-os infiltráció figyelembe vételével. Az óracsúcs-tényezőt szintén a népsűrűség alapján határozták meg. A fajlagos szennyvízmennyiségek jövőbeli mennyisége csak becsléssel történhet, ezért egy 1,2-szeres biztonsági tényezőt alkalmaztak egységesen a maximális órai, területegységre vetített fajlagos szennyvízmennyiség növelésére.

A szennyvízterhelés meghatározására a tervezők által megállapított, lakósűrűség szerint differenciált mértékadó fajlagos szennyvízmennyiség értékét ($\text{l/s} \cdot \text{ha}$) használtam. A lakósűrűség meghatározásához a kerületenkénti, területfelhasználási övezetekre bontott térképeket használtam. Minden kerülethez tartozó táblázat alapján pedig megállapítottam az adott terület átlagos lakósűrűségét. A táblázatok a speciális intézmények (például jelentős egészségügyi intézmények) esetén pedig tartalmazták az adott terület fajlagos mértékadó szennyvízhozamát.

A részvízgyűjtők lefolyási tényezőinek meghatározásához a fent említett térképeket használtam, melyek a területfelhasználás szerint tartalmazták a lefolyási tényezőt a tereplejtés függvényében.

A pesti Duna-parti főgyűjtő északi végpontjában a hálózat modellen nem szereplő területeiről érkező szennyvíz mennyiségének megadásához a 2006-ban készült általános csatornázási tervdokumentációhoz tartozó hossz-szelvényt használtam fel. A hossz-szelvényen fel van tüntetve több szelvényben is a mértékadó szennyvíz mennyisége. A főgyűjtő modellen szereplő végpontja a Zrínyi utcai szelvény. Mivel erre a szelvényre vonatkozó adat nem állt a rendelkezésemre, a Széchenyi utcai szelvény adataiból indultam ki. A két adattal rendelkező szelvény közötti szakaszon (Széchenyi utca és Piarista köz) a csatlakozó vezetékek szelvényméretéből következtettem az azokon érkező szennyvíz mennyiségre a modell hasonló vezetékain mért mennyiségek alapján. A Széchenyi utcai 307 l/s -os értéket így 38 l/s -al megnövelve kaptam meg a Zrínyi utcai szelvényre az alkalmazott 345 l/s -os eredményt.

A vezetékek üzemi érdességét az SWMM leírásában szereplő értékek alapján vettem fel. A program az úgynevezett Manning érdességet használja. Tekintettel arra, hogy a vizsgált területen a vezetékek kora jellemzően meghaladja a 30 évet, az ajánlott értékek közül a legnagyobbat vettem alapul.

Fontosnak tartom megemlíteni, hogy a vizsgálatok eredményét némileg torzítja az, hogy a pesti Duna-parti főgyűjtőnek csak egy része került modellezésre. A Csarnok tér és a Ferencvárosi szivattyútelep közötti vezetékszakasz visszaduzzasztó hatása így nem érvényesül a számítások során.

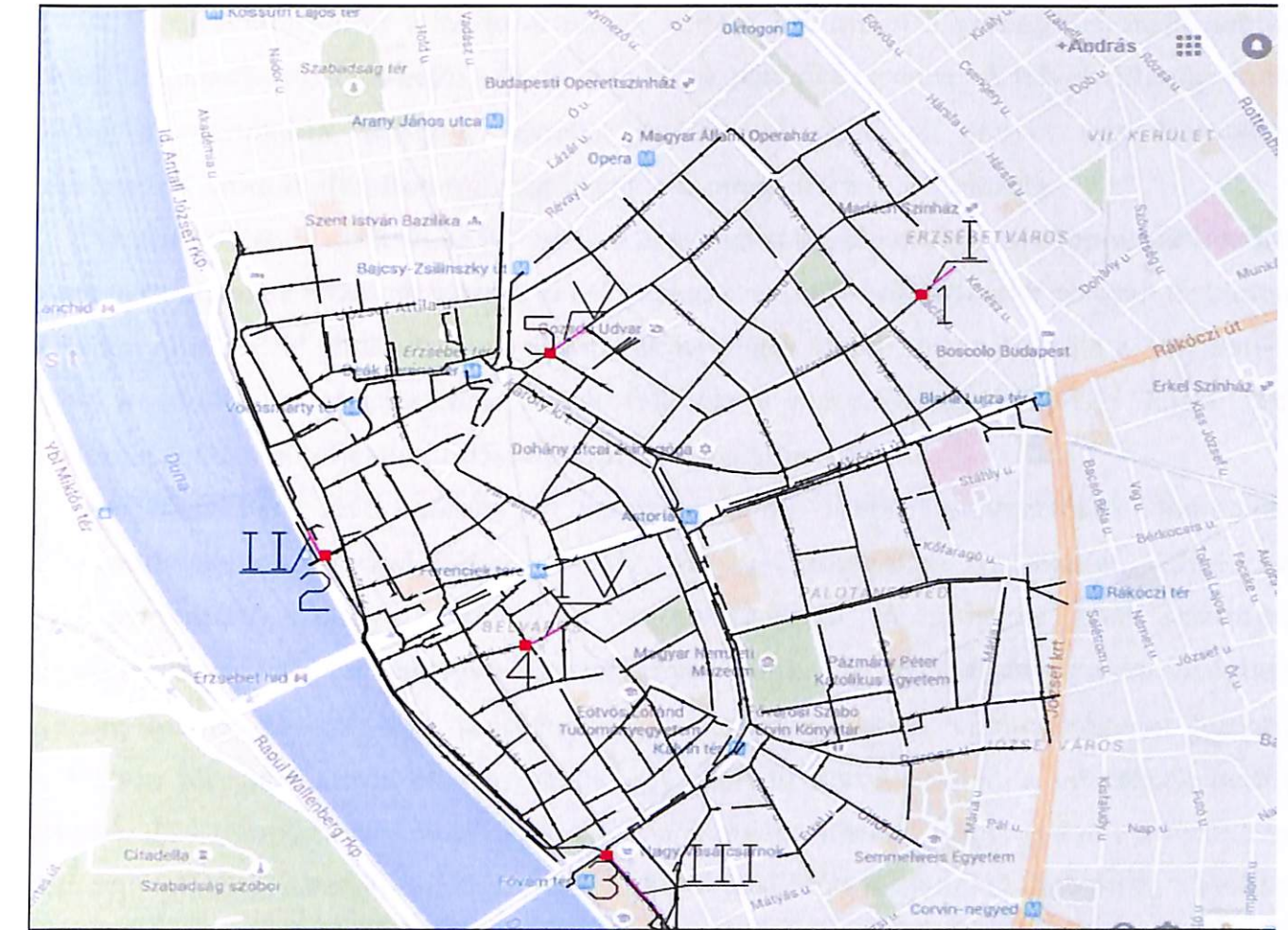
3.3. A hálózat különböző állapotainak elemzése

A modell felállítását követően a hálózatot különböző terhelések alatt vizsgálom. Először a szárazidei szennyvízterhelést modellezem le, majd különböző, időben változó intenzitású, csatornák hidraulikai méretezéséhez alkalmazott mesterségesen létrehozott csapadék-idősorok (tervezési vagy szintetikus csapadék) alkalmazásával vizsgálom a hálózat működését.

Az eredmények összevethetőségének érdekében kijelöltem öt referenciapontot- és vezetéket a hálózaton, melyeket a szakdolgozatom végén megvizsgálók (3.4. fejezet), (6. kép). Az öt csomópontot és vezetéket úgy választottam meg, hogy legyenek köztük a hálózat végén lévő kis terhelésű (1. pont és I. vezeték), a pesti Duna-parti főgyűjtőn lévő nagy terhelésű (2. és 3. pont, illetve II. és III. vezeték), illetve egy-egy nagykörúton belüli és kívüli átlagos terhelésű csomópont és vezeték is (4. és 5. pont, illetve IV. és V. vezeték).

Az 1. pont a Wesselényi utcai és a Kertész utcai csatorna csomópontja, a 2. pont a pesti Duna-parti főgyűjtő egy Petőfi téri aknája, a 3. pont a Sóház utcai és a Vámház körúti csatorna csomópontja, a 4. pont az Irinyi utcai és a Veres Pálné utca, míg az 5. pont az Asbóth utcai és a Király utcai csatorna csomópontja.

Az I. vezeték a Wesselényi utcai csatorna Erzsébet körút és Kertész utca közötti szakasza, a II. vezeték a pesti Duna-parti főgyűjtő Vigadó tér és Petőfi tér közötti szakasza (Jane Hairing rakpart), a III. vezeték a Sóház utcai csatorna kezdeti szakasza (Vámház körút felől), a IV. vezeték az Irinyi utcai csatorna Veres Pálné és Károlyi utca közötti szakasza, míg az V. vezeték a Király utcai csatorna Asbóth és Rumbach Sebestyén utca közötti szakasza (6. kép: a pontokat piros négyzetek jelölik, a kijelölt vezetékek színe pedig bíbor).



6. kép. A kijelölt referenciapontok és vezetékek

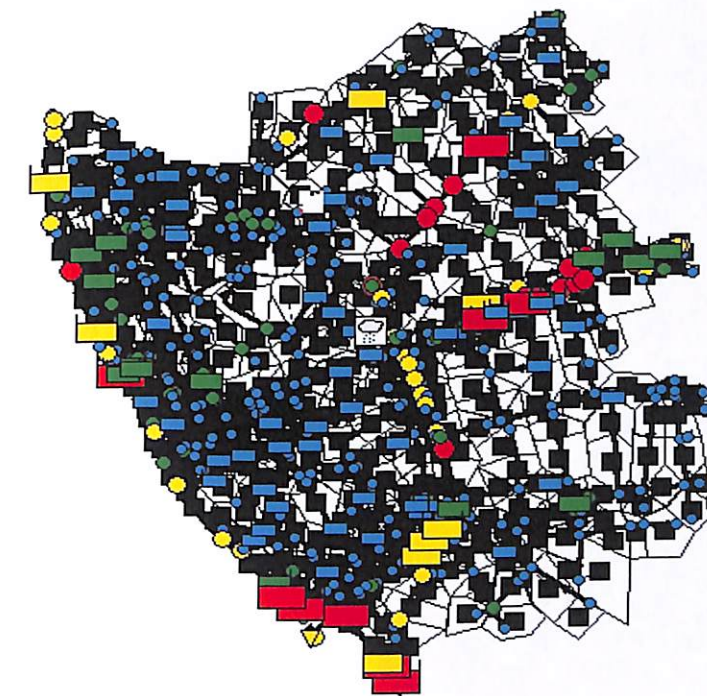
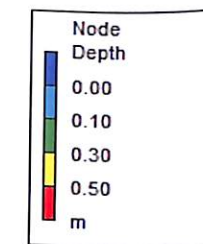
3.3.1. Szárazidei terhelés vizsgálata

A szárazidei vizsgálat során a hálózatnak azokat a területeit kerestem meg, ahol a rendszer nem megfelelően üzemel. A vezetékek kontraesése, nem elég nagy lejtése a szennyvíz összegyűlemlését okozza, tartózkodási idejét növeli, rothadási folyamat indulhat el. Bűzproblémák jelentkezhetnek, illetve a rothadás során keletkező anyagok (például kénsav) a vezetékek anyagának korrózióját okozhatják, feliszapolódás következhet be. A hálózaton végzett utólagos beavatkozások, csomópontok átépítése szintén ilyen jellegű problémákat okozhatnak, például ugró műtárgyak beépítése okán a szennyvíz feltorlódik a vezetékekben, aknában. A vezetékek önöblítő képességét is megvizsgáltam: az önöblítéshez általában legalább 0,7 m/s-os áramlási sebesség kialakulása szükséges naponta egyszer (300 mm belső átmérő alatt), vagy 1000/DN (‰) minimális vezeték lejtés [28].

A szennyvízterhelést állandó értéknek vettem fel, mivel a szennyvízhozam napon belüli ingadozására vonatkozó adatok nem álltak rendelkezésemre. A felvett állandó érték pedig a mértékadó fajlagos szennyvízterheléssel egyenlő, melyet egy korábban részletezett módon állapítottam meg minden csomópontra (3.2. fejezet).

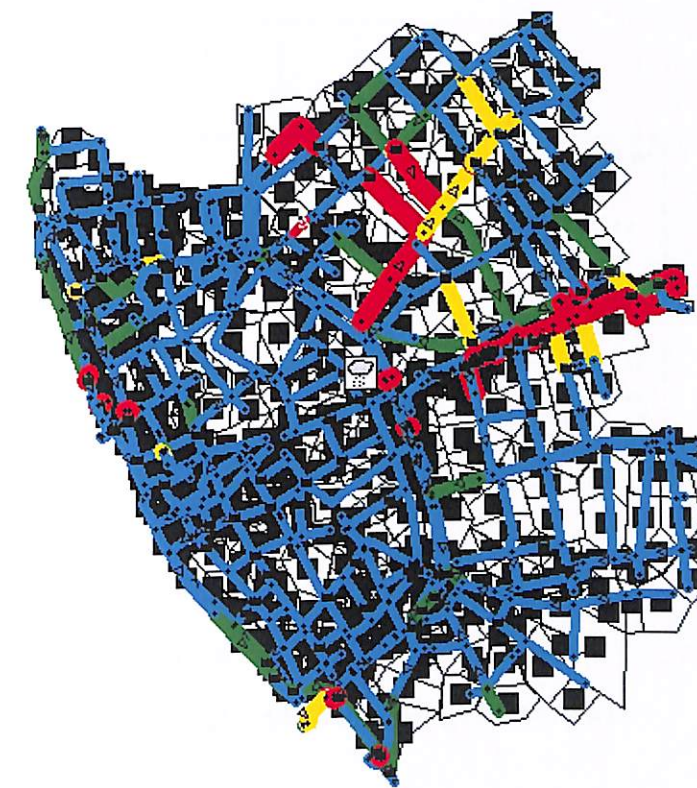
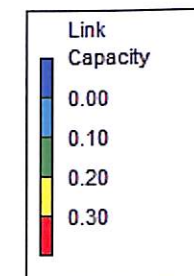
Az önöblítéshez szükséges 0,7 m/s-os áramlási sebesség csak a csomópontok közötti csatornaszakaszok 8%-ánál alakult ki (47 szakaszon a 605-ből). Mivel a vizsgált területen – néhány kivételtől eltekintve – a vezetékek névleges átmérőre meghaladja a 300 mm-t, ezért az önöblítés létrejöttének másik feltétele a mérvadó: az 1000/DN lejtés 205 csatornaszakaszon teljesül a 605-ből, ami 34%-os arányt jelent.

Az aknában lévő szennyvíz magasságának, illetve a vezetékek kapacitás kihasználtságának vizsgálatával tártam fel a problémás területeket, ahol az összegyülemlett szennyvíz rothadása valószínűsíthető. A program által számított kapacitás a vezetékekben létrejövő teltszelvényű áramláshoz szükséges vízmennyiséghez viszonyított, a vezeték egy szelvényében áramló pillanatnyi vízmennyiséget jelenti. A Kálvin tér, az Astoria és környékük egy mélyen fekvő terület, a vezetékek pedig igazodnak a terepviszonyokhoz. Így a Duna irányába történő lefolyás ezen a területen nem valósul meg, a szennyvíz összegyülemlik. A kiskörúti főgyűjtő (Múzeum és Várház körút) Baross és Lónyai utca közötti szakaszában a szennyvíz 0,3-0,5 méter magasan áll a vezetékekben és az aknában, hasonló értékek figyelhetők meg a Bródy Sándor és Rákóczi út közötti szakaszán (Múzeum körút), a Rákóczi úti csatorna Múzeum körút és József körút közötti szakaszán, a Dob utcai vezeték Károly körút és Akácfa utca közötti szakaszán, illetve a pesti Duna-parti főgyűjtő szinte teljes vizsgált szakaszán (Zrínyi utca és Petőfi tér, illetve Március 15. tér és Csarnok tér közötti szakaszán (1. ábra).



1. ábra. A szennyvíz magassága az aknákban

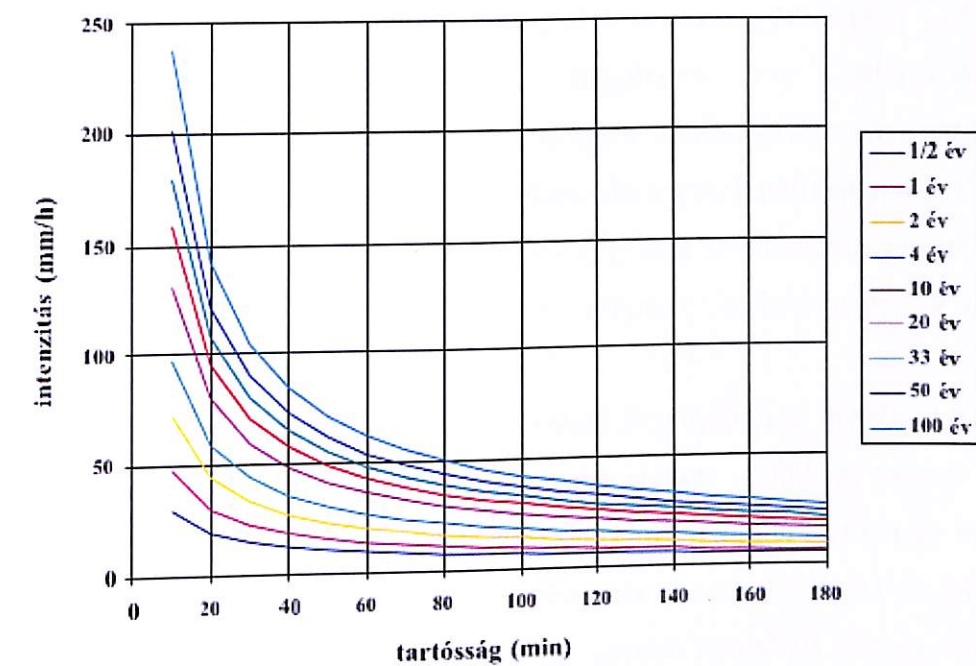
A kapacitás kihasználtsága a vezetékszakaszok kevesebb, mint 19%-ában haladja meg a 10%-ot (113 szakaszon a 605-ből) (2. ábra). Az egyesített rendszerű csatornahálózatok egyik fő problémája, hogy a mértékadó terhelésnek körülbelül 10%-a a mértékadó szennyvízterhelés, a vezetékek szelvényméretét a mértékadó csapadékvíz terhelés határozza meg. Így a szárazidei szennyvíz lefolyása jóval lassabb az ideálisnál. A szárazidei lefolyást a pesti Duna-parti főgyűjtőn az 1. melléklet mutatja.



2. ábra. A vezetékek kapacitáskihasználtsága a szárazidei szennyvízterhelés alatt

3.3.2. Állandó intenzitású csapadék modellezése

A mértékadó állandó intenzitású csapadék az úgynevezett IDF görbék (intenzitás – időtartam – gyakoriság) alapján határozható meg. Az IDF görbék meghatározásához egy adott visszatérési idejű csapadék esetében a visszatérési idő háromszorosát meghaladó idejű adatsor szükséges. Magyarországon az IDF görbék meghatározásához az úgynevezett Montanari képletet alkalmazzák (2.2.7. fejezet). A Magyarországon érvényes görbesort a 3. ábra mutatja.



