



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2016 30 stp
Institutt for matematiske realfag og teknologi

Virkingen av etterinstallering av LOD-tiltak i Mysen, Eidsberg kommune

The effect of post-installments of SUDS in Mysen,
Eidsberg municipality

Line Charlotte Mosbæk
Industriell økonomi

Forord

Denne oppgaven er resultatet av avslutningen på min mastergrad i Industriell økonomi med fordypning i vann- og miljøteknikk ved Institutt for matematiske realfag og teknologi på Norges miljø- og biovitenskapelige universitet, Ås våren 2016. Masteroppgaven tilsvarer 30 studiepoeng.

Oppgaven er skrevet med forslag fra Norconsult og Eidsberg kommune. Oppgaven tar for seg klimaendringenes negative effekt på det urbane avløpssystemet, og tiltak som søker å redusere denne effekten i et hydraulisk og økonomisk perspektiv. Det hydrologiske og hydrauliske modelleringsprogrammet Autodesk Storm and Sanitary Analysis er benyttet i simuleringene.

Takk til hovedveileder Oddvar Lindholm for gode råd og tilstedeværelse gjennom arbeidet med oppgaven.

Takk til Norconsult for tilgang til nødvendig informasjon og programvare. Takk til Stig Olsborg og Janet Alupu Lier for faglige råd og konstruktive tilbakemeldinger på oppgaven. Takk til Alexander Leopold Aronsson og Gustavo Manzanares for tips og hjelp i forbindelse med modelleringsarbeidet. En spesiell takk til Hans Martin Eikerol, som har utviklet modellen oppgavearbeidet bygger på, og som har bidratt med gode råd og hjelp i forbindelse med modelleringen og oppgaveskrivingen.

Takk til Eidsberg kommune ved Rune Nicolaisen, som har stilt seg til rådighet og besvart nødvendige spørsmål i forbindelse med oppgaven.

Takk til mine studievenner på mastersal 112, TF Fløy V, for et godt studentmiljø gjennom oppgaveskrivingen.

Takk til pappa, Per Mosbæk, for gjennomlesning og tilbakemeldinger på oppgavens oppbygning og struktur.

Line Charlotte Mosbæk

Ås, 11. mai 2016

Sammendrag

I årene som kommer vil klimaendringer og fortetting bidra til økt avrenningsintensitet og -volum, som vil føre til flere oversvømmelser og dermed skader på bygninger og infrastruktur. For å møte disse fremtidige utfordringene vil lokal overvannshåndtering (LOH eller LOD) være et alternativ ved videre utbygging av overvannssystemet i Mysen i Eidsberg kommune. Denne typen overvannshåndtering vil bidra til å redusere flomtopper og avrenningsvolum. I tillegg tilfører tiltakene et blågrønt element i bybildet og utnytter overvannet som en ressurs.

I denne oppgaven ble effekten av utvalgte LOD-tiltak analysert i et hydraulisk og økonomisk perspektiv. Målet var å kartlegge kapasiteten på overvannssystemet i Mysen, og studere hvordan klimaendringene vil påvirke kapasiteten i fremtiden. Det var da interessant å se på hvilke tiltak som kan avbøte med skadene grunnet økt nedbørintensitet, hvor mye avrenning tiltakene kan holde tilbake og om implementeringen av slike tiltak vil være kostnadseffektiv.

Det hydrauliske og hydrologiske modelleringsverktøyet Autodesk Storm and Sanitary Analysis (SSA) ble benyttet for å simulere overvannsnett i Mysen. Norconsult hadde allerede opprettet en modell av nettet i Mysen, men det ble gjort en rekke justeringer for at modellen skulle beskrive nedslagsfeltet på en mer korrekt måte. Modellen la grunnlaget for den hydrauliske analysen, hvor nettets kapasitet ble testet for dagens nedbørintensiteter og de forventede nedbørintensitetene om 100 år, som ble simulert med 50 % klimatillegg. Det ble deretter gjort simuleringer med implementering av ulike tiltak i den fremtidige situasjonen, for å se om tiltakene klarte å bringe skadene ned på dagens nivå. Tiltakene som ble simulert var; frakobling av takvann, implementering av fordøyningsmagasiner og økning av rørdimensjoner. Den hydrauliske analysen la grunnlaget for en økonomisk sammenlikning av tiltakene, hvor det ble utført en netto nåverdianalyse av tiltakenes kostnadseffektivitet.

Overvannssystemet i Mysen er sårbart for en økning i nedbørintensitet og impermeable flater. Resultatene fra simuleringene viser høy grad av oversvømmelser og skadeomfang selv ved nedbørshendelser med lave gjentaksintervall. Ledningsnett kan synes å være underdimensjonert i forhold til gjeldende standard, og det trengs straks å implementere tiltak for å avbøte skader i nedslagsfeltet.

De små intensive regnene med lave gjentaksintervall vil gi det største bidraget til de totale skadekostnadene i nedslagsfeltet.