3. ábra. A Magyarországon alkalmazott IDF görbesor [29]

A vizsgálatot 2 éves gyakoriságú 10 perces csapadékokra végeztem el. A fenti ábra szerint az átlagos intenzitás 73 mm/h. Az intenzitást az összes részvízgyűjtő területen azonosnak tekintettem. Az IDF görbesor paramétereit az 1. táblázat mutatja.

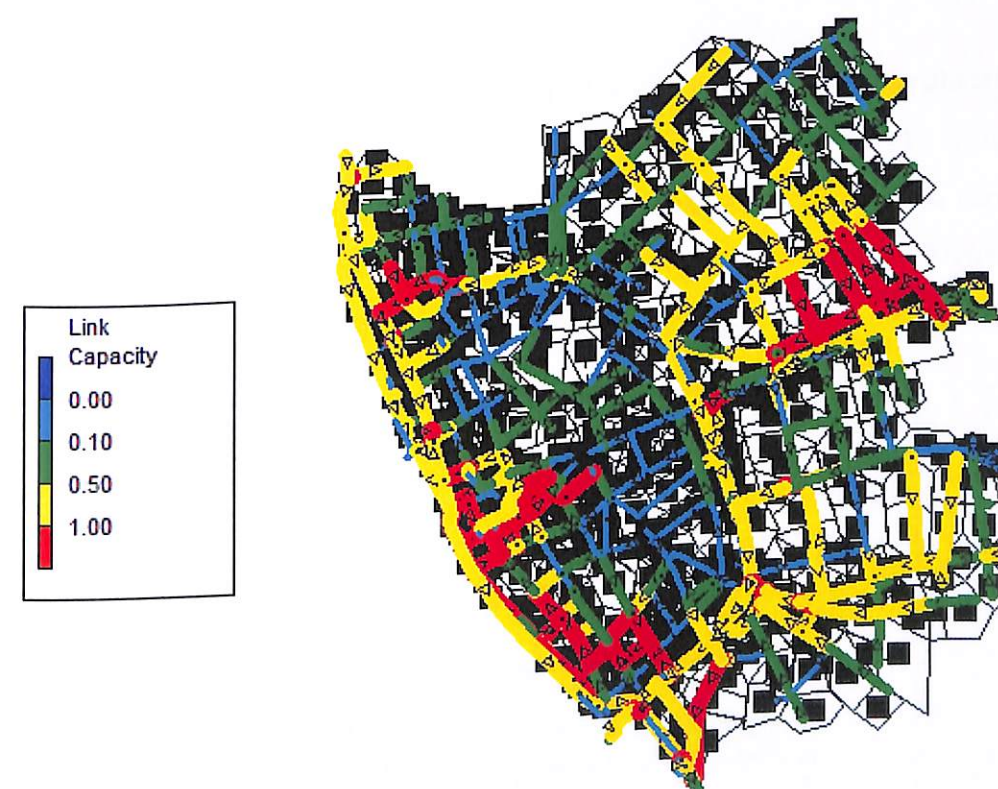
Visszatérési idő (év)	a (mm/h)	c (-)
1	47,8	0,69
2	73,0	0,71
4	97,0	0,72
10	131,0	0,72
20	158,0	0,73
33	180,0	0,74
50	202,0	0,74
100	238,0	0,75

1. táblázat. A magyar csapadéktörvény paramétereit [30]

A pesti Duna-parti főgyűjtőn érkező csapadékvíz mennyiségének meghatározásához ugyanazokat a kiinduló adatokat – hossz-szelvényt - használtam fel, mint a szennyvíz mennyiség meghatározásához (3.2. fejezet). A hossz-szelvényen fel van tüntetve a vezeték egyes szelvényeihez tartozó mértékadó csapadék- és szennyvíz mennyiség, illetve a csapadékvíz összegyűlekezési ideje és az intenzitása. A főgyűjtő Széchenyi utcai szelvényében az összegyűlekezési idő 104 perc, a csapadékintenzitás 27,37 l/s·ha.

A FŐMTERV által alkalmazott 10 perces csapadék két éves gyakoriságú 144 l/s·ha-os intenzitás értéket és 0,71-es hatványkitevőt figyelembe véve a Montanari képlet felhasználásával a főgyűjtő modellen lévő Zrínyi utcai végpontjában az összegyülekezési idő 109,5 perc, az intenzitás 26,33 l/s·ha. Felhasználva a racionális méretezési módszer definícióját, miszerint a csapadék időtartama megegyezik az összegyülekezési idővel, a Zrínyi utcai csomópontban felvett koncentrált csapadékvíz hozam a 110 perces és 26,33 l/s·ha-os csapadék vízhozamával egyenlő.

A csúcs vízhozam lefolyását a pesti Duna-parti főgyűjtőn a 2. melléklet mutatja. A hálózat képes elvezetni a keletkező csapadékvizet kiöntés nélkül. A modell szerint a vezetékek 17%-a (100 vezetékszakasz a 605-ből) válik nyomás alattivá az egyenletes intenzitású csapadék hatására, legnagyobb arányban a csapadék kezdetét követő 26. percben (4. ábra). Az áramlási sebesség a legnagyobb arányban szintén a csapadék kezdetét követő 26. percben éri el az öblítéshez szükséges 0,7 m/s-os sebességet, a vezetékek 38%-ában (230 szakasz a 605-ből): a pesti Duna-parti főgyűjtő teljes vizsgált szakaszán, a kiskörút teljes vonalán, a Dohány utca Károly körút és Nagy Diófa utca közötti szakaszán és több rövid vezetékszakaszon.



4. ábra. A vezetékek kapacitáskihasználtsága az állandó intenzitású csapadékmodell hatására

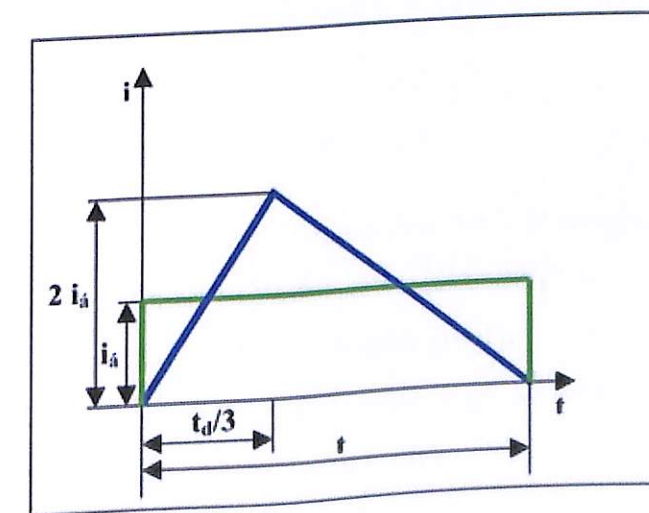
3.3.3. Változó intenzitású csapadékmodellek

A változó intenzitású modelleszapadékok az úgynevezett előkészítő csapadékok hatását próbálják szimulálni. Az előkészítő csapadék időtartama alatt lehulló vízmennyiség részben vagy teljesen kihasználja a felszín tározási kapacitását, ennek hatására az azt követő csapadék szinte teljes mennyiségében lefolyik [31]. Tehát a változó intenzitású csapadékmodellek jobban követik a csapadékok valós lefolyását, így pontosabb eredményt adnak az alkalmazásukkal folytatott szimulációk.

3.3.3.1. Háromszög alakú csapadékmodell

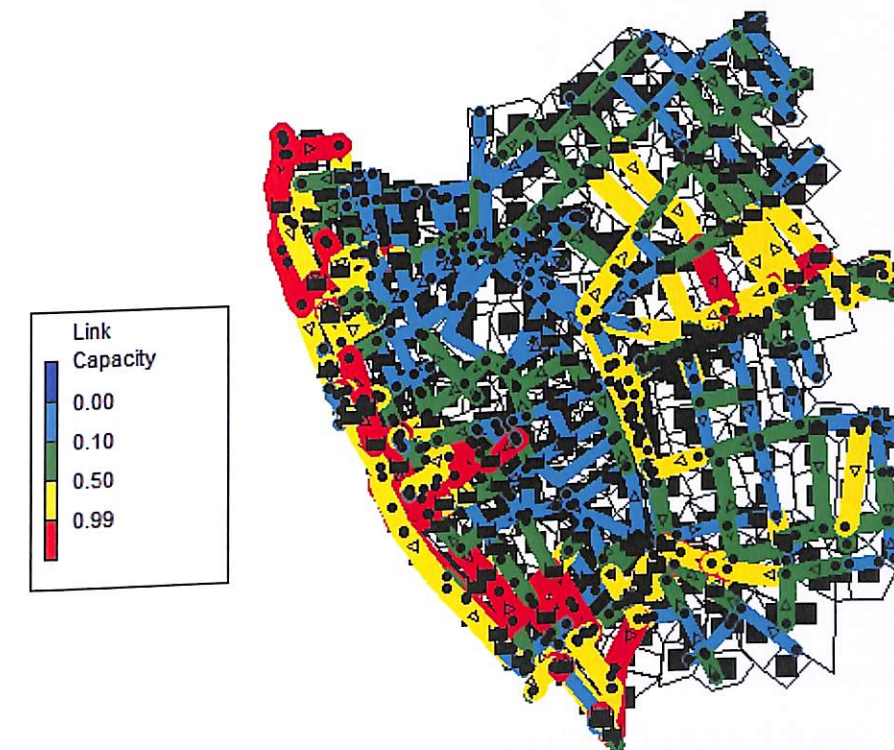
Ahogy az a 2.2.7. fejezetben szerepel, a vizsgálatok szerint a Magyarországon előforduló csapadékok intenzitásának maximuma általában a csapadék időtartam $1/3$ -ának végén éri el maximumát. Az ilyen lefolyású csapadék-idősort háromszög alakú csapadéknak is nevezik (5. ábra). A háromszög alakú idősorok mérések alapján a nagy intenzitású csapadékok esetén közel azonos alakúak [32]. Tehát a háromszög alakú csapadék modellezése a valósághoz közelebb álló lefolyást fog eredményezni, mint az állandó intenzitású csapadék.

A Zrínyi utcai csomópontba érkező csapadékvíz mennyiségének meghatározásához a korábban számított adatokat vettem figyelembe (3.3.2. fejezet). A $26,33 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ -os értéket a háromszög alakú csapadékintenzitás átlagértékének tekintettem, így a csomópontban felvett csapadékvíz hozam a 110 perces, $26,33 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ átlagintenzitású háromszög alakú csapadék vízhozamának felel meg.



5. ábra. Háromszög alakú csapadék [33]

A háromszög alakú csapadék hatására a vezetékek 14%-a került nyomás alá (86 vezetékszakasz a 605-ből), legnagyobb arányban a csapadék kezdetét követő 36. percben (6. ábra). A leginkább érintett terület a pesti Duna-parti főgyűjtő, illetve az ahhoz közvetlenül csatlakozó vezetékszakaszok, az Apáczai Csere János utca, Duna és Curia, Havas, Szerb és Szakra utcai vezetékek, a Veres Pálné utcai vezeték Vámház körül és Szerb utca közötti szakasza. Elöntés egy csomópontban sem tapasztalható. A csúcs vízhozam lefolyását a pesti Duna-parti főgyűjtőn a 3. melléklet mutatja.



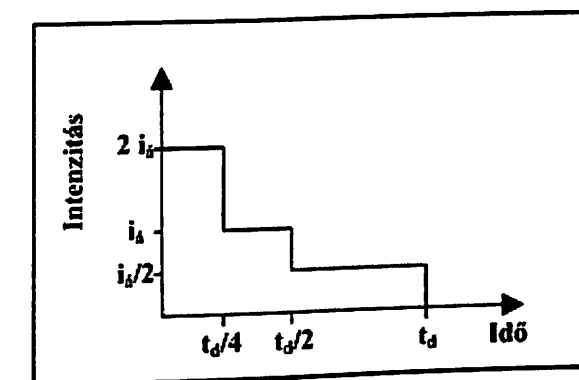
6. ábra. A vezetékek kapacitáskihasználtsága a háromszög alakú csapadékmodell hatására

3.3.3.2. Előresiető csapadékmodellek

„A tervezési csapadék intenzitásprofiljának kialakításánál arra kell törekedni, hogy a mesterséges idősorból számítható relatív csapadékmennyiség a relatív időtartam függvényében közelítsen a mért adatokból kapott trendhez, azaz „előresiető” jellegű legyen” [34] Az előresiető csapadékprofil tehát egy kezdeti, átlagosnál nagyobb intenzitás után szakaszosan csökkenő intenzitást mutat.

3.3.3.2.1. Kettős lépcső alakú csapadékprofil

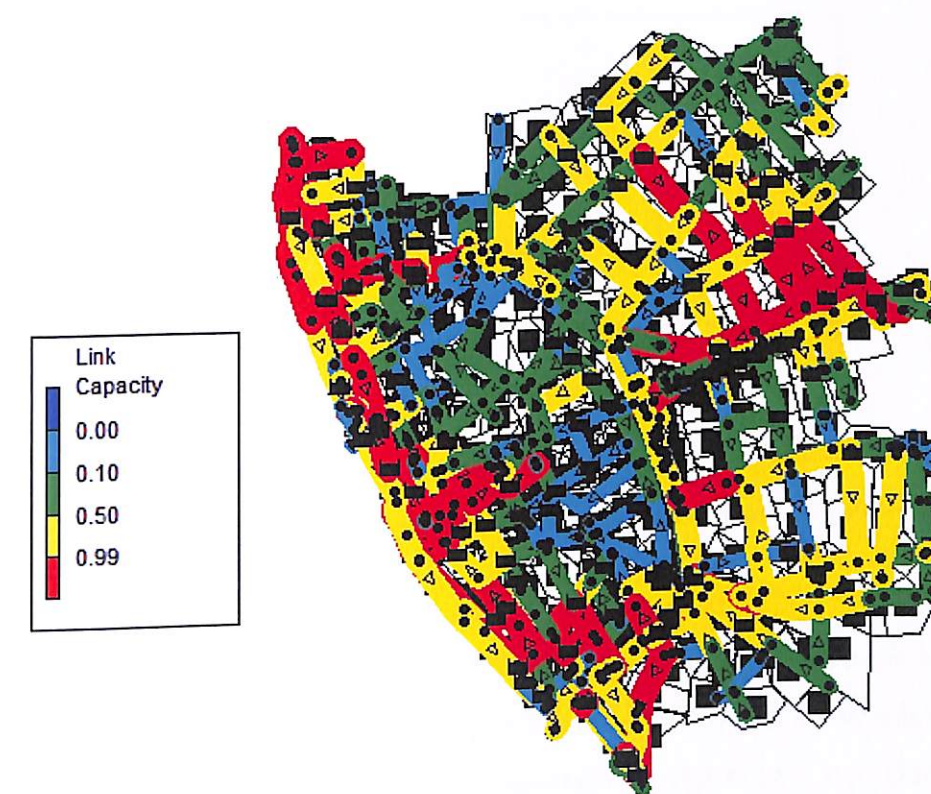
A kettős lépcső alakú csapadékprofil (monoton csökkenő intenzitású csapadék) olyan csapadék közelítésére szolgál, melynek a csapadék időtartamának harmadáig 50%-a, feléig pedig a 70%-a leesik [35]. A lehullott csapadékmagasság ebben az esetben is megegyezik az állandó intenzitású csapadék magasságával (7. ábra).



7. ábra. Kettős lépcső alakú profil [36]

A Zrínyi utcai csomóponton felvett koncentrált csapadékvíz hozamot ugyanazon elv szerint határoztam meg, mint a háromszög alakú csapadék esetén (3.3.3.1. fejezet).

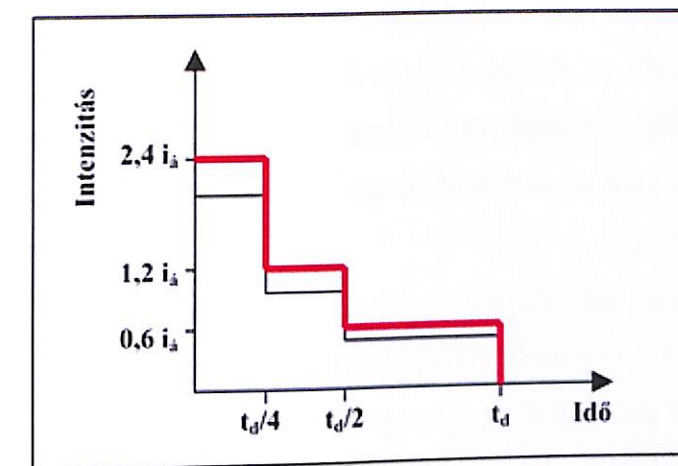
Legnagyobb arányban a csapadék kezdetét követő 20. percben kerültek vezetékszakaszok nyomás alá (8. ábra), 22%-uk (131 a 605-ből). Elöntés egy csomópontban sem tapasztalható. Az áramlási sebesség a vezetékszakaszok 50%-ában (303 vezetékszakasz) haladja meg a 0,7 m/s-os értéket. A csúcs vízhozam lefolyását a pesti Duna-parti főgyűjtőn a 4. melléklet mutatja.



8. ábra. A vezetékek kapacitáskihasználtsága a kettős lépcső alakú csapadékprofil hatására

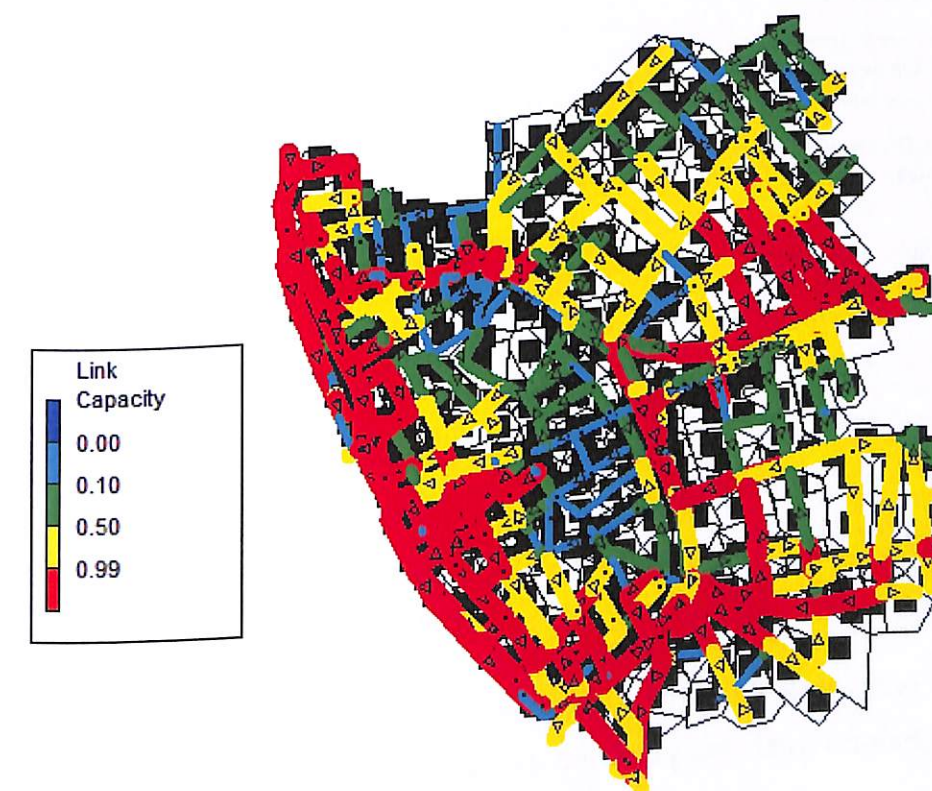
3.3.3.2.2. Növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil

Magyarországi mérési adatok alapján készült el a növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil, amely a klímaváltozás csapadékok tulajdonságaira gyakorolt hatását próbálja a modellesapadékban megjeleníteni [37]. A klímaváltozás hatására körülbelül 20 %-os intenzitásnövekedésre lehet számítani [38]. A növelt kettős lépcső alakú tervezési csapadék intenzitásértékei ezért 20%-kal magasabbak, mint a kettős lépcső alakú profil esetén (9. ábra). Ez a modell kellő biztonságot ad extrém csapadékesemények esetére is.



9. ábra. Növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil [39]

A lefuttatott modell szerint a vezetékszszakaszok 37 %-ában (221 vezetékszszakaszon) alakult ki nyomás alatti áramlás, legnagyobb arányban a csapadék kezdetét követő 28. percben (10. ábra). Ez 15 %-os eltérést jelent a kettős lépcső alakú csapadékprofilhoz képest. A csúcs vízhozam lefolyását a pesti Duna-parti főgyűjtőn az 5. melléklet mutatja.

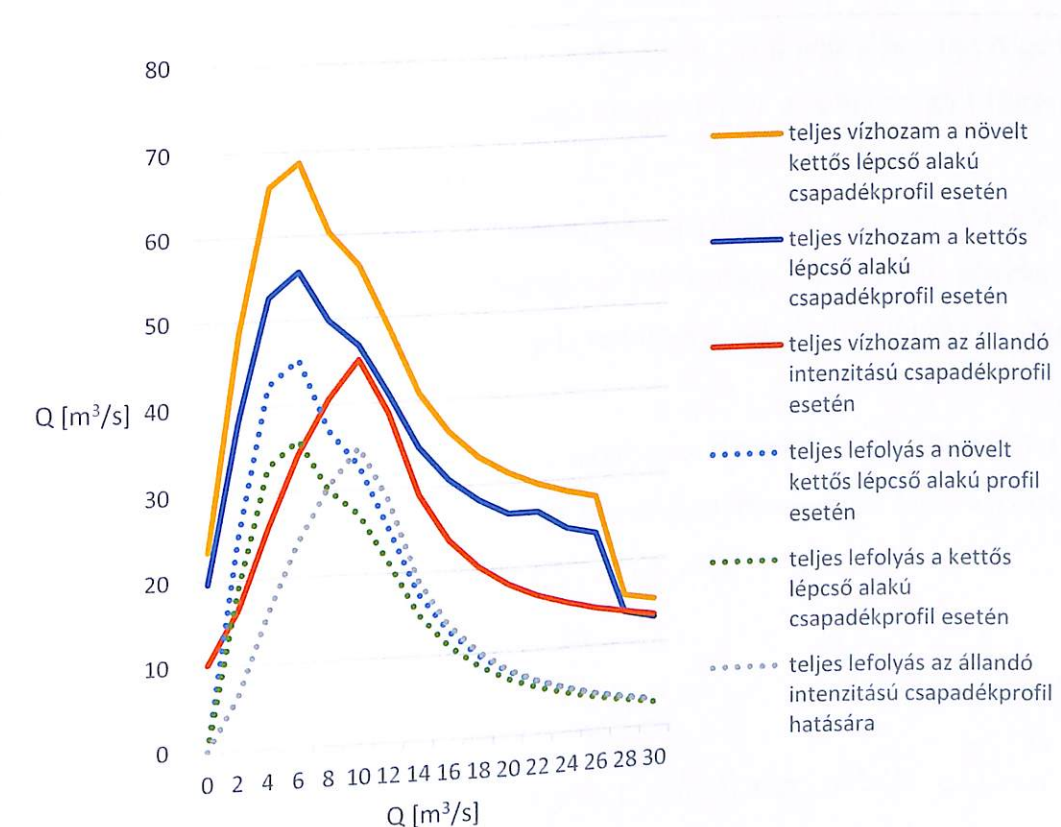


10. ábra. A vezetékek kapacitáskihasználtsága a növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil hatására

Elöntés egy csomópontban sem tapasztalható. Az áramlási sebesség a vezetékszakaszok 53%-ában haladja meg a 0,7 m/s-os értéket, ez 3%-os eltérést jelent.

Ez a kismértékű eltérés a nyomás alá kerülő vezetékek számában valószínűleg a hálózat összekapcsolt kialakításának köszönhető, hiszen ez a fajta kialakítás növeli a hálózat tározókéességét.

A csapadék vízhozamában látható egy kiugró csúcsérték a csapadék kezdetét követő 6. percben. Összevetve az állandó intenzitású csapadék okozta vízhozammal, jól látható az egyenlő átlagintenzitás érték ellenére is magasabb érték a növelt kettős lépcső alakú profil esetén (11. ábra). Ennek oka az előkészítő csapadék hatására növekvő lefolyás a részvízgyűjtő területekről, tehát valóban növeli a mértékadó vízhozamot a szintetikus csapadék előresiető jellege.



11. ábra. Vízhhozam és lefolyás változása a teljes hálózatra nézve az állandó intenzitású, a kettős lépcső és a növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil esetén

3.3.4. Túlterheléses és elöntéses vizsgálatok

Csatornahálózatok tervezésének és vizsgálatának fontos eleme a túlterheléses és elöntéses vizsgálat. Minél nagyobb biztonságra törekszünk, tehát minél inkább minimalizáljuk az elöntés és a túlterhelés kockázatát, annál nagyobb gyakoriságú a csapadék, amelyre a hálózatot tervezzük, így a növekvő csapadékmennyiség a szelvények méretének növekedését is magával hozza. Ez jelentős többlet költséget jelent egy beruházás során. Fordítva, minél nagyobb a kockázat – illetve kisebb a beruházás költsége –, annál nagyobb lehet az elöntés okozta kár [40].

Egyesített és elválasztott rendszerű csatornahálózatok esetén is előírja az MSZ-EN-752 szabvány a túlterhelés és az elöntés megengedhető gyakoriságát. Városi lakóterületek esetén a túlterhelés megengedhető gyakorisága egyszer 2 évben, az elöntésé egyszer 20 évben. Városközponti, ipari területeken a túlterhelés megengedhető gyakorisága egyszer 2 vagy 5 évben – szimulációs ellenőrzés alkalmazásától függően –, míg az elöntésé egyszer 30 évben [41].

E vizsgálatok során arra kerestem a választ, hogy a klímaváltozás hatására módosult csapadékok milyen problémákat okozhatnak a hálózatban, mennyivel növekszik a túlterhelés és az elöntés kockázata, illetve mely területeken valószínűsíthető e problémák megjelenése.

A vizsgálatok során a növelt kettős lépcső alakú csapadékmodellt alkalmaztam, mivel ez a modell közelíti leginkább a klímaváltozás következtében megváltozott tulajdonságú csapadékok időbeli intenzitásváltozását (3.3.3.2.2. fejezet).

3.3.4.1. Túlterheléses vizsgálat

A túlterhelés egy olyan üzemállapotot jelent, mikor a gravitációs csatornában a szenny- és a csapadékvíz lefolyása szabadfelszínű mozgásállapotból éppen teltszelvényűvé (nyomásalattivá) válik, de a felszínre a víz nem jut ki [42]. A csatornával szomszédos létesítményeket (főként pincéket), illetve a mélyen fekvő épületeket a túlterhelés alá kerülő vezetékek veszélyeztethetik, hiszen e vezetékek elöntés alá is kerülhetnek [43]. E vizsgálatok során a hálózat tározási kapacitását is meghatároztam, illetve a túlterhelésre veszélyeztetett területeket kerestem meg különböző modelles csapadékok alkalmazásával.

A vizsgálat megkezdése előtt egy méréssel arra a kérdésre kerestem a választ, hogy a modell kellő pontosságú eredményt fog-e adni e két vizsgálat során. A modell felépítése során csak azokat az aknákat ábrázoltam, melyeket feltétlenül szükséges volt. A vizsgált területen található aknáknak körülbelül a harmadát ábrázoltam (bukó/ugró műtárgyakat, illetve a csomópontokban lévő aknákat). A modellen ábrázolt aknák keresztmetszeti területének 3-szorosára növelésével megvizsgáltam, hogy mekkora torzulást jelent a hálózat kapacitásának tekintetében az aknák valóságosnál jelentősen kisebb száma a modellen. A hálózat kapacitását a vezetékek és aknák térfogatának összegeként határoztam meg. A hálózat teljes tározási kapacitása 115373 m^3 alapesetben, míg 3-szorosára növelt akna keresztmetszeti területtel 119451 m^3 , ami kevesebb, mint 4 %-os eltérést jelent. Ennek oka valószínűsíthetően az, hogy a hálózatban lévő nagy szelvényméretű vezetékek aránya magas a hálózat hosszához képest, így a rendszer tározási kapacitásának jelentős részét a vezetékek adják, nem pedig az aknák. E kisarányú eltérést figyelembe véve úgy értékeltem, hogy megfelelő pontosságú eredményt fog adni a modell a túlterheléses és az előntéses vizsgálat során is.

Az első vizsgálat során annak a 10 perc időtartamú csapadéknak az intenzitását becsültem meg, amelynek hatására a hálózat teljes kapacitása kihasználttá válik. Mivel a hálózat kapacitásának 98 %-át a csővezetékek tározási kapacitása adja, ezért a hálózat teljes túlterheléséhez tartozó kapacitásérték közel annyi lesz, mint az alább számított. A hálózat modellezett részének vízgyűjtő területe 260 ha. A hálózat tározási kapacitásának hálózat modellezett részének vízgyűjtő területe 260 ha. A hálózat tározási kapacitásának értékét elosztottam a csapadék időtartamával (10 perc), majd az így kapott l/s-ra átszámított értéket elosztottam a vizsgált terület redukált vízgyűjtő területével (a részvízgyűjtő területek átlagos lefolyási tényezője 0,79). Így megkaptam azt az intenzitás értéket, amely a 10 perces csapadék esetében a hálózat telítődését idézi elő. 266,25 mm/h intenzitást kaptam eredményül, ami a magyar csapadéktörvény szerint a 100 évesnél nagyobb gyakoriságú csapadék intenzitásának felel meg. A modellen kívüli vízgyűjtő terület intenzitásának meghatározásához a 100 éves gyakoriságú csapadékhöz tartozó konstans értékét (-0,75) használtam fel, eredményül az összegyűlekezési időnek megfelelő 110 perces időtartamú csapadék intenzitására 44 mm/h-t kaptam.

A túlterhelés üzemállapotában a vezetékekben teltszelvényű áramlás jön létre, az aknában a víz szintje a csőtető szintje fölé emelkedik. A hálózat nagysága és a hálózat egy jelentős részének túlméretezése miatt valószínűsíthető, hogy a teljes hálózat túlterhelését okozó csapadékesemény hatására több csomópontban előntés is tapasztalható lesz.

Az általam becsült átlagos intenzitás érték felhasználásával elkészítettem a növelt kettős lépcső alakú csapadékmódellet. A vezetékek 11%-ában nem alakult ki teltszelvényű áramlás (71 a 605 szakaszból), 55 csomóponton kiöntés volt tapasztalható. Részletesebb vizsgálat során kiderült, hogy azokon a vezetékszakaszokon nem alakult ki a nyomás alatti áramlás, ahol a részvízgyűjtő területek lefolyási tényezője alacsony (például zöldterületek) - például a József Attila utcai vezeték Erzsébet téri szakasza -, vagy a vezeték túlméretezése következtében a szelvény mérete jelentős a vízhozamhoz képest (például a Deák Ferenc utcai vezeték Vörösmarty tér és Deák Ferenc tér közötti szakasza, Reáltanoda utcai vezeték Cukor utcáig terjedő szakasza). Jelentősen függött még a vezeték kapacitáskihasználtsága a vezeték hálózatban betöltött szerepétől: a főgyűjtők már kisebb intenzitású csapadékok hatására is nyomás alattivá váltak, míg az egyéb (Dunára merőleges) gyűjtőcsatornák esetében ehhez a most modellezetthez hasonló mértékű intenzitás szükséges. A hálózat végágai részben e 100 évesnél nagyobb gyakoriságú csapadék hatására sem váltak túlterheltté, néhol még a 20 %-os kapacitáskihasználtságot sem érték el (például Sütő utcai, Miatyánk utcai, Fehér hajó utcai vezeték), máshol a kihasználtság 50 % körül marad (Váci utca – Kristóf tér – Szervita tér nyomvonalú vezeték Szervita tér és Régi Posta utca közötti szakasza, Ferenczy István utcai vezeték, illetve itt is megemlíthető a Reáltanoda utcai vezeték). Általánosságban elmondható, hogy a kiskörúton belül találhatóak azok a vezetékek, amelyekben nem alakult ki nyomás alatti áramlás a csapadék hatására. A vészkiömlők folyásfenékszintjét is elérte a csapadékvíz, így jelentős csapadékvíz mennyiség távozott azokon keresztül. A kifolyó csapadékvíz csúcsértéke 27,61 m³/s volt.

Egy második vizsgálatot is elvégeztem a modellen. A szabvány szerint a megengedett túlterhelési gyakoriság egyszer minden 2, vagy 5 évben. Ahogy a korábbi vizsgálatból kiderült, 2 éves gyakoriság és 10 perces csapadék időtartam mellett a növelt kettős lépcső alakú szintetikus csapadék hatására a vezetékszakaszok 35 %-a került nyomás alá (3.3.5. fejezet). 1 éves gyakoriságra is elvégeztem a modellezést azért, hogy a szabványban megengedettnél kisebb gyakoriság esetén is meghatározzam a túlterhelt vezetékszakaszok számát. Az 1 éves gyakoriságú 10 perces csapadékhöz tartozó intenzitás 47,8 mm/h, az intenzitáshoz tartozó változó pedig -0,69. A nem modellezett vízgyűjtő területen az intenzitás értéke így 9,13 mm/h.

A modell szerint elöntés egy csomópontban sem tapasztalható. Túlterhelés az 1 éves gyakoriságú csapadék esetében a vezetékszakaszok 25 %-ában tapasztalható (123 a 605-

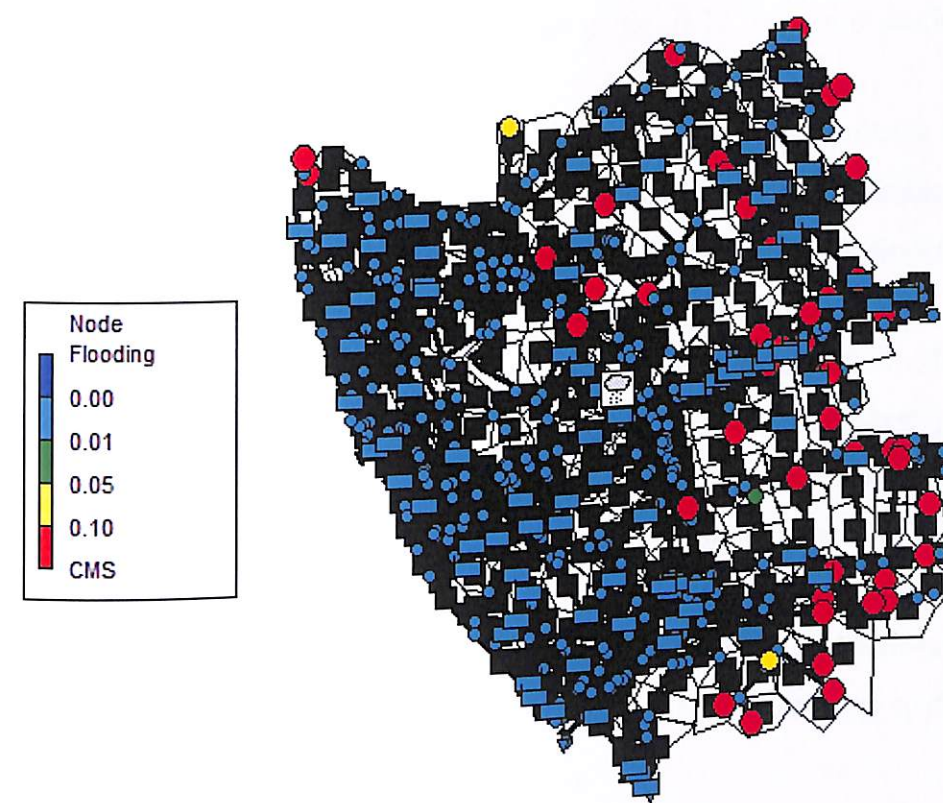
ből). Főként a pesti Duna-parti főgyűjtő, illetve az ahhoz közvetlenül kapcsolódó vezetékszakaszok érintettek. Az éghajlatváltozás hatásainak kiküszöbölésére készített növelt kettős lépcső alakú profil szerint tehát 1 éves gyakoriságnál is számítani lehet arra, hogy a vezetékszakaszok negyede túlterheltté válik, 2 éves gyakoriság esetén pedig a harmada.

3.3.4.2. Elöntéses vizsgálat

A felszíni elöntés olyan üzemállapotot jelent, mikor a vízelvezető hálózatról a szenny- és a csapadékvíz kilép a felszínre, illetve nem tud abba belépni, és/vagy a felszínen marad, vagy behatol az épületbe a felszínről [44]. A felszíni elöntés súlyos károkat okozhat a felszíni műtárgyakban, illetve a csatornák kiöntésének egészségügyi kockázata is van [45]. Az elöntés valószínűségét lehetőleg minimálisra kell csökkenteni, illetve azokon a területeken, ahol elkerülhetetlen, az okozott károk minimalizálására kell törekedni.

Az elöntés megengedhető gyakorisága a vonatkozó szabvány szerint egyszer 30 évben. Elsőként azt vizsgálom meg, hogy a 33 éves gyakoriságú 10 perces növelt kettős lépcső alakú csapadék milyen hatást gyakorol a hálózatra. Ezzel a vizsgálattal feltárhatóak azok a területek, amelyek elöntésre leginkább érzékenyek lesznek a klímaváltozás hatására változó csapadékokra. A 33 éves gyakorisághoz tartozó intenzitás a magyar csapadéktörvény szerint 180 mm/h, a konstans értéke -0,74. A nem modellezett vízgyűjtő területhez tartozó intenzitásérték a Montanari képlet szerint 30,5 mm/h.

33 éves gyakoriságú 10 perces csapadék hatására 56 csomópontban tapasztalható elöntés (12. ábra). A leginkább érintett területek az Üllői út és a Ráday utca vizsgált szakasza, illetve a két utca közötti terület, a Szentkirályi utca Üllői út és Baross utca közötti szakasza, a Baross utcai és a Mária utcai vezeték csomópontja, a Bródy Sándor utca Gutenberg téri szakasza, a Mikszáth Kálmán tér, a Király és a Csányi, illetve Asbóth utca csomópontja, a Kölcsey és Békési utca. A Régiposta utcai és a Fővám téri vészkiömlő is működésbe lépett a csapadék hatására, így tehermentesítve a hálózatot. Teltszelvényű áramlás a vezetékszakaszok 81 %-ában alakult ki. A vészkiömlők is részt vettek a terhelés csökkentésében. A Fővám téri vészkiömlőn kifolyó csapadékvíz csúcsértéke 26,6 m³/s volt, míg a Fővám téri vészkiömlőn 3,3 m³/s.