Frakobling av takrenner og utvidelse av rørdimensjoner har størst effekt på nedbørshendelser med lave gjentaksintervall, mens implementering av fordrøyningsmagasiner har tilnærmet lik effekt ved alle gjentaksintervallene. Det er kun frakobling av takrenner og utvidelse av rørdimensjoner ved nedbørshendelsen med 2-års gjentaksintervall som klarer å bringe skadeomfanget ned på dagens nivå. Økning av rørdimensjoner vil være det mest kostnadseffektive tiltaket.

Resultatene er preget av usikkerhet i bakgrunnsmateriale og modellen, samt forutsetninger og antagelser som er gjort i analysene. Modellen er ikke kalibrert og skadeomfanget er undervurdert. Manglende kostnadsdata fører til at den økonomiske analysen gir usikre resultater.

For at ledningsnett i Mysen skal klare å overholde dimensjoneringskravene i et fremtidig klima, er det nødvendig å utvide systemet i kombinasjon med implementering av LOD-tiltak. Det vil være hensiktsmessig å finne den optimale kombinasjonen av tiltak for å få best mulig forsinkelses- og tilbakeholdelseeffekt på avrenningen i nedslagsfeltet. Det burde også tas sikte på å separere avløpssystemet i Mysen.

Abstract

In the years to come, climate change and urbanization will increase runoff intensity, which will lead to more floods and damage to buildings and infrastructure. To meet these future challenges, sustainable drainage systems (SUDS) should be implemented when the stormwater system in the city of Mysen, Norway is to be renewed or extended. Local stormwater management will reduce the flood peaks and runoff volume and use the stormwater as a resource while being a provision of urban habitat.

In this study, the effect of SUDS is analyzed in a hydraulic and economic perspective. The goal was to determine the capacity of the stormwater system in Mysen and how the climate change will affect the capacity in the future. Several types of measures of stormwater management were considered to find which preventing action mitigates the damages due to increased runoff intensity, how much runoff they can hold back, and if the implementation of such preventing actions will be cost-effective.

The hydraulic and hydrologic modeling program Autodesk Storm and Sanitary Analysis (SSA) formed the basis of the hydraulic analysis and was used to simulate the stormwater network in Mysen. Norconsult had already created a model of the network, but it was necessary to do a lot of adjustments for the model to describe the catchment area in a more correct manner. The SSA-model tested the network's current capacity for rainfall intensity and the expected rainfall intensity in 100 years, which was simulated with a climate addition of 50 %. Then the preventing actions were then simulated in the future climate to see whether implementation of the measures could bring the damages down at the current level. The preventing actions that were simulated were: disconnecting of stormwater from roof areas, implementation of detention ponds, and increased capacity of the stormwater network. The results in the hydraulic analysis created the foundation for an economic analysis, where the cost-effectiveness of the preventing actions were found using a net present value analysis.

The stormwater network in Mysen is sensitive to increased intensity of rainfall and percentage of impervious surfaces. The results from the simulations show a high degree of flooding and damage even during rainfall events with low frequency. Relative to current standard, the stormwater network is undersized, and actions must be made immediately to reduce the damages caused by flooding in the catchment area.

The small intensive rainfall events with low frequency will give the largest contribution to the total damage costs in the catchment area.

Disconnecting of stormwater from roof areas and increased capacity in the stormwater network has a great effect on rainfall events with low frequency. Implementation of detention ponds will have approximately the same effect for all the simulated rainfall events. Only disconnecting of stormwater from roof areas and increased capacity in the stormwater network will manage to bring the damages from a rainfall event with a frequency of 2 years down at the current level. Increasing the capacity in the stormwater network will be the most cost-effective measure.

The results are affected by uncertainty in the background information and the model and from assumptions made in the analysis. The model is not calibrated and the damage level is underestimated. Due to lacking information about the cost factors, the economic analysis provides uncertain results.

If the stormwater network in Mysen is to comply with the design requirements of a future climate, it is necessary to expand the system in combination with the implementation of SUDS. The optimal combination of preventative actions are necessary, to achieve the best possible delay and retention effect on runoff in the catchment area. Future studies should also consider the complete separation of the sewage system.

Innholdsfortegnelse

Forord	I
Sammendrag	III
Abstract	V
Innholdsfortegnelse	VII
Figurliste.....	XI
Tabelliste	XV
Liste over forkortelser	XVII
1 Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål.....	1
1.3 Problemstilling.....	2
1.4 Fremgangsmåte og struktur	2
2 Teori	3
2.1 Klima	3
2.1.1 Det globale klimasystemet	3
2.1.2 Klimaendringer.....	4
2.1.3 Klimaet i Norge	6
2.2 Urbanhydrologi.....	8
2.3 Det urbane avløpssystemet	10
2.3.1 Dimensjonering av avløpssystemet.....	11
2.3.2 Fremtidens påvirkning på det urbane avløpssystemet.....	13
2.4 Nedbørs- og avrenningsberegninger.....	15
2.4.1 Noen sentrale parametere	15
2.4.2 Nedbørsdata.....	16
2.4.3 Modeller og metoder for beregning av nedbørsavrenning	18