12. ábra. A 33 éves gyakoriságú 10 perces növelt kettős lépcső alakú modelleszapadék okozta elöntések a hálózaton

Elvégeztem egy második vizsgálatot is ugyanezekkel a paraméterekkel, de azt feltételezve, hogy a vészkiömlők nem vesznek részt a tehermentesítésben. Mivel magas dunai vízállásnál a vészkiömlőket lezárják, előfordulhat, hogy egy csapadékesemény ebben az állapotában terheli a hálózatot.

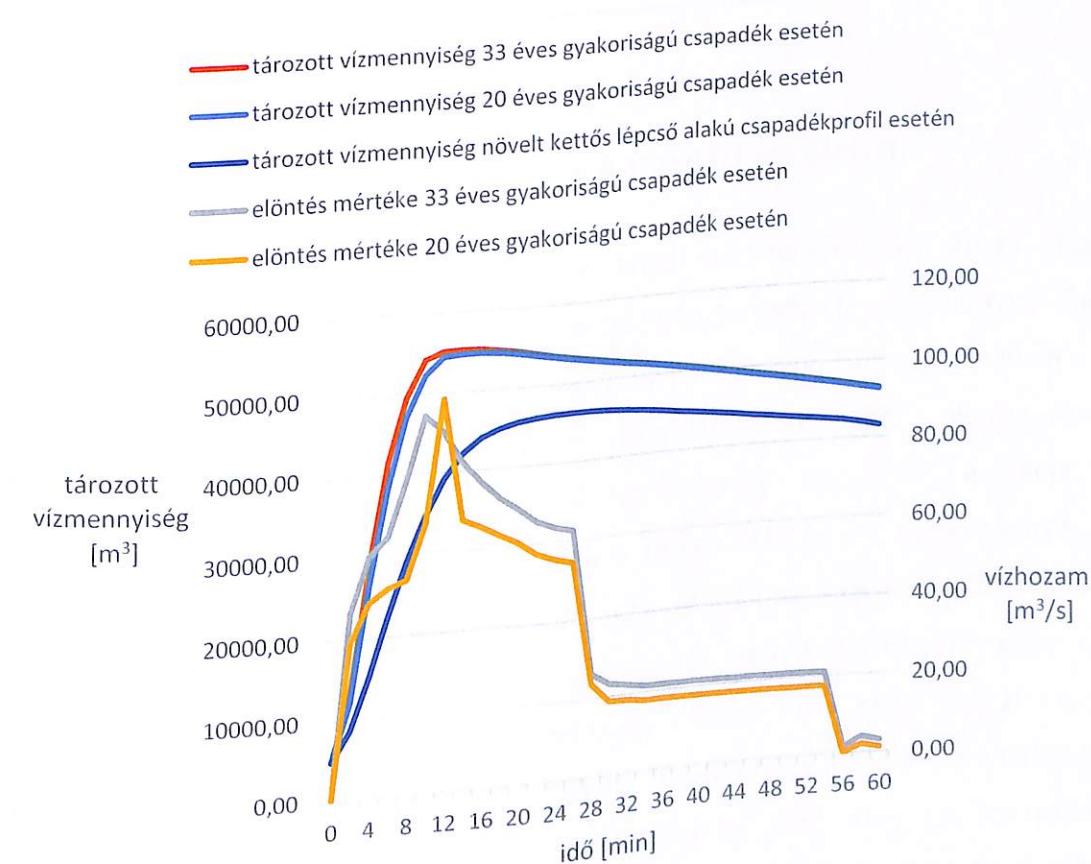
Elöntés 63 csomópontban alakult ki. Újonnan érintett területek a körút Bródy Sándor utca Múzeum körúti, Puskin, Szentkirályi és Horánszky utcai csomópontja, a Rákóczi út Szentkirályi és Vas utca közötti szakasza. Több csomópontban tapasztalható elöntés a Régiposta utcai vészkiömlő környékén a pesti Duna-parti főgyűjtő Régiposta utcai két csomópontjában. A Fővám téri vészkiömlő lezárásának hatására a Duna-parti főgyűjtő Fővám téri szakasza érintett.

Egy harmadik vizsgálat során 20 éves gyakoriságú 10 perces csapadékra vizsgáltam meg a hálózatot. Ezt a vizsgálatot azért tartottam indokoltnak, mert így a csapadéktörvényben szereplő átlagintenzitás megnövelt értékével számolva lehet arra következtetni, hogy a szabvány szerinti 30 évben egyszer megengedett elöntési gyakoriságot a megváltozott csapadékvizonyok mellett lehet-e tartani. A csapadéktörvény szerint a 20 éves visszatérési idejű 10 perces csapadék intenzitása

158 mm/h, a gyakorisághoz tartozó állandó pedig -0,73. A nem modellezett vízgyűjtő területen az intenzitás értéke 27,45 mm/h.

Elöntés 55 csomópontban észlelhető. Nagyrészt ugyanazok a területek érintettek, mint a 33 éves gyakoriságú csapadék esetén, viszont a Dohány utca több szakaszán is elöntés várható a modell szerint. Túlterhelés a vezetékszakaszok 76 %-ában jön létre. A kapacitás értéke leginkább a kiskörúton belüli végágakon maradt alacsony.

A hálózat által tározott víz mennyisége és az elöntés mértéke a 20 és a 33 éves csapadék esetében az alábbi ábrán látható (13. ábra). Jól látható a hálózat gyors telítődése, illetve az is, hogy az összekapcsolt hálózat tározási kapacitását nagymértékben képes kihasználni. A növelt kettős lépcső alakú profil esetén a vezetékek 37 %-a került túlterhelés alá (3.3.3.2.2. fejezet), míg a 20 éves gyakoriságú csapadék esetén 76 %-a, a 33 éves gyakoriságú csapadék esetén pedig a vezetékek 81 %-a. A hálózat a csapadékvíz tározásával képes csökkenteni az elöntések kockázatát, viszont ezzel együtt a túlterhelés alá kerülő vezetékek aránya növekszik.



13. ábra. A tározott vízmennyiség és az elöntés mértéke a növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil, a 20 és a 33 éves gyakoriságú csapadék esetén

3.3.5. Modellezés valós csapadékadatok alapján

Több valós csapadékesemény modellezését is elvégeztem a Fővárosi Csatornázási Művektől kapott mérési adatok alapján. A csatornázási művek Budapesten kiépített egy több, mint 50 mérőállomásból álló rendszert. Az állomásokon a percnként lehulló csapadék magasságát mérik. A modellezéshez egy, a Méta utcai állomáson rögzített csapadékesemény adatait használtam fel. Az adatsorokból percnkénti intenzitás értéket számoltam (a mm/min értéket 60-nal megszorozva megkaptam az intenzitás értékét mm/h-ban, az így kapott idő-intenzitás adatsort közvetlenül be tudtam vinni a programba). Bár a mérési pontok nem a vizsgált területen találhatók, jogos a feltételezés, hogy ezek a csapadékesemények ezen a területen is lejátszódhattak volna, illetve lejátszódhatnak a jövőben. Véleményem szerint ezen adatok alapján történő vizsgálat lejátszódhatnak a jövőben. Véleményem szerint ezen adatok alapján történő vizsgálat pontosabb közelítést jelent a valóságnak, mint a szintetikus csapadékok alkalmazása a modellezés során. Mivel a mérések alapján nem lehet következtetni a lehulló csapadék területi eloszlására, az intenzitásértékeket homogénnek feltételeztem az aktuálisan vizsgált vízgyűjtő területen.

3.3.5.1. Valós csapadék modellezése a vizsgált területen

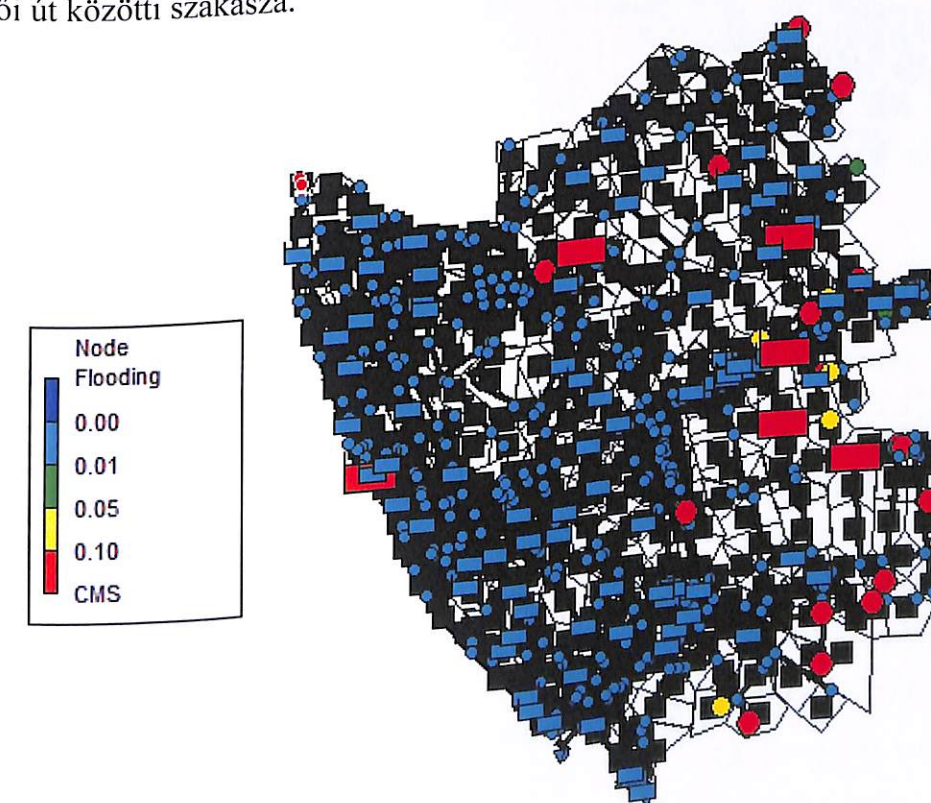
Az elsőként végzett vizsgálat során azzal a feltételezéssel éltem, hogy a csapadékesemény csak a lemodellezett terület határáig terjedt, a pesti Duna-parti főgyűjtő csapadékesemény csak a lemodellezett terület határáig terjedt, a pesti Duna-parti főgyűjtő modellen kívüli vízgyűjtő területéről csapadékvíz nem ékezik. Ebben az esetben a valós adatok alapján számított percnkénti intenzitás értékeket alkalmaztam a csapadékesemény teljes időtartamára. A modellezett csapadékot a Méta utcai mérőállomáson rögzítették 2014. 08. 06-odikán 14 óra 14 és 16 óra 12 perc között.

A csapadék időtartama tehát 118 perc volt, az átlagos intenzitása 26,7 mm/h. A legnagyobb intenzitású 5 perc alatt 11,2 mm csapadék esett, ami a magyarországi mérési adatok alapján 10 éves gyakoriságnak felel meg, a legnagyobb intenzitású 10 perc alatt 19,2 mm hullott, ami 10 és 20 év közötti gyakoriságnak felel meg (2. táblázat). Az csapadék mennyisége pedig 20 éves gyakoriságnak felel meg (2. táblázat). Az átlagintenzitás a teljes csapadék időtartamára nézve 28,7 mm/h volt, ez a csapadéktörvény szerint 33 éves gyakoriságot jelent.

Előfordulás valószínűsége (%)	Időtartamok (min)					
	5	10	20	30	60	180
Max.	24,7	43,0	57,4	59,0	65,5	90,0
1	20,1	28,3	38,8	45,0	55,9	69,8
5	13,0	20,1	29,0	35,0	42,4	53,1
10	10,8	18,0	24,5	29,1	36,7	45,1
20	9,7	14,3	20,0	24,0	29,6	36,6
40	7,5	11,2	15,7	18,5	22,0	28,0
50	7,0	10,2	14,2	16,5	20,0	25,2
60	6,1	9,5	12,8	14,8	18,0	23,4
80	5,0	7,6	10,0	11,6	14,2	18,9
Min.	2,1	3,6	5,0	6,2	7,6	9,8
Átlag	7,5	11,3	15,6	18,3	22,3	28,5
Szórás	3,23	4,86	6,84	8,23	9,95	12,22

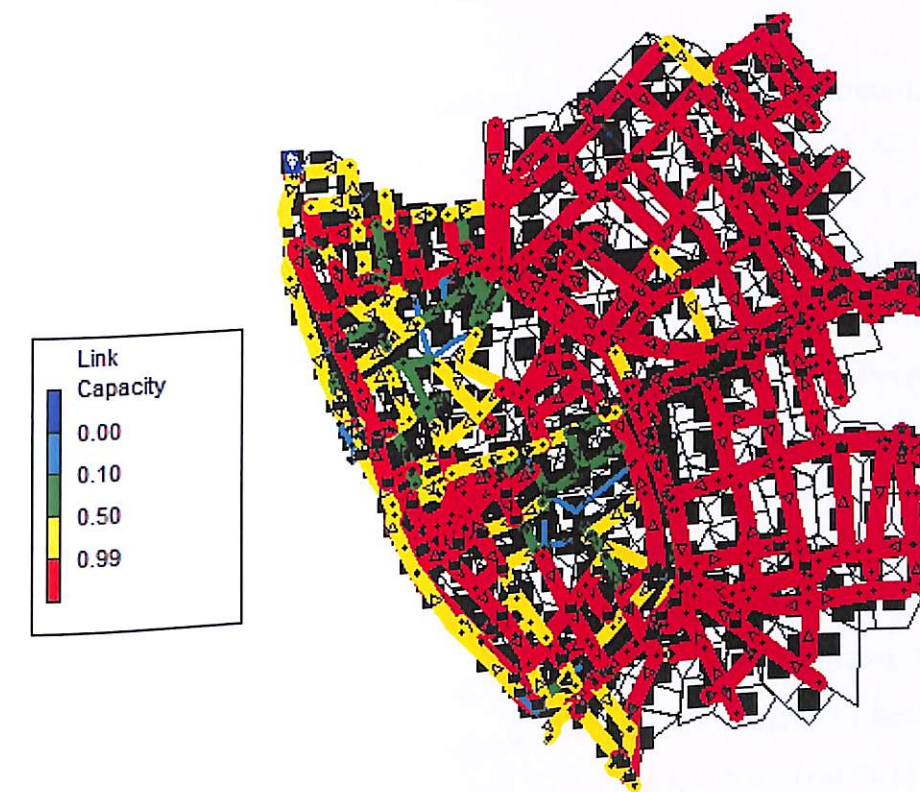
2. táblázat. Rövid időtartamú csapadékhozamok országos évi maximumainak empirikus eloszlása, átlaga és szórása (mm), [46]

Elöntés 33 csomópontban történt, kivétel nélkül a kiskörúton kívüli területen (14. ábra). A leginkább érintett területek a Rákóczi út és környéke (Szentkirályi és Vas utca), a Bródy Sándor utca, illetve a Baross utca és a Szentkirályi utca Baross utca és Üllői út közötti szakasza.



14. ábra. A Méta utcai csapadék okozta elöntések

A vezetékszakaszok 68 %-a került túlterhelés alá (410 a 605-ből). A kiskörúton kívüli területen teljes egészében, az azon belüli területen a Kossuth Lajos, Petőfi Sándor utca és a Múzeum körút által határolt terület, illetve a József Attila, Apáczai Csere János, Párizsi, Piarista utca és a Károly körút által határolt terület kivételével mindenhol kialakult a túlterheléses állapot (kivétel még a Cukor és Nyáry Pál utca) (15. ábra). A vezetékszakaszok 53 %-ában alakult ki 0,7 m/s-nál nagyobb áramlási sebesség. A csúcs vízhozam lefolyását a pesti Duna-parti fögyűjtőn a 6. melléklet mutatja.



15. ábra. A Méta utcai csapadék okozta túlterhelések

3.3.5.2. Valós adatokon alapuló szintetikus csapadékok modellezése

Ebben a vizsgálatban a percenkénti intenzitás alapján meghatározott legnagyobb átlagintenzitású 10 perces időszakot kerestem meg. Az átlagintenzitás felhasználásával elkészítettem a teljes vízgyűjtő területre a kettős lépcső alakú profilú 10 perces csapadék modelljét. Azért tartottam indokoltnak a kettős lépcső alakú csapadékmodell alkalmazását, mert korábbi vizsgálatok szerint minél rövidebb a csapadék időtartama, annál kiegyenlítettebb az intenzitás [47]. A 10 perces csapadékok esetében átlagosan a

teljes csapadékmagasság 66%-a lehullik az időtartam feléig (3. táblázat), ezt az időbeli eloszlást a kettős lépcső alakú profil közelíti a leginkább.

Időtartam (min)	5	10	20	30	60	180
Lehullott mennyiség (%)	26,2 33,5 40,8 66,0	39,7 50,8 61,8 100,0	54,7 69,8 84,9 100,0	64,4 82,2 100,0	78,3 100,0	100,0

3. táblázat. Rövididejű csapadékok részösszegeinek aránya [48]

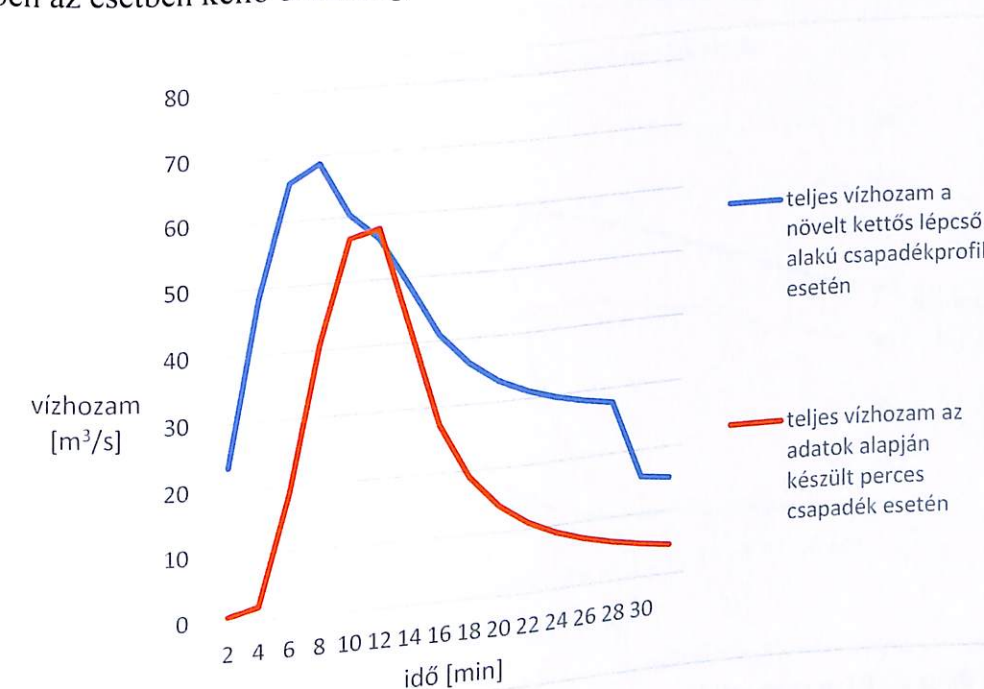
A legnagyobb intenzitású 10 perces időszak átlagintenzitása 118, 3 mm/h. A növelt kettős lépcső alakú modellcsapadékot a számított érték alapján készítettem el. A Montanari képlet és a csapadéktörvény szerint ez az intenzitásérték a 4 és 10 éves gyakoriságú csapadékok intenzitásértékei közé esik. Mivel mindkét intenzitáshoz tartozó állandó -0,72, ezért ezt az értéket felhasználva állapítottam meg a nem modellezett vízgyűjtő területéhez tartozó intenzitás értéket. Eredményül 21 mm/h intenzitást kaptam.

Elöntés 10 csomópontban történt. Legnagyobb arányban a csapadék kezdetét követő 22. percben, a vezetékek 64 %-a vált túlterheltté. Összevetve a csapadéktörvény alapján készített 2 éves gyakoriságú 10 perces csapadékokra készített növelt kettős lépcső alakú modell eredményeivel, különbség leginkább az elöntések (a 2 éves gyakoriságú csapadék esetében nem volt tapasztalható) és a túlterheltté vált vezetékszszakaszok (29 %-os arányában tapasztalható). A csapadék lefolyása természetesen hasonló a két esetben, a csapadék végén tapasztalható csúcs értéke magasabb a Méta utcai csapadék adatai alapján készített modellnél (a csúcs vízhozam lefolyását a pesti Duna-parti főgyűjtőn a 7. melléklet mutatja). Hogy a hálózat túlterhelt vezetékeinek aránya kétszeresére nőtt és a kiöntések száma alacsony maradt, a hálózat tározási képességét mutatja. Ebből arra lehet következtetni, hogy a rövid idejű csapadékok esetén a hálózat tározási kapacitásának növelése tompíthatja kialakuló rövid, lökészerű terhelések hatását, így csökkenthető a kiöntések száma. Ez a feltételezés adta az alapötletet egy később elvégzett vizsgálathoz, ahol a hálózat elöntésre való érzékenységét vizsgáltam a hálózat kialakításától függően (3.3.5.3. fejezet).

A következő vizsgálatban a teljes vízgyűjtő területre kiterjedőnek feltételeztem a csapadékot. Ezt a vizsgálatot azért végeztem el, hogy a lefolyó vízhozam alakulását összevethessem a növelt kettős lépcső alakú modellcsapadék által okozott vízhozammal (17. ábra). Ebben az esetben is a valós csapadékadatokat használtam fel, ahogy az előző

vizsgálatban, úgy most is a legnagyobb intenzitású 10 perces időszakot emeltem ki az adatsorból. A nem modellezett vízgyűjtő terület csapadékvíz hozamának számításához az előzőekben meghatározott intenzitás értéket használtam fel (21 mm/h). Mivel a csapadék lefolyását erről a vízgyűjtő területről pontosan nem tudom meghatározni, próbáltam a lefolyás változását a 10 perces időszakon belüli intenzitásváltozáshoz igazítani. A percenkénti intenzitás értékét elosztottam az átlagintenzitás értékével, az így kapott arányszámok segítségével határoztam meg a nem modellezett vízgyűjtő terület racionális méretezési módszer szerinti 110 perces csapadék időtartama szerinti csapadék lefolyást.

Elöntés nem volt tapasztalható, a vezetékek 17 %-a vált túlterheltté a csapadék hatására, szemben a növelt kettős lépcső alakú szintetikus csapadék okozta 37 %-os túlterhelési aránnyal. Az megállapítható, hogy a növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil ebben az esetben kellő biztonságot ad a 10 perces csapadékok esetén (16. ábra).

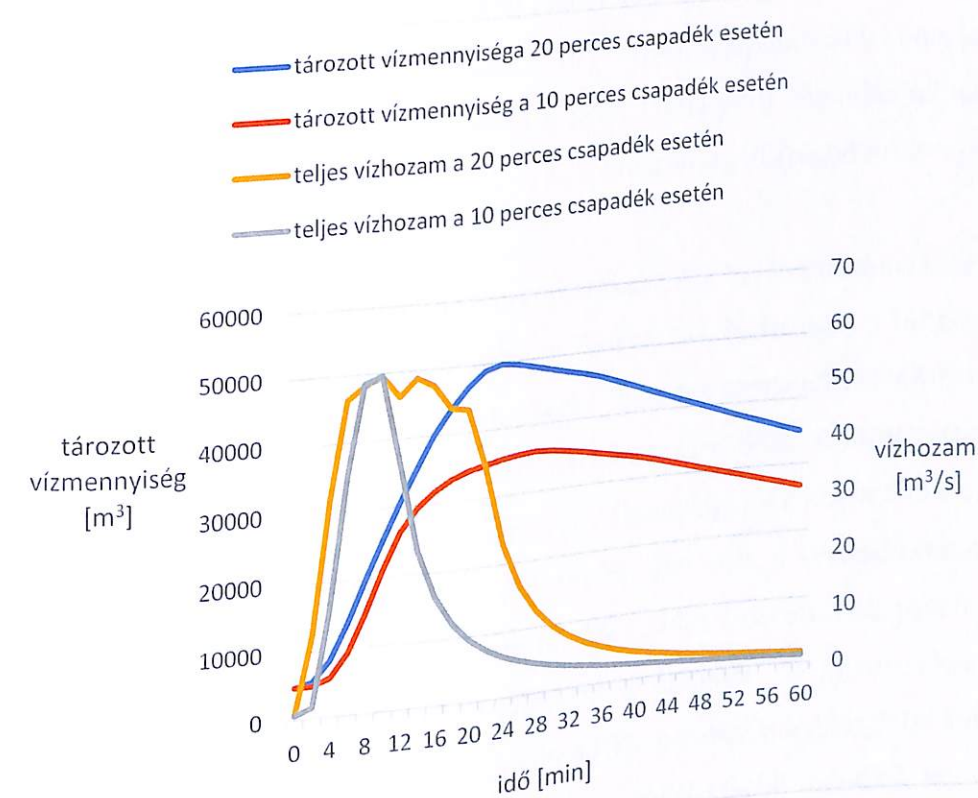


16. ábra. Vízhhozam változása a hálózaton a növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil és a Méta utcai adatok alapján készült 10 perces csapadék esetén

Az adatsor alapján meghatároztam a következő 10 perc intenzitását is, azt vizsgálva, hogy a vízgyűjtő területekre milyen hatással van a már korábban lehullott csapadék. A legnagyobb intenzitású 10 perces csapadékot előkészítő csapadékként kezelve a lefolyást vizsgáltam az azt követő 10 perc felvételével a modellben. Az előkészítő csapadék modellezésben betöltött szerepét már korábban részleteztem (3.3.2. fejezet).

A csapadék kezdetét követő 22. percben 24 csomópont került elöntés alá, míg az előző vizsgálat során nem alakult ki elöntés. Az elöntés ebben az esetben is a kiskörúton kívüli

területet érintette. A vezetékek 64 %-ában alakult ki nyomás alatti áramlás, ami 47 %-os növekedést jelent. Az előkészítő csapadékok hatása jól megmutatkozik ebben az esetben. A második, kisebb átlagintenzitású időszak (35,8 mm/h-val alacsonyabb, 82, 5 mm/h átlagintenzitású) alatt hullott csapadék nagyobb terhelést jelentett az előkészítő csapadékot követően, mint a 30 %-kal nagyobb átlagintenzitású, első 10 perces csapadék (3.5. diagram). A részvízgyűjtő területeken a csapadékvíz beszivárgása a talajba egyből elindul, ezzel párhuzamosan (a 4. perctől kezdve meredeken) növekszik a részvízgyűjtőkről lefolyó csapadékvíz mennyisége (17. ábra). A csúcs vízhozam lefolyását a pesti Duna-parti főgyűjtőn a 8. melléklet mutatja.



17. ábra. A tározott vízmennyiség és a teljes vízhozam a 10 és a 20 perces időtartamú csapadék esetén

3.3.5.3. Az előntés kockázata a hálózat kialakításától függően

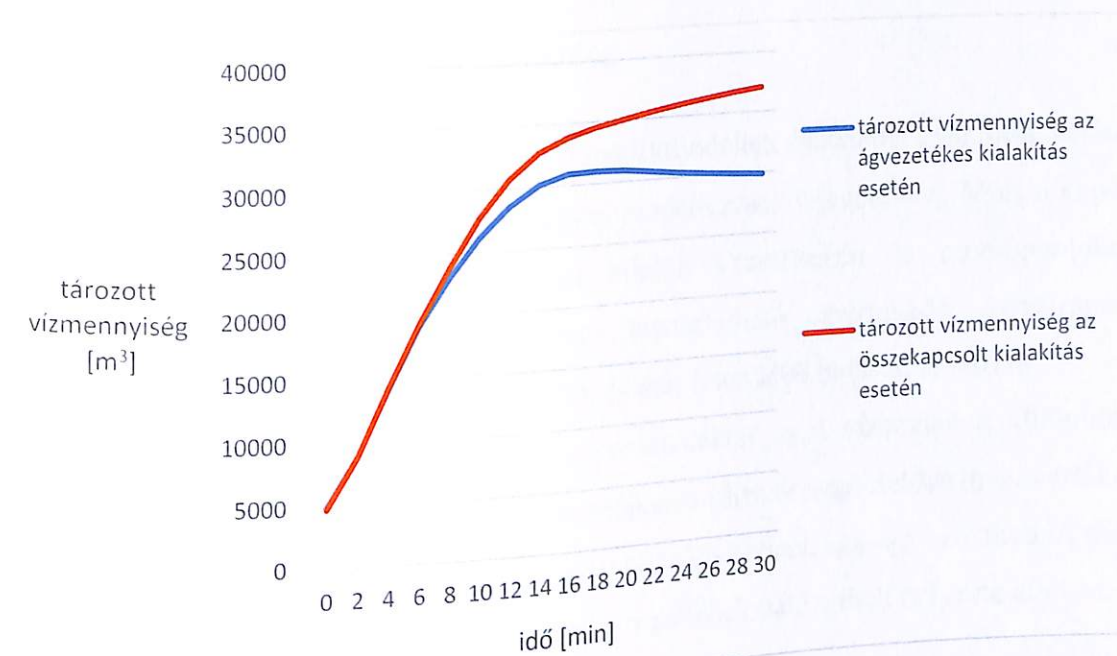
Az utolsó vizsgálat során arra a kérdésre kerestem a választ, hogy a hálózat összekapcsolt kialakítása mennyivel növeli a hálózat biztonságát az előntéssel szemben. Ezért az előntésre legkevésbé érzékeny területen (a kiskörúton belüli területen) megszüntettem a hálózat összekapcsolt kialakítását, ezzel tulajdonképpen visszaállítva a hálózat egy korábbi állapotát (a Dunára merőleges gyűjtőcsatornák csak utólag lettek

összekapcsolva). Az így kialakított ágvezetékes hálózat viselkedését vetem össze egy korábban elvégzett vizsgálat eredményeivel (3.3.5.2. fejezetben végzett valós csapadékeseményen alapuló modellezés eredményeivel).

A korábbi vizsgálat során az érintett területen kiöntés nem volt tapasztalható a Méta utcai csapadék alapján készült 20 perces csapadék hatására, és 51 vezeték került túlterhelés alá. A mostani vizsgálat eredményei szerint az ágvezetékes kialakítású hálózaton 2 csomópontban is kialakult elöntés, és 42 vezeték került túlterhelés alá.

Egy második vizsgálat során 10 perces időtartamú és 10 éves gyakoriságú csapadékokat modelleztem le a jelenlegi és az ágvezetékes kialakítású hálózaton. Növelt kettős lépcső alakú csapadékprofilt alkalmaztam. Mivel a hálózatnak csak egy részét vizsgáltam, azt feltételeztem, hogy a csapadék nem a teljes területet érinti, így pontosabb képet kaphatok a hálózat vizsgált területének viselkedéséről a pesti Duna-parti főgyűjtő telítetlensége mellett. A csapadék által érintett területnek csak a most vizsgált (nagykörúton belüli) és a nem modellezett területet vettem.

Az összekapcsolt hálózat esetén 148 vezetékszakasz (25 %) került túlterhelés alá, az ágvezetékes kialakítás esetén pedig mindössze 93 (15 %). Nem csak a túlterhelés alá kerülő vezetékek számában figyelhető meg eltérés, hanem a csapadékvíz lefolyásában is (18. ábra). Az összekapcsolt hálózaton a csapadékvíz tározódik, a csatornában a víz visszaduzzad egészen az Akácfa, illetve Somogyi Béla utcáig, még két órával a csapadék kezdetét követően is a vezetékek 17 %-a túlterhelés alatt volt, a visszaduzzasztás nem szűnt meg. A túlterhelt vezetékek aránya a csapadék kezdetét követő 106. percben volt a legnagyobb, ezt követően gyors ütemben csökkent az arányuk. Az ágvezetékes hálózat esetén a lefolyás gyors, a csapadék kezdetét követő 18. percben a legnagyobb a túlterhelt vezetékek aránya, a csapadékvíz visszaduzzadása is jóval kisebb mértékű, két órával a csapadék kezdetét követően már csak a vezetékek 4 %-a túlterhelt – viszont kiöntés két csomópontban is kialakult nem sokkal a csapadék kezdetét követően.



18. ábra. A tározott víz mennyisége a hálózat kialakításának függvényében

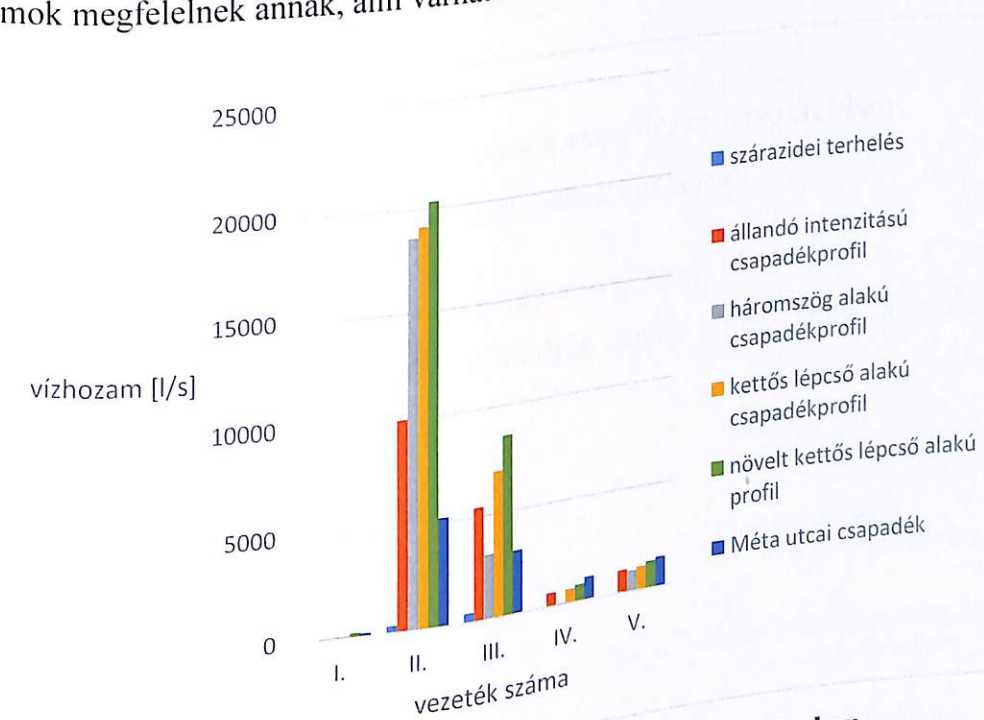
Két kísérlet alapján nem lehet messzemenő következtetéseket levonni, viszont e két példában jól látszik, hogy egészen más lefolyás alakul ki a két hálózat esetében. Az összekapcsolt hálózat képes a csapadékvíz elosztására, tározására, több vezeték kerül túlterhelés alá, így csak rendkívüli esetekben alakul ki elöntés. Az ágvezetékes hálózatban tapasztalható volt elöntés, viszont kevesebb vezeték vált túlterheltté, a csapadékvíz gyorsabban lefolyt a hálózaton.

Tehát az összekapcsolt hálózat nagyobb intenzitású csapadékok esetén is képes elöntés nélkül elvezetni a csapadékvizet, míg az ágvezetékes kialakítás esetén az elöntés kisebb csapadékoknál is előfordulhat. Viszont az összekapcsolt hálózatban nagyobb mélyen fekvő területeken túlterheltté válhatnak a vezetékek, ezeken a területeken nagyobb a kockázata kiöntésnek, és a kiöntés ebből adódóan egy nagyobb területet is érinthet. Tehát a kiöntés nem egy-egy csomópontot érintene ebben az esetben, hanem a rendszer egy részén több csomópontot is. Egy lokális (egy csomópontot érintő) problémát könnyebb kezelni, viszont a probléma kialakulásának valószínűsége nagyobb. Egy több csomópontot (nagyobb területet) is érintő kiöntés kezelése bonyolultabb feladat, viszont kisebb az előfordulás valószínűsége

3.4. A terhelés változásának elemzése

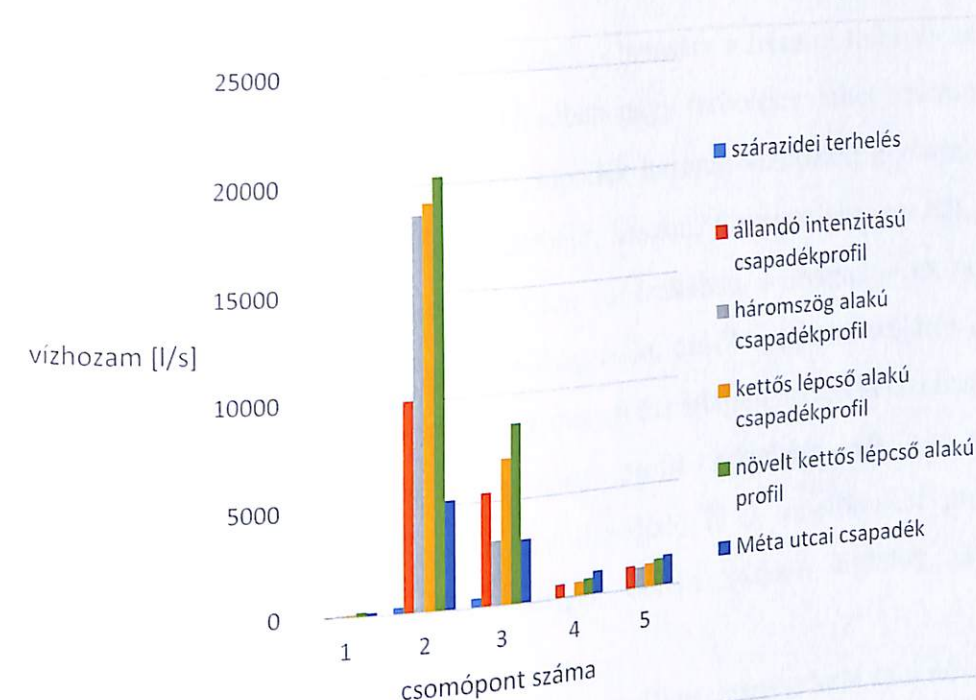
A különböző (valós és szintetikus) csapadékmodellek hálózatra gyakorolt hatását részben már korábban is vizsgáltam az egyes modellezések fejezeteiben. Most a kapott eredmények összevetésével, a korábban kijelölt vezetékeken és csomópontokon (3.2. fejezet), különböző állapotokban tapasztalható mértékadó vízhozamok összehasonlításával a klímaváltozás várható, és már jelen lévő hatásait elemzem.