2.5	Klimatilpasset overvannshåndtering.....	20
2.5.1	Lokal overvannshåndtering	21
2.5.2	Klimafaktor	26
2.5.3	Blågrønn faktor	27
2.6	Kostnader knyttet til overvannshåndtering.....	28
2.6.1	Samfunnsøkonomiske kostnader.....	28
2.6.2	Tiltakskostnader	30
2.7	Autodesk Storm and Sanitary Analysis	31
2.7.1	Hydrologiske avrenningsmodeller	31
2.7.2	Regn	33
2.7.3	Delfelt.....	33
2.7.4	Infiltrasjon	34
2.7.5	Rør.....	34
2.7.6	Strømning i rør (routing)	35
2.7.7	Oppstuvning	35
2.7.8	Usikkerhet i modeller	36
3	Metode.....	37
3.1	Mysen	37
3.1.1	Avløpssystemet	38
3.1.2	Topografi.....	38
3.1.3	Grunnforhold.....	39
3.1.4	Kommuneplan	40
3.2	Modelloppbygning.....	41
3.2.1	Tilpasning av modellen	42
3.2.2	Testkjøring av modellen.....	45
3.2.3	Ny modell.....	46
3.2.4	Følsomhetsanalyse	52

3.2.5	Valg av klimafaktor	54
3.3	Beregning av skadeomfang	56
3.3.1	Oversvømmelse fra kum	56
3.3.2	Antall skadde hus og bygninger	56
3.3.3	Antall skadelige nedbørshendelser	57
3.4	Hydraulisk analyse	58
3.4.1	Dagens situasjon	59
3.4.2	Situasjonen om 100 år	59
3.4.3	Aktuelle klimatilpasningstiltak for Mysen	59
3.4.4	Fremgangsmåte for simulering av klimatilpasningstiltak	60
3.5	Økonomisk analyse	63
3.5.1	Nåverdimetoden	64
3.5.2	Stigende klimatillegg	65
3.5.3	Kostnader vurdert i analysen	66
3.6	Dansk metode for beregning av totalt skadeomfang over tid	68
4	Resultater	71
4.1	Hydraulisk analyse	71
4.1.1	Dagens situasjon (referansenivå)	71
4.1.2	Situasjonen om 100 år	72
4.1.3	Sammenlikningen av dagens situasjon og situasjonen om 100 år	73
4.1.4	Frakobling av takvann	74
4.1.5	Fordrøyning	76
4.1.6	Økning av rørdimensjoner	78
4.1.7	Sammenlikning av tiltak	80
4.2	Økonomisk analyse	83
4.2.1	Sammenlikning av dagens situasjon og situasjonen om 100 år	83
4.2.2	Frakobling av takvann	83

4.2.3	Fordrøyning	84
4.2.4	Økning av rørdimensjon	85
4.2.5	Sammenlikning av tiltakene	87
4.3	Dansk metode	89
5	Diskusjon.....	93
5.1	Usikkerhet i bakgrunns materialet	93
5.1.1	Nedbørsdata.....	93
5.1.2	Kartdata og data om ledningsnett.....	93
5.2	Usikkerhet i SSA-modellen	94
5.2.1	Hydrologisk beregningsmetode.....	94
5.2.2	Inngangsparametere	95
5.2.3	Kalibrering	95
5.2.4	Begrensninger.....	96
5.3	Vurdering av metode	96
5.4	Vurdering av resultat	98
5.4.1	Hydraulisk analyse	99
5.4.2	Økonomisk analyse	100
6	Konklusjon	101
6.1.1	Videre arbeid	102
7	Referanser.....	105
	Vedlegg A: Nedbørshyetogram.....	i
	Vedlegg B: Resultater fra følsomhetsanalysen	ii
	Vedlegg C: Justeringer i SSA-modellen ved simulering av tiltak	v
	Vedlegg D: Eksempel på sluttrapport fra simulering i SSA	xi

Figurliste

Figur 2-1: Estimat av jordas gjennomsnittlige årlige globale energibalanse (Kiehl & Trenberth 1997).....	4
Figur 2-2: Utslipp av karbondioksid for de ulike utslippsscenarioene (Pachauri et al. 2014). ..	5
Figur 2-3: Utviklingen av nedbør for Østfold i perioden 1900-2100. Verdiene viser avvik (%) fra perioden 1971-2000. Svart kurve viser observasjoner fra perioden 1990-2014, mens rød kurve viser medianverdi fra en rekke framskrivningssimuleringer (Norsk klimaservicesenter 2016).....	7
Figur 2-4: Vannets kretsløp (Ødegaard et al. 2014).....	8
Figur 2-5: Avrenningseffekten over tid som funksjon av fortetting (Butler & Davies 2010). ..	9
Figur 2-6: a. Fellessystem b. Separatsystem (Ødegaard et al. 2014). ..	11
Figur 2-7: Prinsippet for sammenhengen mellom gjentakintervall og kostnader, fritt etter Winther et al. (2006). ..	12
Figur 2-8: Klimaendringenes effekt på regnintensitet og gjentakperiode for regn (Lindholm et al. 2009).....	14
Figur 2-9: «Treleddstrategi» for håndtering av nedbør (Lindholm et al. 2008).....	22
Figur 2-10: Prinsippskisse for oppbyggingen av et grønt tak (Åstebøl et al. 2013). ..	23
Figur 2-11: Infiltrasjonssone i boligbebyggelse med tette jordmasser (Åstebøl et al. 2013)...	24
Figur 2-12: Prinsippskisse av et regnbed (Paus 2015). ..	25
Figur 2-13: Prinsippskisse av et åpent vått basseng med permanent vannspeil, som tilføres overvann fra vei (Åstebøl et al. 2013).....	26
Figur 2-14: Fremstilling av avrenningsberegning for EPA SWMM metoden (Autodesk Inc. 2014).....	32
Figur 2-15: Alternativer for håndtering av oversvømt vann i SSA (Autodesk Inc. 2014).....	35
Figur 3-1: Oversiktsbilde over område som skal studeres. De svarte linjene viser avgrensingene for området nord og øst for jernbanestasjonen, de blå linjene viser separate overvannsrør og de rød linjene viser fellesavløpsledninger.	37
Figur 3-2: Arealfordeling i nedslagsfeltet.	39
Figur 3-3: Infiltrasjonsevne i området (Norges geologiske undersøkelse 2016).	40
Figur 3-4: SSA-modellens oppbygning.....	41
Figur 3-5: SSAs oversikt over avrenningskoeffisienter for ulike områdetyper, returperioder, helninger og jordtyper (Autodesk Inc. 2014).	43