Az alábbi ábrán látható a kiválasztott vezetékeken mért vízhozam a különböző terhelések hatására (19. ábra). A II. és III. vezetéken a vártnak megfelelően magas értékek tapasztalhatóak: e két vezetékszakasz a Duna-parti főgyűjtőnek egy-egy szakasza. A mért vízhozamok megfelelnek annak, ami várható a vezetékek hálózatbeli helyzete alapján.



19. ábra. Vízhozam változása a vizsgált vezetékeken különböző csapadékok hatására

A csomópontokon mért vízhozamok is megfelelnek a vártnak (20. ábra). A két, Duna-parti főgyűjtőn lévő csomóponton kiugróan magas vízhozamok mérhetőek, míg a végágak közelében lévő csomópontokon a vízhozam minimális. Ahogy a korábbi vizsgálatokból kiderült, az önöblítéshez szükséges áramlási sebesség még csapadék idején sem jön létre a hálózat egy jelentős részében.



20. ábra. Vízhózási változása a vizsgált csomópontokban különböző csapadékok hatására

Az alábbi diagramon a szárazidei szennyvízterhelés, az állandó és a változó intenzitású szintetikus csapadékok okozta lefolyás látható a pesti Duna-parti főgyűjtő Fővám téri szakaszán.

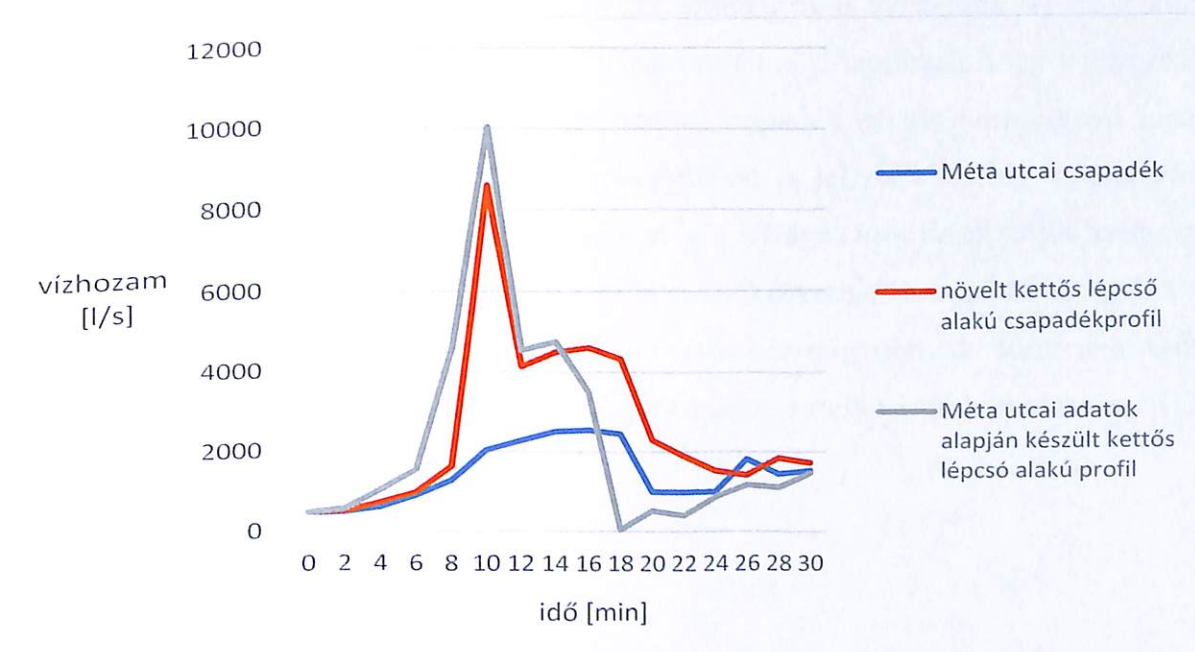


21. ábra. Vízhózási változása a pesti Duna-parti főgyűjtőn

A kettős és a növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil okozta kiugróan nagy csúcs vízhózási értéke várható volt. A csapadékmodell lényege éppen az, hogy a kezdeti nagy

intenzitású időszak - mint előkészítő csapadék – hatására a felszíni lefolyás növekszik, így a csapadék időtartam fennmaradó részében nagy terhelésre lehet számítani. Ami meglepő lehet, az az állandó intenzitású csapadék hasonló vízhozam görbéje, illetve a háromszög alakú csapadékprofil lapos görbéje. Viszont figyelembe véve azt, hogy az állandó intenzitás esetén a csapadék kezdeti időszakában is magas – az átlagosnak megfelelő – az intenzitás, illetve a háromszög alakú profil esetében nulláról indulva a csapadék időtartamának 1/3-ában éri el maximumát (az átlagintenzitás kétszeresét), akkor nyilvánvaló, hogy az állandó intenzitású profil közelebb áll az előresiető csapadékprofilokhoz. Az egyértelműen megállapítható, hogy az előresiető profilok jól szimulálják a rendkívüli csapadékesemények esetén várható hirtelen, lökészerű terhelést.

A következő diagram a Méta utcai valós csapadékesemény adatai és a növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil alapján készült modellek eredményeit veti össze (22. ábra).



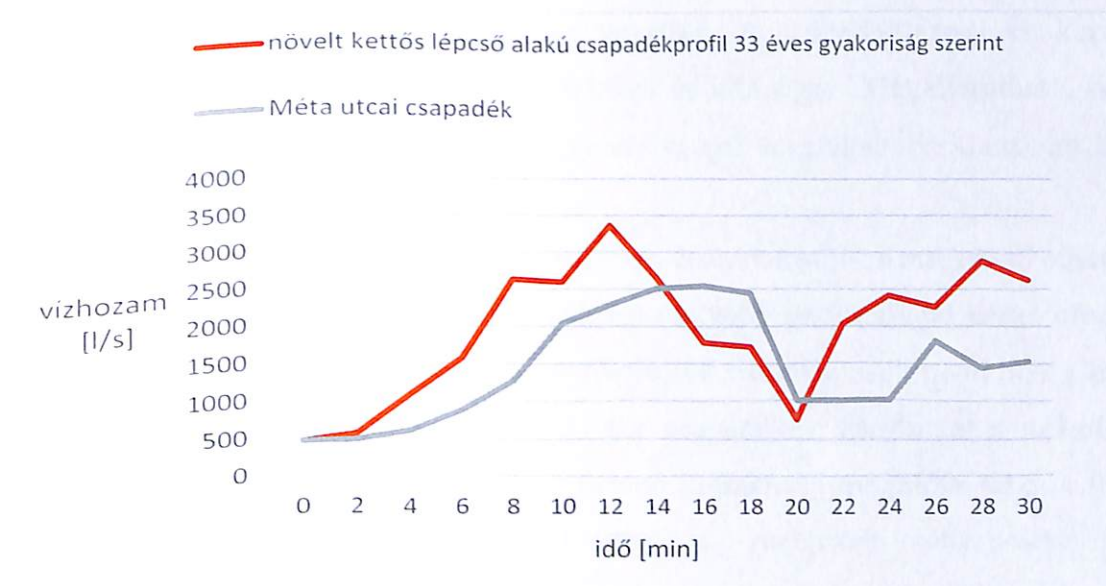
**22. ábra. Vízhozam változása a pesti Duna-parti főgyűjtőn:
növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil és a Méta utcai csapadék összevetése**

A növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil okozta csúcs vízhozam közel akkora, mint a valós adatok alapján készített kettős lépcső alakú profil esetén. E két esetben a csúcs vízhozamok különbsége nem mondható jelentősnek (15 %), annak ellenére, hogy az előbbi 2 éves csapadékgyakoriságra készült, az utóbbi gyakorisága pedig 10 évnél is nagyobb. A Méta utcai csapadék alapján készült modell szerinti vízhozam görbe jelentősen különbözik a másik kettő okozta lefolyástól. Ennek ellenére a valós csapadék

modellje 33 csomópontban okozott elöntést, a vezetékek 67 %-a került túlterhelés alá, míg az adatok alapján készült növelt kettős lépcső alakú profil esetén 10 csomópontban történt elöntés, túlterhelés pedig a vezetékek 64 %-ában volt tapasztalható. Ennek oka valószínűleg a csapadék hosszú időtartama (majdnem két óra) és a teljes időtartamhoz mérten is magas intenzitása.

Részletesebben megvizsgálva a Méta utcai csapadékot, az első 60 perc alatt hulló csapadékmennyiség (49,3 mm) a magyarországi mérések alapján (3. táblázat) 20 és 100 éves gyakoriság közé tehető, az intenzitás alapján 33 évre. Egy vizsgálat céljából a csapadéktörvény szerinti 33 éves gyakoriságú 10 perces csapadéokra a növelt kettős lépcső alakú profilt alkalmaztam. Azt szeretném megállapítani, hogy a vizsgált hálózat esetében a növelt kettős lépcső alakú profil a megváltozott tulajdonságú csapadékok esetében megfelelő eredményt ad-e. Az átlagintenzitás így 180 mm/h, a nem modellezett vízgyűjtő területen a Méta utcai csapadékhoz hasonlóan azt feltételeztem, hogy nincs csapadék.

A modell szerint 4 csomópontban történik elöntés és a vezetékek 41 %-a került túlterhelés alá. A valós csapadék hatásaival összevetve megállapítható, hogy a túlterhelés alá kerülő vezetékek és azok száma a szintetikus csapadék esetén harmadával kisebb (68 % a 41 %-kal szemben), az elöntés tekintetében is jelentős eltérés tapasztalható (33 elöntés a 4-gyel szemben). Megállapítható még a lefolyás módjának különbsége is: a növelt kettős lépcső alakú profil okozta terhelés lökésszerű, a maximális vízhozam nagyobb, míg a valós csapadék esetében a terhelés bár nagyobb, de időben eloszlik, kiegyenlítettebb, a csapadék a hálózat telítődését okozza, amely végül kiöntésekhez vezet (23. ábra).



**23. ábra. Vízhhozam változása a pesti Duna-parti főgyűjtőn:
növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil 33 éves gyakoriság szerint és a Méta
utcai csapadék összevetése**

A csatornázási művektől kapott adatok alapján az elmúlt egy évben csak a Méta utcai mérőállomáson 4 olyan csapadékeseményt rögzítettek, melynek intenzitása egy 15 perces időintervallumban meghaladta a 2 éves gyakoriságú 15 perces csapadék csapadéktörvény szerinti intenzitását. Figyelembe véve azt is, hogy e csapadékok időtartama kivétel nélkül meghaladta a 15 percet, lehet arra következtetni, hogy a csapadéktörvény szerinti 10 (vagy 15) perces csapadéokra készített növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil nem jelenti kellően pontos közelítését a napjainkban előforduló csapadékoknak.

4. Összefoglalás

A szakdolgozatomban célja egy meglévő egyesített rendszerű csatornahálózat vizsgálata volt, illetve a klímaváltozás hatásainak elemzése a kiválasztott hálózaton keresztül. Az általam modellezett csatornahálózat a budapesti hálózatnak egy olyan része, amely több, mint 200 év alatt alakult ki. A hálózatot a napjainkban szokásosnál nagyobb biztonsággal tervezték, jelentősen túlméretezték.

Ennek egyik következménye a szelvények méretéhez képest kis szennyvízhozam, ami egyébként is problémája az egyesített hálózatoknak. Egyesített hálózatok esetében a mértékadó terhelést a csapadékvíz adja, a szárazidei terhelés körülbelül tizede a mértékadó terhelésnek. Ez alacsony szennyvíz hozamot okoz, ami nem megfelelő

tervezés esetén a szennyvíz rothadásához vezethet. A rothadás szag- és korróziós problémákat okozhat, melyek kezelése nehézkes és költséges. Megállapítható, hogy a hálózat nem öntisztuló, a kis lejtésű és nagy szelvényű vezetékben számítani lehet a fent említett problémák megjelenésére.

A hálózat túlméretezésének van egy pozitív következménye is: a megnövekedett rövid idő alatt hulló csapadékmennyiségeket a hálózat nagyobb biztonsággal képes *elvezetni*. A Duna-parti főgyűjtőre merőlegesen épült főgyűjtők összekapcsolásával nőtt a hálózat tározóképesége, így elöntésre csak rendkívüli csapadékok esetén lehet számítani a vizsgált területen. A hálózat ilyen módon történő kialakítása megoldás lehet a felszíni elöntések számának csökkentésében, viszont a vezetékek túlterhelése ennek következményeként növekedni fog.

A klímaváltozás hatásai a budapesti hálózaton is érzékelhetőek: a csatornázási művektől kapott mérési adatok alapján elmondható, hogy a magyarországi csapadéktörvényben meghatározott intenzitásokhoz tartozó gyakoriságok már nem fedik a valóságot. A nagy intenzitású csapadékok gyakorisága növekszik, ezért a csapadéktörvény felülvizsgálata indokolt lenne.

A szintetikus és valós csapadékok hatásának összehasonlításából látszik, hogy a városi területeken 10 perces időtartamú csapadékokra történő méretezés nem a napjainkban jellemző csapadékok okozta terhelés szerinti hálózati kialakítást eredményez. Bár az előresiető csapadékprofilok jól modellezik az előkészítő csapadék hatását, a valóságos csapadékok egészen más lefolyást eredményeznek a csapadék teljes időtartamára nézve, a hálózat túlterheléses és elöntéses vizsgálatára nem megfelelőek.

A vizsgálatok összegzéseként elmondható, hogy a klímaváltozás következményei, a csapadékok tulajdonságainak változása új tervezési szemléletet kíván meg a szakemberektől [49]. A jelenleg alkalmazott méretezési eljárások már nem alkalmasak a jelenlegi és jövőbeli várható terhelések meghatározására, a hálózatok megfelelő szintű kialakításának megtervezésére. A várhatóan egyre gyakrabban jelentkező, extrém csapadékesemények okozta műszaki problémák megoldása elkerülhetetlen lesz, a jövőbeli hálózatok tervezésénél mindenképpen figyelembe kell venni az újonnan kialakult körülményeket [50].

Irodalomjegyzék

- [1] Az Éghajlatváltozási Kormányközi Testület Tematikus Jelentése a szélsőséges éghajlati események kockázatáról és kezeléséről, Döntéshozói összefoglaló, Budapest, 2011. december, 3. oldal
- [2] Országos Meteorológiai Szolgálat (2015. március 16. 14:55)
http://www.met.hu/eghajlat/eghajlatvaltozas/megfigyelt_valtozasok/Fold/
- [3] Az Éghajlatváltozási Kormányközi Testület Tematikus Jelentése a szélsőséges éghajlati események kockázatáról és kezeléséről, Döntéshozói összefoglaló, Budapest, 2011. december, 4. oldal
- [4] Nemzeti Éghajlatváltozási Stratégia 2008-2025, 75-76. oldal
<http://www.kvvm.hu/cimg/documents/nes080214.pdf>
- [5] Garami T., dr. Göbel J. és Párnay Z. (1972) Budapest csatornázása. Pest város 1847. évi csatornázási szabályrendeletének 125 éves évfordulójára, Mezőgazdasági Könyvkiadó, Budapest
- [6] Mattyasovszky J., dr. Paizs I., Párnay Z. (1989) Budapest csatornázása 1972-1986, a könyv kereskedelmi forgalomba nem került
- [7] Mattyasovszky J., Ódor I., Rymorz P. (1997) Budapest csatornázása 1987-1996, Fővárosi Csatornázási Művek, Budapest
- [8] Darvasi K. (1914) Budapest csatornázása, szerzői kiadás, Budapest
Budapest – balpart általános csatornázása. Budapest székesfőváros Tanácsa II. Ügyosztálya vonatkozó tervezésének ismertetése (1918), Budapest Székesfőváros Házinyomdája, Budapest

- [9] Garami T., dr. Göbel J. és Párnay Z. (1972) Budapest csatornázása. Pest város 1847. évi csatornázási szabályrendeletének 125 éves évfordulójára, Mezőgazdasági Könyvkiadó, Budapest, 24-25. oldal
- [10] Garami T., dr. Göbel J. és Párnay Z. (1972) Budapest csatornázása. Pest város 1847. évi csatornázási szabályrendeletének 125 éves évfordulójára, Mezőgazdasági Könyvkiadó, Budapest, 34. oldal
- [11] Garami T., dr. Göbel J. és Párnay Z. (1972) Budapest csatornázása. Pest város 1847. évi csatornázási szabályrendeletének 125 éves évfordulójára, Mezőgazdasági Könyvkiadó, Budapest, 57. oldal
- [12] Garami T., dr. Göbel J. és Párnay Z. (1972) Budapest csatornázása. Pest város 1847. évi csatornázási szabályrendeletének 125 éves évfordulójára, Mezőgazdasági Könyvkiadó, Budapest, 57. oldal
- [13] Origo (2008): Indul az ÉlőDuna projekt (2015. március 27. 11:23)
<http://www.origo.hu/gazdasag/hirek/20080723-indul-elo-duna-projekt-demszky-gabor-csepeli-kozponti-szennyvizisztito-rakpart.html>
- [14] Budapest Komplex Integrált Szennyvízelvezetése Projekt (2015. március 27. 14:09)
http://www.bpcsatornazas.hu/hu/bp/a_beruhazasrol/a_bkisz_bemutatasa
- [15] A magyar korona országaiban az 1870. év elején végrehajtott népességszámlálás eredményei a hasznos házi állatok kimutatásával együtt, Országos Magyar Királyi Statistikai Hivatal, Pest, 1871.
- [16] Spira Gy. – Vörös K. (1978): Budapest története a márciusi forradalomtól az őszirózsás forradalomig, Akadémiai Kiadó, Budapest, 184., 186. oldal
- [17] Techet I.: A folyóvizek sebességének kiszámítására felállított nevezetesebb képletek rövid ismertetése, Magyar Mérnök-Egyesület Közlönye, 1869./3, 272. oldal