Figur 3-6: Eksempel på utregning av gjennomsnittlig avrenningskoeffisient for et delfelt i området.....	43
Figur 3-7: Logaritmiske IVF-kurver for målestasjon 3810 Askim II, periode:1968-2012 (eKlima 2016).	44
Figur 3-8: Konstruert symmetrisk nedbørshyetogram for et 60 minutters regn med 20-års gjentakintervall.	49
Figur 3-9: Metode for å beregne ekvivalent bredde i SSA (Autodesk Inc. 2014).	50
Figur 3-10: Ledningsstrekking som er brukt i følsomhetsanalysen.	53
Figur 3-11: Følsomheten for de ulike parameterne i modellen i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).	54
Figur 3-12: Symmetriske nedbørshyetogram for et 60 minutters regn med 20-års gjentakintervall, med og uten klimafaktor.....	55
Figur 3-13: Symmetriske nedbørshyetogram for et 60 minutters regn med 100-års gjentakintervall uten klimafaktor og 20-års gjentakintervall med klimafaktor.....	56
Figur 3-14: Avrenning fra et delfelt med og uten tiltak og beregning av minste nødvendige fordrøyningsvolum.	62
Figur 3-15: Avrenning med og uten tiltak og beregning av fordrøyd volum.....	63
Figur 3-16: Prinsippet for stigende klimatillegg.	66
Figur 3-17: Gjennomsnittlige skadekostnader på bolig og interiør som funksjon av flomtype i Trondheim (NORVAR 2004).....	67
Figur 3-18: Fiktivt eksempel på observerte skadekostnader i Roskilde og Aalborg ved ulike nedbørshendelser (Arnbjerg-Nielsen et al. 2007).....	69
Figur 4-1: Sammenlikning av totalt oversvømt volum for nedbørshendelser med og uten klimatillegg.....	73
Figur 4-2: Sammenlikning av antall oversvømte kummer for nedbørshendelser med og uten klimatillegg.....	74
Figur 4-3: Sammenlikning av totalt oversvømt volum for nedbørshendelser med og uten klimatillegg, med og uten frakobling av takvann.....	76
Figur 4-4: Sammenlikning av totalt oversvømt volum for nedbørshendelser med og uten klimatillegg, med og uten implementering av fordrøyningstiltak.....	78
Figur 4-5: Sammenlikning av nedbørintensitet for regn med 20-års gjentakintervall uten klimatillegg og 2- og 5-års gjentakintervall med klimatillegg.	79
Figur 4-6: Sammenlikning av totalt oversvømt volum for nedbørshendelser med og uten klimatillegg, med og uten økning av rørdimensjoner.	80

Figur 4-7: Sammenlikning av totalt oversvømt volum ved implementering av ulike tiltak ved ulike nedbørshendelser.	81
Figur 4-8: Sammenlikning av tilbakeholdelseeffekt for de ulike tiltakene ved ulike nedbørshendelser.	81
Figur 4-9: Sammenlikning av tilbakeholdt volum ved ulike nedbørshendelser for de ulike tiltakene.	82
Figur 4-10: Totale skadekostnader ved implementering av ulike tiltak sammenliknet med dagens situasjon.	87
Figur 4-11: Økonomisk sammenlikning av de ulike tiltakene.	88
Figur 4-12: Antall skadde hus og bygninger ved ulike gjentakintervall i dagens nedbørsituasjon. Den logaritmiske trendlinjen representerer grunnlaget for ekstrapolering og interpolering av resultatene.	89
Figur 5-1: Tre hydrogrammer beregnet med bakgrunn i verdier fra tre ulike målestasjoner ved samme regnhendelse (Lindholm 2015e).	93

Figurer i Vedlegg A:

Figur A - 1: Nedbørshyetogrammer for et 60 minutters regn med ulike gjentakintervall, med og uten klimafaktor.	i
---	---

Figurer i Vedlegg B:

Figur B - 1: Modellens følsomhet for endring i ruhetskoeffisienten for rør i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).	ii
Figur B - 2: Modellens følsomhet for endring i andel tette flater i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).	ii
Figur B - 3: Modellens følsomhet for endring i ekvivalent bredde i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).	iii
Figur B - 4: Modellens følsomhet for endring i gjennomsnittlig helning i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).	iii
Figur B - 5: Modellens følsomhet for endring i overflateruhet (imp.f.) i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).	iv
Figur B - 6: Modellens følsomhet for endring i gropmagasin (imp.f.) i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).	iv

Figurer i Vedlegg D:

Figur D - 1: Simulering av et 60 minutters regn med 5-års gjentakintervall ved dagens nedbørintensitet. Røde ledninger representerer oppstuvning i ledningen og blå prikker representerer oversvømmelse i kum..... xi

Tabelliste

Tabell 2-1: Anbefalte minimums dimensjonerende hyppigheter for avløpssystemer etter Norsk standard NS-EN 752 fra 1997 og Norsk Vann, fritt etter Lindholm et al. (2008).	13
Tabell 2-2: Typiske verdier for avrenningskoeffisienter i urbane områder, fritt etter Mays (2001).	15
Tabell 2-3: Foreslått prosentandel tette flater og andel deltagende tette flater i ulike områder i byer i forhold til arealbruk, fritt etter Lindholm (2015b).	16
Tabell 2-4: Anbefalte klimafaktorer for ulike gjentakperioder (IDA Spildevandskomiteen 2008).	27
Tabell 2-5: Krav til minimumsverdier for BGF for ulike områdetyper, fritt etter Ardila og de Caprona (2014).	28
Tabell 2-6: Skader og kostnader benyttet i en samfunnsøkonomiske analysen av klimaendringenes konsekvenser på byområder i Danmark (Arnbjerg-Nielsen et al. 2007). ...	29
Tabell 2-7: Oversikt over kostnadsanslag og levetider for tradisjonelle og lokale overvannstiltak, fritt etter (Magnussen et al. 2015).	31
Tabell 3-1: Kapasiteten på overvannssystemet ved bruk av den opprinnelige modellen.	45
Tabell 3-2: Verdier hentet ut fra IVF-kurve fra målestasjon 3810 Askim II.	48
Tabell 3-3: Verdier for symmetrisk nedbørshyetogram.	48
Tabell 3-4: Inngangsdata for den nye modellen (EPA SWMM).	49
Tabell 3-5: Nedbørintensitet for et regn 20-års gjentakintervall ved ulike regnvarigheter, med og uten klimafaktor.	55
Tabell 3-6: Metode for å anslå antall nedbørshendelser for ulike gjentakintervall i løpet av 100 år (Bekkum 2012; Myking 2012).	58
Tabell 3-7: Sammenheng mellom forventet gjentakintervall og forventet skadeomgang for de 9 hendelsene som forventes å gi skade i løpet av en observasjonsperiode på 90 år (Arnbjerg-Nielsen et al. 2007).	70
Tabell 4-1: Antall oversvømte kummer og totalt oversvømt volum [m ³] ved dagens nedbørintensitet for ulike gjentakintervall.	71
Tabell 4-2: Antall oversvømte kummer med oversvømmelsesvolum ≥ 10 m ³ og antall skadde hus og bygninger ved dagens nedbørintensitet for ulike gjentakintervall.	72
Tabell 4-3: Antall oversvømte kummer og totalt oversvømt volum [m ³] ved 50 % klimatillegg for ulike gjentakintervall.	72

Tabell 4-4: Antall oversvømte kummer med oversvømmelsesvolum $\geq 10 \text{ m}^3$ og antall skadde hus og bygninger ved 50 % klimatillegg for ulike gjentaksintervall.	73
Tabell 4-5: Sammenlikning av antall oversvømte kummer for nedbørhendelser med og uten klimatillegg, med og uten frakobling av takvann.....	74
Tabell 4-6: Sammenlikning av antall skadde hus og bygninger for nedbørhendelser med og uten klimatillegg, med og uten frakobling av takvann.....	75
Tabell 4-7: Sammenlikning av antall oversvømte kummer for nedbørhendelser med og uten klimatillegg, med og uten implementering av fordrøyningsbasseng.	76
Tabell 4-8: Sammenlikning av antall skadde hus og bygninger for nedbørhendelser med og uten klimatillegg, med og uten implementering av fordrøyningsbasseng.	77
Tabell 4-9: Sammenlikning av antall oversvømte kummer for nedbørhendelser med og uten klimatillegg, med og uten økning av rørdimensjoner.	78
Tabell 4-10: Sammenlikning av antall skadde hus og bygninger for nedbørhendelser med og uten klimatillegg, med og uten økning av rørdimensjoner.....	79
Tabell 4-11: Totale skadekostnader uten implementering av klimatilpasningstiltak.....	83
Tabell 4-12: Totale skadekostnader ved frakobling av takvann.....	84
Tabell 4-13: Netto nåverdiberegning ved frakobling av takvann.	84
Tabell 4-14: Totale skadekostnader ved implementering av fordrøyningsvolumer.....	85
Tabell 4-15: Netto nåverdiberegning ved implementering av fordrøyningsvolumer.....	85
Tabell 4-16: Totale skadekostnader ved økning av rørdimensjoner.	86
Tabell 4-17: Netto nåverdiberegning ved økning av rørdimensjoner.	86
Tabell 4-18: Investeringskostnad, kostnadsbesparelse og lønnsomhet for de ulike tiltakene..	87
Tabell 4-19: Sammenheng mellom forventet gjentaksintervall og forventet skadeomfang fra den danske metoden, sammenliknet med forventet antall skadde hus og bygninger i Mysen ved de samme gjentaksintervallene.....	90