- [18] Budapest Városfejlesztési Konceptiója. Helyzetelemzés. 11. fejezet, Budapest közmű infrastruktúrája, 2011. december, 218. oldal
http://budapest.hu/Documents/varosfejlesztesi_koncepcio_2011dec/11_Kozmuv_ek_jav.pdf
- [19] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 78. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf
- [20] Fővárosi Mérnöki Tervező Részvénytársaság: Ferencvárosi szivattyútelep vízgyűjtő területe. Általános csatornázási terv, műszaki leírás, 2006. november
- [21] Fővárosi Mérnöki Tervező Részvénytársaság: Ferencvárosi szivattyútelep vízgyűjtő területe. Általános csatornázási terv, műszaki leírás, 2006. november
- [22] Fővárosi Mérnöki Tervező Részvénytársaság: Ferencvárosi szivattyútelep vízgyűjtő területe. Általános csatornázási terv, műszaki leírás, 2006. november
- [23] Fővárosi Mérnöki Tervező Részvénytársaság: Ferencvárosi szivattyútelep vízgyűjtő területe. Általános csatornázási terv, műszaki leírás, 2006. november
- [24] Storm Water Management Model (SWMM) (2015. április 12. 9:42)
<http://www.epa.gov/athens/wwqtsc/SWMM.pdf>
- [25] Knolmár M.: Számítógéppel segített csatornatervezés, PhD értekezés, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, 2011., 8. oldal
- [26] Fővárosi Mérnöki Tervező Részvénytársaság: Ferencvárosi szivattyútelep vízgyűjtő területének általános csatornázási terve, 1998. november
- [27] Fővárosi Mérnöki Tervező Részvénytársaság: Ferencvárosi szivattyútelep vízgyűjtő területe, általános csatornázási terv, 2006. november

- [28] Dulovics Dezsőné dr.: Csatornahálózatok megfelelősége, Hírcsatorna, 2005. március-április, 9. oldal
- [29] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 78. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf
- [30] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 80. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf
- [31] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 82. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf
- [32] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 81. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf
- [33] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 81. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf
- [34] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 84. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf
- [35] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 85. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf
- [36] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 85. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf

- [37] Gayer J.: A települési csapadékvíz-elhelyezés az integrált vízgazdálkodás tükrében, PhD értekezés, Corvinus Egyetem, Budapest, 2004., 63. oldal
- [38] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 85. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf
- [39] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 87. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf
- [40] Dulovics Dezsőné dr és Dulovics D. PhD.: A csapadékterhelés, hatásai és csökkentésük egyes módszerei: Csatornahálózatok megfelelősége, Hírcsatorna, 2005. szeptember-október, 10-11. oldal
- [41] Dulovics Dezsőné dr.: Csatornahálózatok megfelelősége, Hírcsatorna, 2005. március-április, 9. oldal
- [42] Dulovics Dezsőné dr.: Csatornahálózatok megfelelősége, Hírcsatorna, 2005. március-április, 9. oldal
- [43] Dulovics Dezsőné dr.: Csatornahálózatok megfelelősége, Hírcsatorna, 2005. március-április, 10. oldal
- [44] Dulovics Dezsőné dr.: Csatornahálózatok megfelelősége, Hírcsatorna, 2005. március-április, 9. oldal
- [45] Dulovics Dezsőné dr.: Csatornahálózatok megfelelősége, Hírcsatorna, 2005. március-április, 10. oldal
- [46] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006, 83. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf

- [47] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 83. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf
- [48] Gayer J.: A települési csapadékvíz-elhelyezés az integrált vízgazdálkodás tükrében, PhD értekezés, Corvinus Egyetem, Budapest, 2004., 83. oldal
- [49] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 152. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf
- [50] Gayer J. – Ligetvári F.: Települési vízgazdálkodás, csapadékvíz-elhelyezés, Környezetvédelmi és Vízgazdálkodási Kutató Intézet Kht., 2006., 151. oldal
http://www.kvvm.gov.hu/data/kiadvanyok/kvvm_kiadvany_4.pdf

Felhasznált szabványok és műszaki előírások

MI-10-167/3-75 (1975): Közcsatornák tervezése. Hidraulikai méretezés

MI-10-167/3-87 (1987): Közcsatornák. Hidraulikai méretezés

MSZ-EN-752 (2000) : Települések vízelvezető rendszerei

Kép- és ábrajegyzék

Képek

1. kép. A pesti csatornahálózat a 19. század derekán	5
2. kép. Sir Morton Peto, angol vállalkozó ajánlatához csatolt, J. W. Bazalgette-féle csatornázási terv (1869)	7
3. kép. . Háborús károk. A központi (ferencvárosi) szivattyútelep gépháza a bombatalálat után (1944)	13
4. kép. Háborús károk helyreállítása. A központi (ferencvárosi) szivattyútelep főzsilipje a helyreállítás közben (1945-46).....	14
5. kép. A vizsgált terület	23
6. kép. A kijelölt referenciapontok és vezetékek	27

Ábrák

1. ábra. A szennyvíz magassága az aknákban	29
2. ábra. A vezetékek kapacitáskihasználtsága a szárazidei szennyvízterhelés alatt	30
3. ábra. A Magyarországon alkalmazott IDF görbesor	31
4. ábra. A vezetékek kapacitáskihasználtsága az állandó intenzitású csapadékmódel hatására	32
5. ábra. Háromszög alakú csapadék	33
6. ábra. A vezetékek kapacitáskihasználtsága a háromszög alakú csapadékmódel hatására	34
7. ábra. Kettős lépcső alakú profil	35
8. ábra. A vezetékek kapacitáskihasználtsága a kettős lépcső alakú csapadékprofil hatására	36
9. ábra. Növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil	37
10. ábra. A vezetékek kapacitáskihasználtsága a növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil hatására	37
11. ábra. Vízhozam és lefolyás változása a teljes hálózatra nézve az állandó intenzitású, a kettős lépcső és a növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil esetén	38
12. ábra. A 33 éves gyakoriságú 10 perces növelt kettős lépcső alakú modellesapadék okozta elöntések a hálózaton	43

13. ábra. A tározott vízmennyiség és az elöntés mértéke a növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil, a 20 és a 33 éves gyakoriságú csapadék esetén	44
14. ábra. A Méta utcai csapadék okozta elöntések	46
15. ábra. A Méta utcai csapadék okozta túlterhelések	47
16. ábra. Vízhozam változása a hálózaton a növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil és a Méta utcai adatok alapján készült 10 perces csapadék esetén	49
17. ábra. A tározott vízmennyiség és a teljes vízhozam a 10 és a 20 perces időtartamú csapadék esetén	50
18. ábra. A tározott víz mennyisége a hálózat kialakításának függvényében	52
19. ábra. Vízhozam változása a vizsgált vezetékeken különböző csapadékok hatására	53
20. ábra. Vízhozam változása a vizsgált csomópontokban különböző csapadékok hatására	54
21. ábra. Vízhozam változása a pesti Duna-parti főgyűjtőn	54
22. ábra. Vízhozam változása a pesti Duna-parti főgyűjtőn: növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil és a Méta utcai csapadék összevetése	55
23. ábra. Vízhozam változása a pesti Duna-parti főgyűjtőn: növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil 33 éves gyakoriság szerint és a Méta utcai csapadék összevetése	57

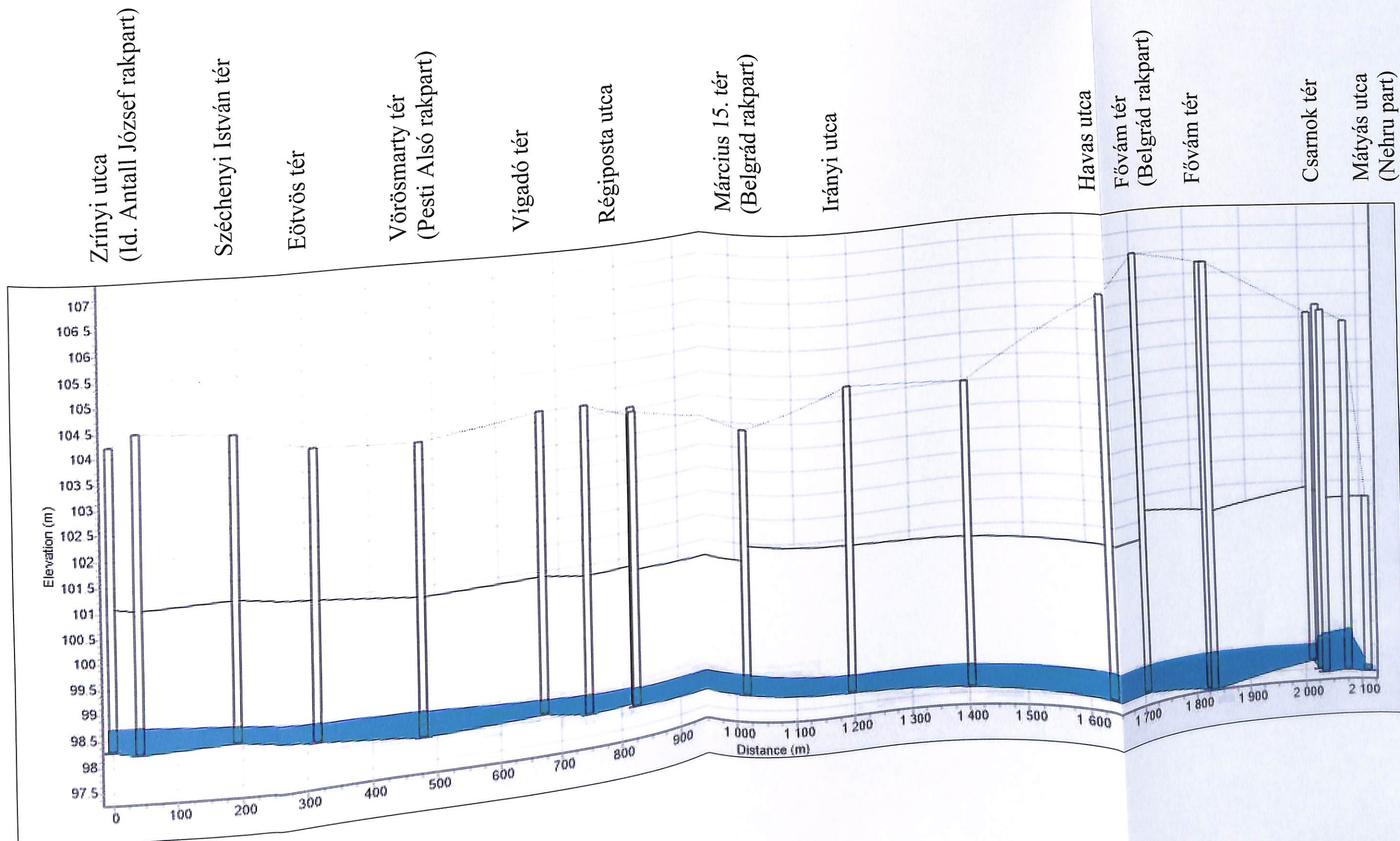
Táblázatjegyzék

1. táblázat. A magyar csapadéktörvény paraméterei	31
2. táblázat. Rövid időtartamú csapadékhozamok országos évi maximumainak empirikus eloszlása, átlaga és szórása (mm)	46
3. táblázat. Rövididejű csapadékok részösszegeinek aránya	48

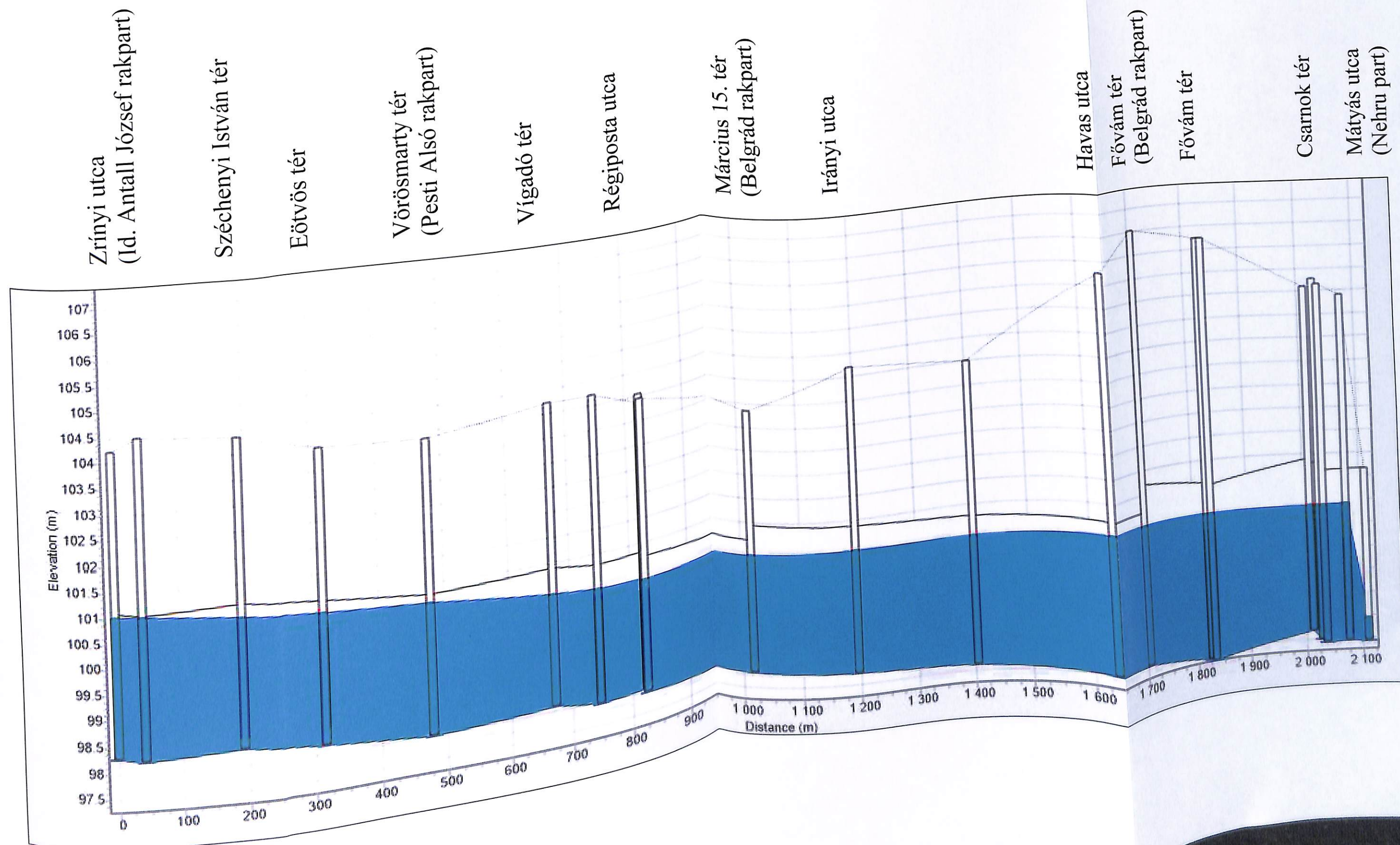
Mellékletek

1. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: szárazidei szennyvízterhelés
2. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: állandó intenzitású csapadékmodell
3. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: háromszög alakú csapadékmodell
4. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: kettős lépcső alakú csapadékprofil
5. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil
6. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: Méta utcai csapadék
7. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: Méta utcai adatok alapján készített 10 perces szintetikus csapadék
8. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: Méta utcai adatok alapján készített 20 perces csapadékmodell

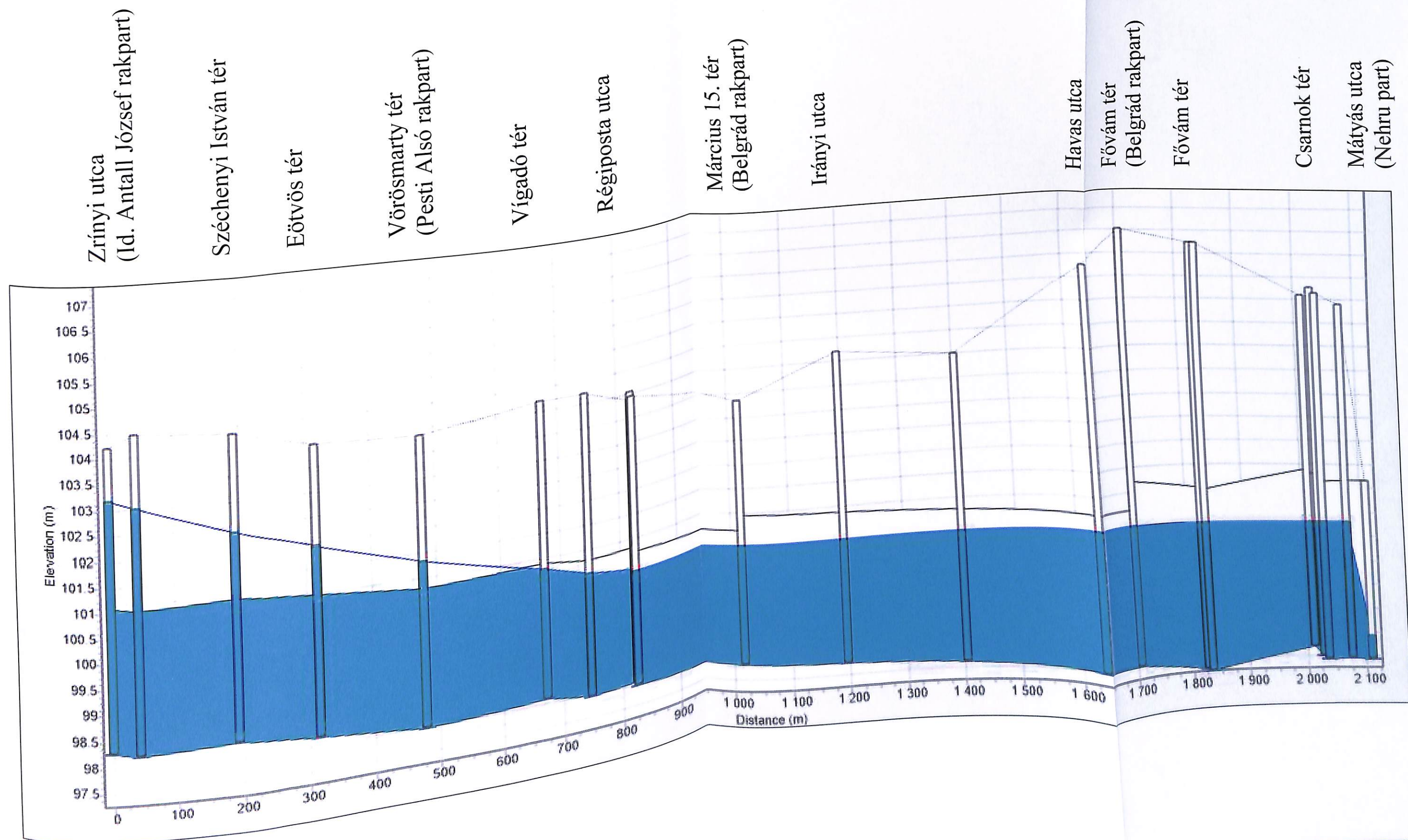
1. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: szárazidei szennyvízterhelés