Tabeller i Vedlegg C:

Tabell C - 1: Delfelt som ble endret for å simulere frakobling av takvann. Bidrag fra tak på boliger ble satt til 0.....	v
Tabell C - 2: Delfelt som ble endret for å simulere implementering av fordrøyningsbasseng. Ekvivalent bredde ble satt til 10 % av opprinnelig verdi og helning ble satt til 0,5 %.	vi

Tabell C - 3: Ledninger som ble endret for å simulere økning av rørdimensjoner. Diameterne ble økt slik at nedslagsfeltet tåle belastningen fra et 60 minutters regn med 20-års gjentaksintervall. vii

Liste over forkortelser

AR5	The Fifth Assessment Report (av IPCC)
BGF	Blågrønn faktor
EPA	Environmental Protection Agency
ESD	Empirical-Statistical Downscaling
FN	De Forente Nasjoner
IDA	Ingeniørforeningen (i Danmark)
IPCC	Intergovernmental Panel on Climate Change
IVF	Intensitet Varighet Frekvens
LOD/LOH	Lokalovervannsdiskonering/lokalovervannshåndtering
MRM	The Modified Rational Method
NGU	Norges geologiske undersøkelse
NORVAR	Tidligere Norsk Vann
NS-EN	Norsk standard som også er en europeisk standard
pbl	Plan- og bygningsloven
RCM	Regional Climate Model
RCP	Representative Concentration Pathways
ROS	Risiko og sårbarhet
SI	The International System of Units
SSA	(Autodesk) Storm and Sanitary Analysis
SUDS	Sustainable drainage systems
SWMM	Storm Water Management Model
UNEP	United Nations Environment Programme
VA	Vann og avløp
WMO	World Meteorological Organization

1 Innledning

Klimaendringer og urbanisering vil i årene som kommer føre til utfordringer knyttet til økning i overflateavrenningens intensitet og volum. Dersom overvannet ikke håndteres på en god måte vil dette kunne føre til flere oversvømmelseshendelser og økt skadeomfang på bygninger og infrastruktur, og videre være en helserisiko. Når nye områder skal bygges ut eller ledningsnett skal fornyes vil det derfor være hensiktsmessig å bruke lokal overvannshåndtering (LOH eller LOD) alene eller i kombinasjon med det konvensjonelle avløpssystemet, for å sikre en god overvannshåndtering. Lokal overvannshåndtering vil være et positivt blågrønt element i bymiljøet, og vil bidra til å infiltrere og fordrøye overflateavrenningen «på stedet». På denne måten utnyttes overvannet som en ressurs, i stedet for å sees på som et problem.

Den økende faren for flere oversvømmelser og flomhendelser fører til et økt behov for avanserte metoder for å finne optimale løsninger på overvannsproblemene. Dette kan for eksempel være ved bruk av modelleringsverktøyer, hvor man prøver å etterligne de virkelige fysiske forholdene i et nedslagsfelt ved å bruke matematiske modeller.

1.1 Bakgrunn

Eidsberg kommune ønsker å se på relevante LOD-tiltak for videre utbygging av overvannssystemet Mysen, samt hvilken effekt de vil ha.

Norconsult har opprettet en overvannsmodell i det hydrologiske og hydrauliske modelleringsprogrammet Autodesk Storm and Sanitary Analysis (SSA) av nedslagsfeltet i Mysen i forbindelse med et tidligere oppdrag. Denne modellen vil være grunnlaget for simuleringer og analyser i denne oppgaven. Kommunedelplanen for Mysen og andre overordnede dokumenter vil også bli tatt hensyn til.

I denne oppgaven vil det ikke være fokus på overvannshåndterings forurensningsperspektiv og LOD-tiltakenes renseseffekt.

1.2 Formål

Oppgavens formål er å øke forfatterens kunnskap om klimaendringenes hydrauliske og kostnadmessige påvirkning på det urbane avløpssystemet, og bærekraftige tiltak som kan avbøte disse endringene. Det er også et ønske om at Eidsberg kommune skal kunne bruke resultatene som et grunnlag i sin fremtidige planlegging for utbygging av Mysen.

1.3 Problemstilling

Oppgaven søker å svare på følgende spørsmål:

- Hva er den maksimale kapasiteten på ledningsnettet i dag, og hvordan vil klimaendringene påvirke denne kapasiteten i fremtiden?
- Hvilke LOD-tiltak kan avbøte skadene grunnet klimaendringer, og hvor mye avrenning klarer tiltakene å holde tilbake?
- Vil implementeringen av LOD-tiltak være kostnadseffektivt?

1.4 Fremgangsmåte og struktur

Oppgaven er delt inn i seks hovedkapitler. Det første kapitlet består av en kort introduksjon til oppgaven, dens formål og problemstilling. Teorikapitlet er resultatet av et litteraturstudium rundt temaer som synes å være relevant for oppgaven og en beskrivelse av SSA. I metodekapitlet presenteres Mysens avløpssystem og geografiske forhold, samt Eidsberg kommunes tanker om vann og avløp i kommunen. Kapitlet inneholder også en beskrivelse av modellens oppbygning og forklaringer på hvilke justeringer som ble gjort, og en beskrivelse av alle metodene, forutsetninger og antagelser som ble gjort for å komme frem til resultatene som er presentert i kapittel 4. Analysene er delt inn i en hydraulisk og en økonomisk del for å svare på de to delene av problemstillingen. Diskusjonskapitlet tar for seg en diskusjon av ulike deler av oppgaven; bakgrunnsmateriale, usikkerhet i modellen og en vurdering av resultat og metode. Til sist kommer en konklusjon knyttet til resultatet og problemstillingen, samt forslag til videre arbeid.

2 Teori

2.1 Klima

Meteorologisk institutt (2016b) forklarer begrepet klima som «*en beskrivelse av gjennomsnittsværet på ett sted eller område, slik det fremkommer når enkeltobservasjoner bearbeides statistisk etter internasjonale retningslinjer*». Forskjellen mellom vær og klima kan defineres ut i fra tidsperiode; været beskriver forholdene i atmosfæren over en kort tidsperiode, mens klima beskriver hvordan forholdene i atmosfæren endres over en relativt lang tidsperiode (Shepherd et al. 2005). For at observasjonene av vær og klima over hele verden skal kunne sammenliknes er det opprettet «standard normalperioder». Disse «standard normalperiodene» går over 30 år, 1901-1930, 1931-1960, 1961-1990 osv., og er basert på målte middelerverdier i den gitte normalperioden (Meteorologisk institutt 2016a).

2.1.1 Det globale klimasystemet

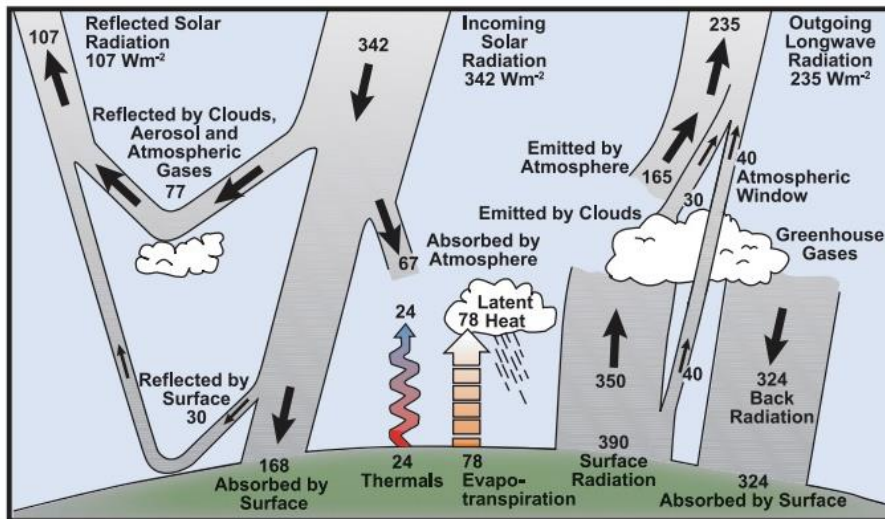
Klimasystemet er et komplekst, interaktivt system, som består av atmosfæren, landarealer, snø og is, hav og andre vannforekomster og levende organismer. Intern dynamikk og ytre påvirkning bidrar til at klimasystemet utvikler seg over tid. Ytre påvirkning inkluderer naturlige fenomener som vulkanutbrudd og forandring i solinnstråling, men også menneskeskapte endringer. Solstråling er drivkraften til klimasystemet, og en endring av denne vil påvirke klimaet.

Jordas strålingsbalanse, som illustrert i Figur 2-1, kan endres ved å:

- Endre solinnstrålingen. For eksempel ved å endre jordas bane eller solens egenskaper.
- Endre mengden reflektert stråling fra solen. For eksempel på grunn av endring i atmosfærens sammensetning eller forandring i vegetasjon.
- Endre den langbølgede utstrålingen fra jorden. For eksempel ved å endre klimagasskonsentrasjonen i atmosfæren.

Klima responderer direkte og indirekte til slike endringer i strålingsbalansen, i form av endring i ulike mekanismer som for eksempel vind, regn og temperatur (Le Treut et al. 2007).