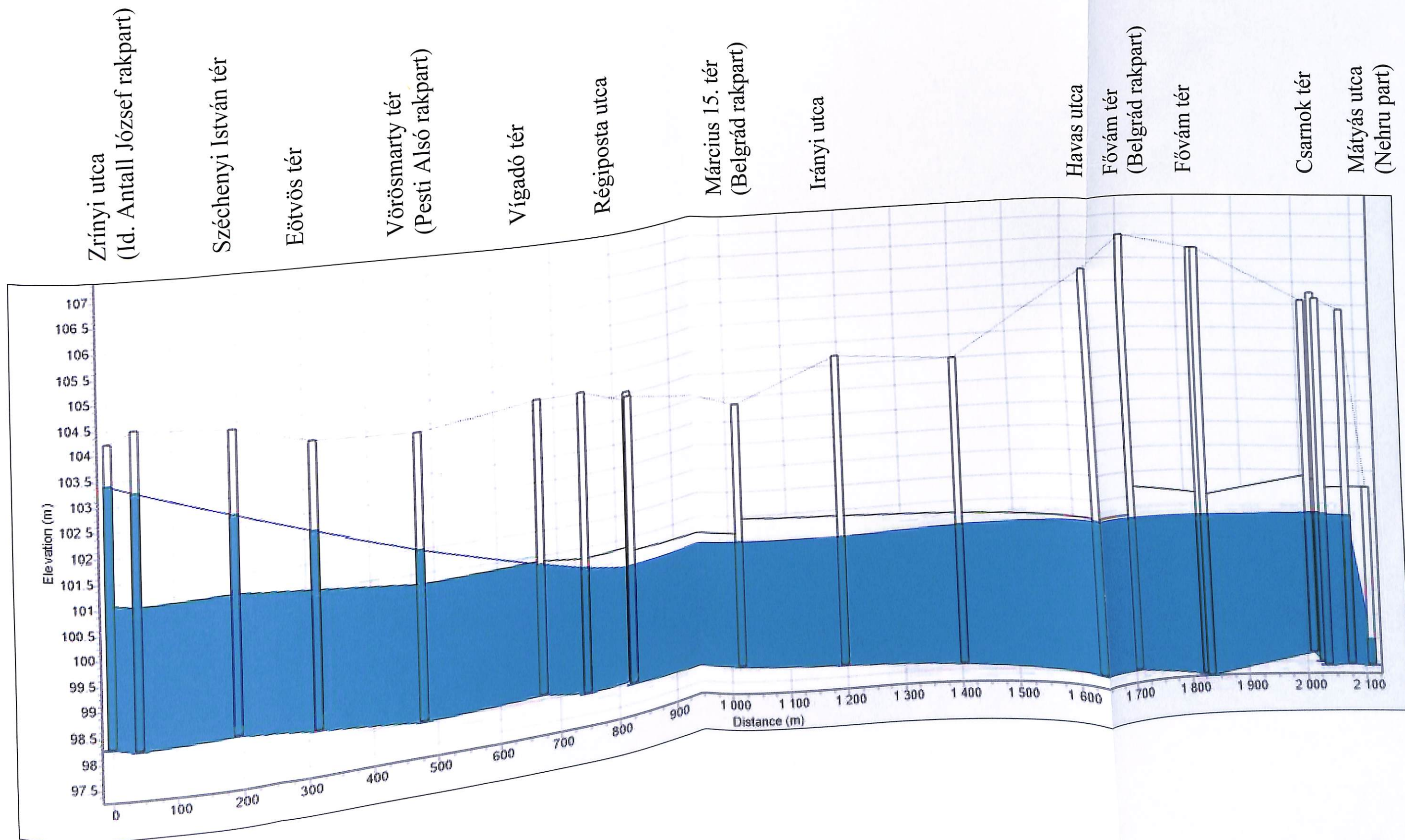
2. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: állandó intenzitású csapadékmódel



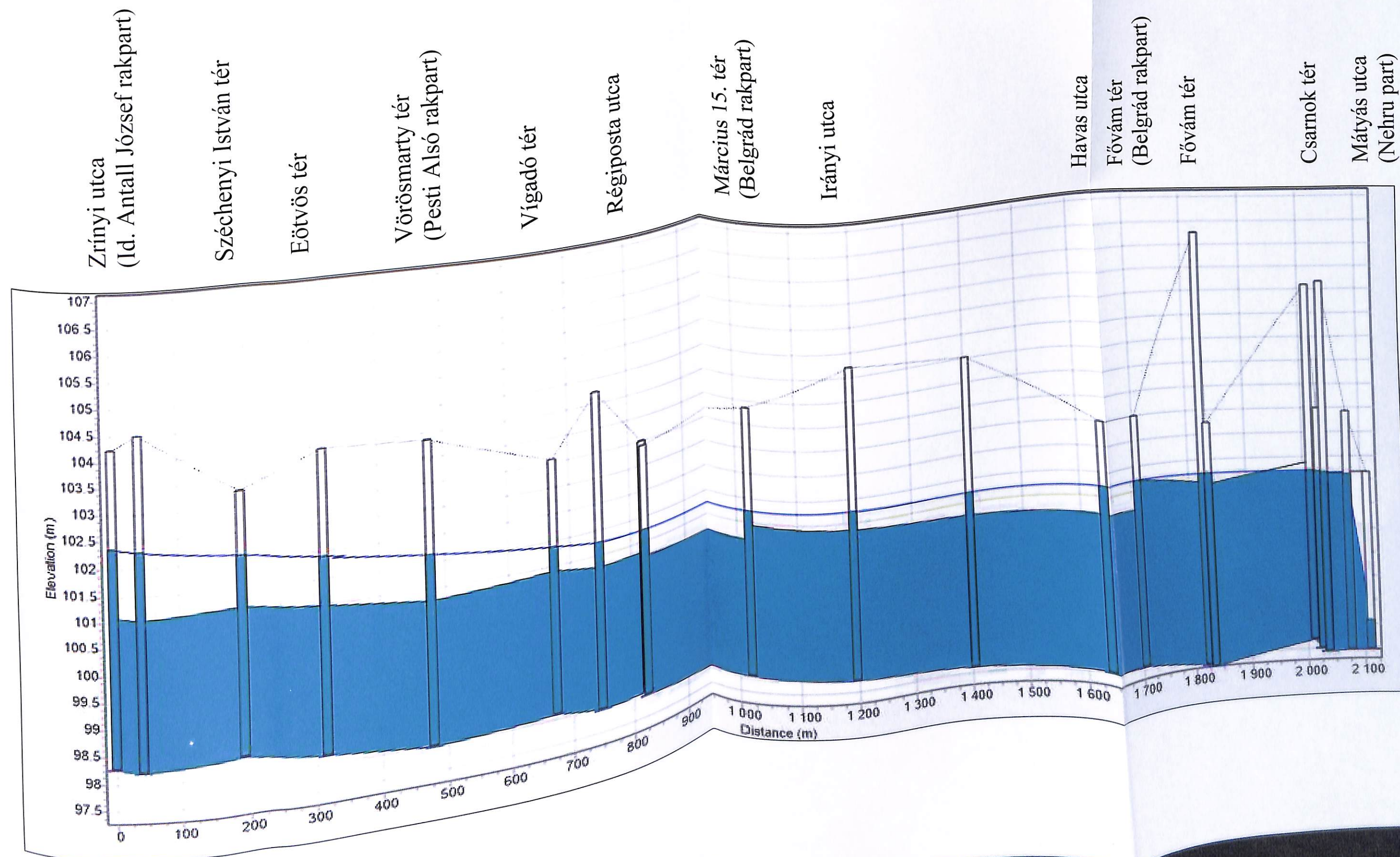
3. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: háromszög alakú csapadékmódel



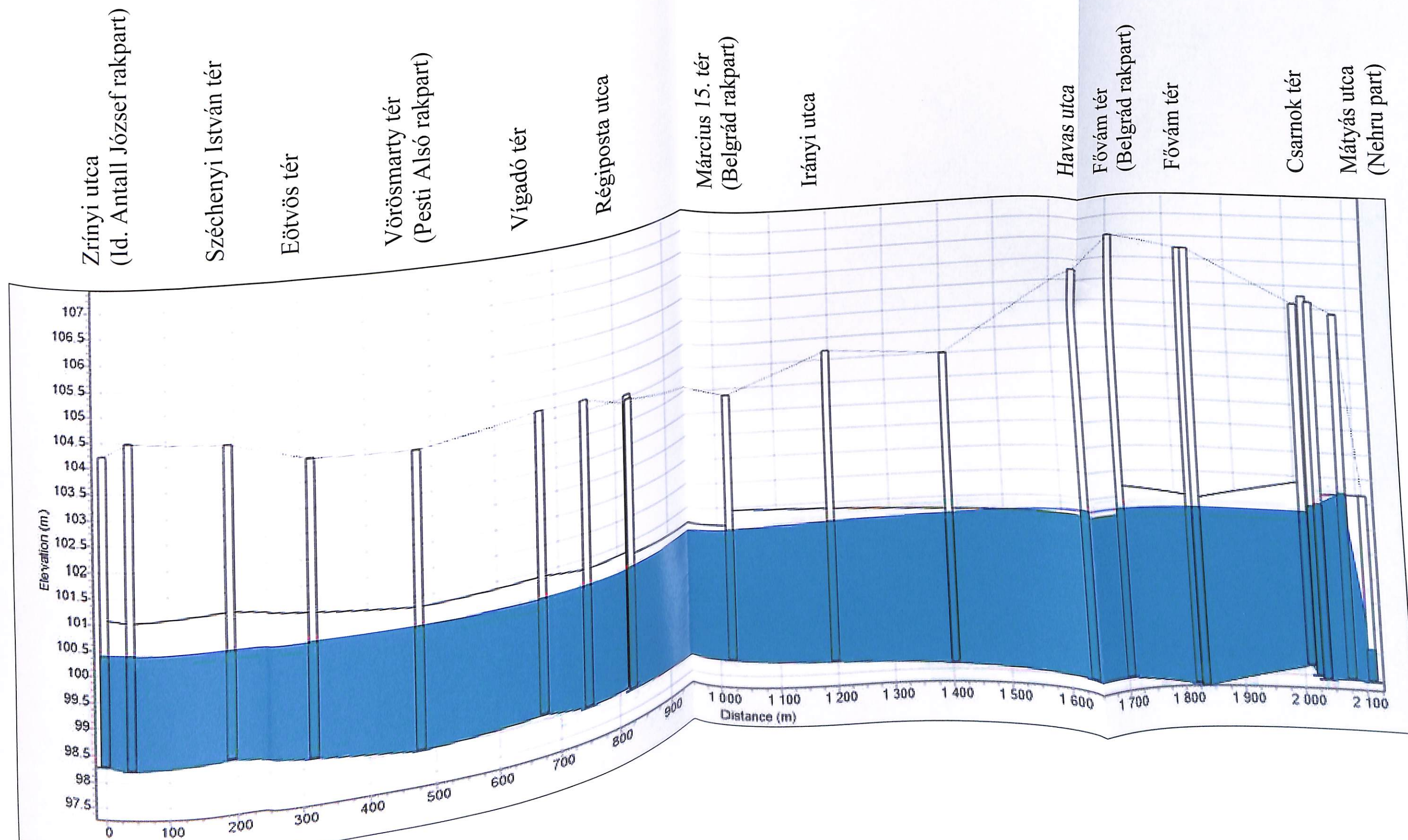
4. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: kettős lépcső alakú csapadékprofil



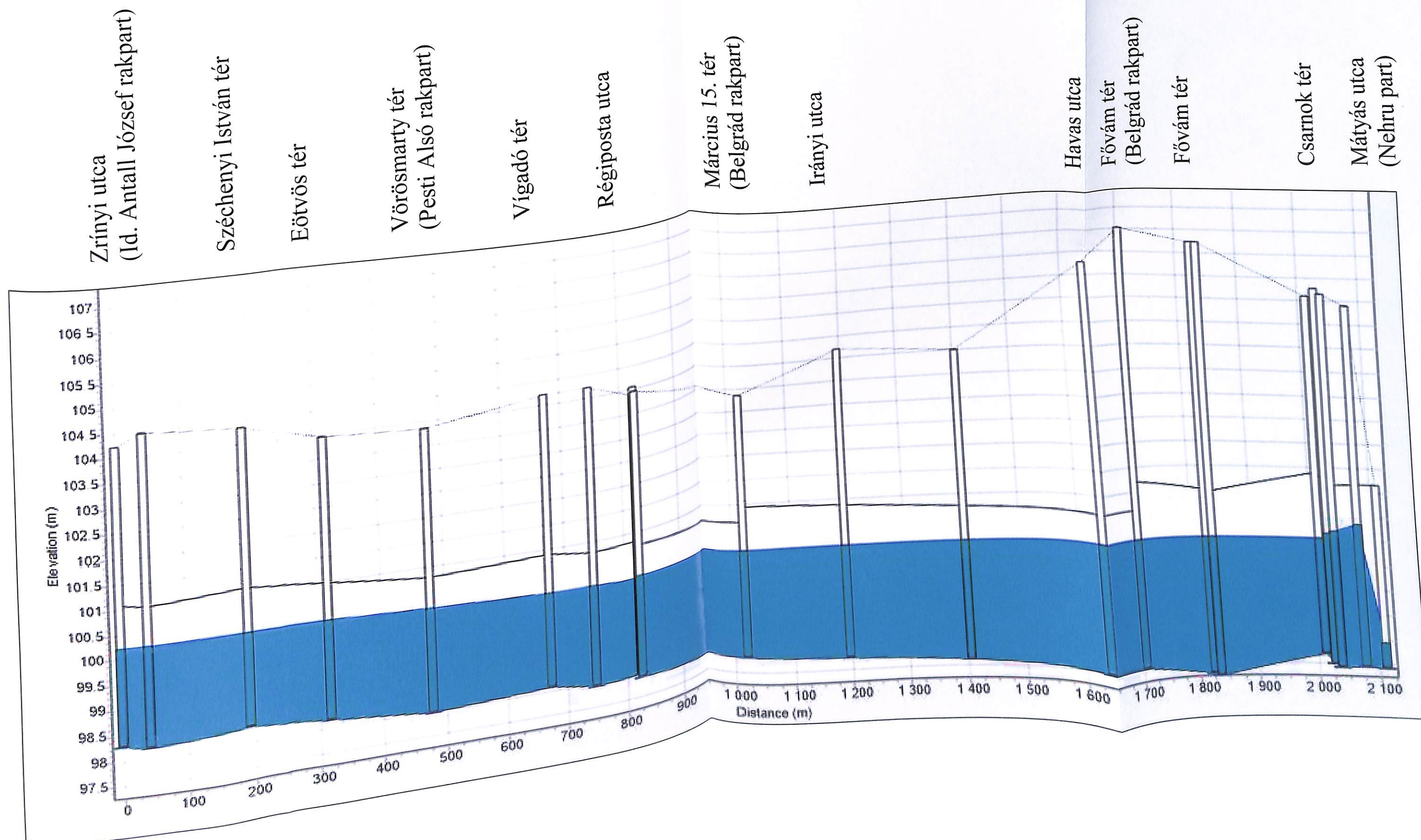
5. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: növelt kettős lépcső alakú csapadékprofil



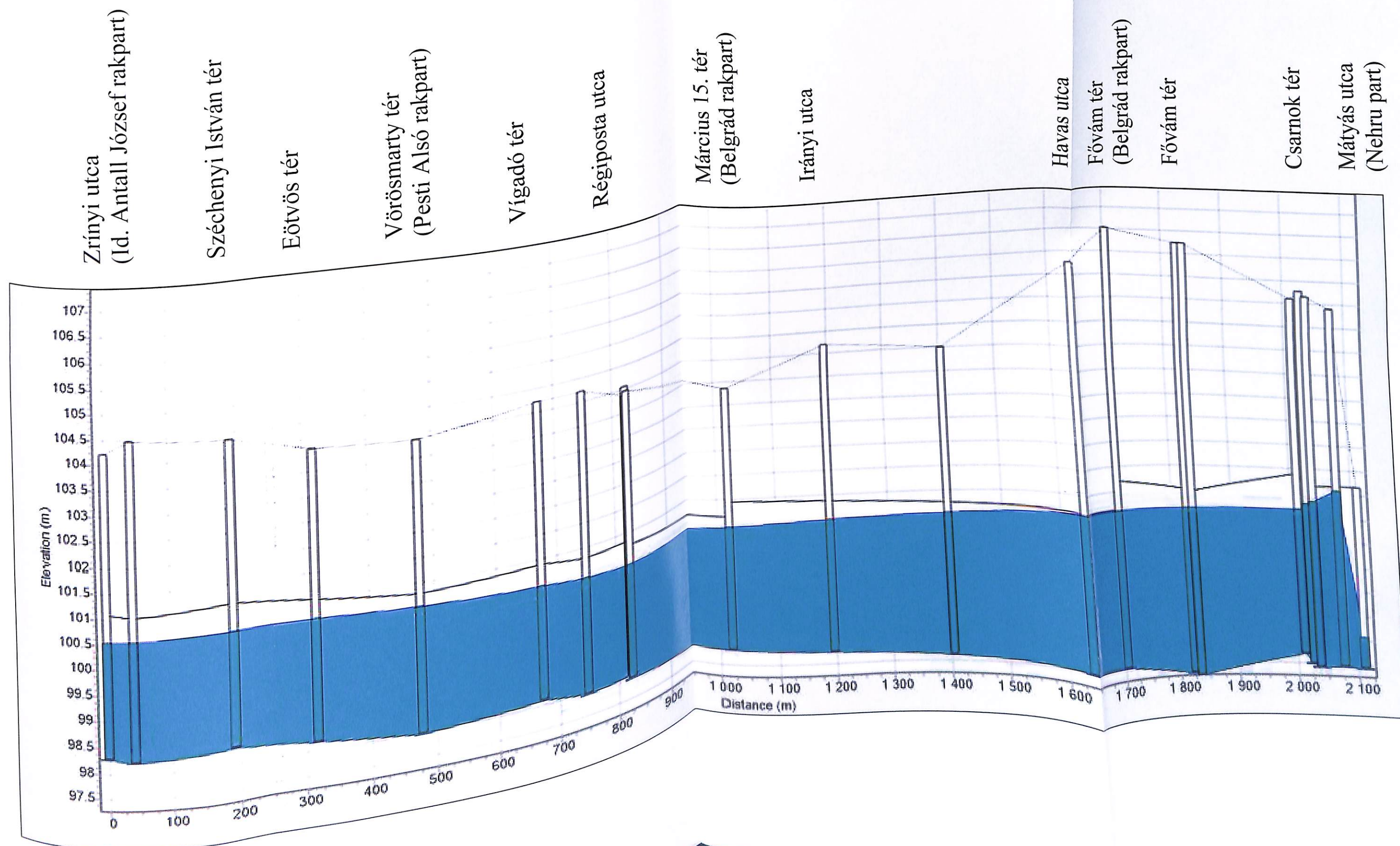
6. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye: Méta utcai csapadék



7. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye:
Méta utcai adatok alapján készített 10 perces szintetikus csapadék



8. melléklet. Pesti Duna-parti főgyűjtő hossz-szelvénye:
Méta utcai adatok alapján készített 20 perces csapadékmódel



Köszönetnyilvánítás

Ezúton szeretnék köszönetet mondani belső konzulensemnek, Kiss Katalinnak, szakdolgozatom készítése során nyújtott segítségével, hasznos tanácsaiért.

Köszönetet szeretnék mondani Gerőfi-Gerhardt Andrásnak, a Fővárosi Csatornázási Művek Zrt. Hálózatüzemeltetési Osztály osztályvezetőjének, külső konzulensemnek, a munkám során nyújtott segítségével, valamint a dolgozat készítéséhez adott hasznos tanácsaiért.

Külön köszönettel tartozom a Fővárosi Csatornázási Művek valamennyi dolgozójának, akik munkám során segítségemre voltak.

Továbbá köszönettel tartozom családom minden tagjának, akik önzetlenül támogattak a diplomához vezető úton.