For inntil noen hundre år siden hadde endringene i strålingsbalansen naturlige årsaker, men ifølge FNs klimapanel (IPCC) er menneskelig aktivitet hovedårsaken til økt temperaturostigning siden 1950 (Hanssen-Bauer et al. 2015).



Figur 2-1: Estimert av jordas gjennomsnittlige årlige globale energibalanse (Kiehl & Trenberth 1997).

2.1.2 Klimaendringer

Klimaendringer beskriver endring i forventet værmønster, og kan defineres som forskjellen mellom klimaforholdene ved to ulike tidspunkt. Klimaet kan endres på forskjellige måter og over ulike tidsperioder og geografiske områder. De siste årene har klimaendringer fått mye oppmerksomhet på grunn av den menneskeskapte globale oppvarmingen (Buchdal & Hare 2000).

IPCC

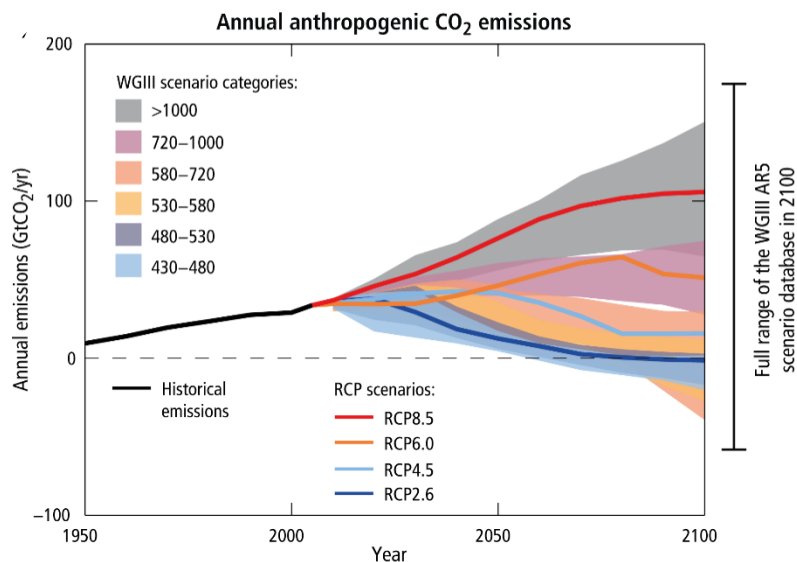
FNs klimapanel (IPCC) ble opprettet i 1988 av FNs miljøprogram (UNEP) og den meteorologiske verdensorganisasjonen (WMO). IPCC består av forskere fra hele verden, som samler inn og vurderer fagkunnskap om klima og klimaendringene, samt deres miljømessige og samfunnsøkonomiske konsekvenser. Siden 1990 har de publisert fem hovedrapporter (IPCC 2016).

Observerte globale klimaendringer

I 2013 og 2014 la IPCC frem sin femte hovedrapport AR5. I rapporten er det dokumentert at det globale klimasystemet har opplevd voldsomme endringer siden 1950-tallet; atmosfæren og havene har blitt varmere, mengden snø og is har sunket, antall ekstremværhendelser har økt og havnivået har steget. Hovedårsaken er mest sannsynlig den økte konsentrasjonen av karbondioksid, metan og lystgass i atmosfæren, samt andre menneskeskapte klimagasser (Pachauri et al. 2014).

Globale klimaframskrivninger

AR5 tar for seg risiko og konsekvens av fremtidige klimaendringer frem til 2100. IPCC har laget fire ulike utslippsscenarioer, The Representative Concentration Pathways (RCPer), basert på befolkningsstørrelse, økonomi, livsstil, energiforbruk, arealforbruk, teknologi og klimapolitikk. De ulike utslippsscenarioene, presentert i Figur 2-2, omfatter RCP2.6, som beskriver et lavutslippsscenario med omfattende tiltak hvor målet om å holde seg under en temperaturøkning på 2 °C opprettholdes, RCP4.5 og RCP6.0, to scenarioer med midlere utslipp, og RCP8.5, som beskriver en situasjon med et høyt utslipp av klimagasser (Pachauri et al. 2014). Dersom tiltak mot klimaendringene ikke blir igangsatt kan man forvente en utvikling mellom RCP6.0 og RCP8.5. (Miljødirektoratet 2014).



Figur 2-2: Utslipp av karbondioksid for de ulike utslippsscenarioene (Pachauri et al. 2014).

Nedenfor er noen av de estimerte klimaframskrivningene fra AR5 (Pachauri et al. 2014) gjengitt. Framskrivningene vil variere og avhenger av hvilket utslippsscenario og hvilken del av verden som legges til grunn.

- Den globale gjennomsnittstemperaturen vil mest sannsynlig øke med 0,3 til 4,8 °C.
- Områdene på høyere liggende breddegrad og fuktige områder langs ekvator vil sannsynligvis oppleve en økning i årsmiddel nedbør, mens nedbørsmengden i subtropiske tørre områder forventes å avta.
- Det forventes at polområdene vil oppleve en reduksjon i is- og snødekke.
- Det gjennomsnittlige havnivået vil mest sannsynlig stige fra 0,26 til 0,82 m, som er mye raskere enn tidligere antatt.

I urbane områder forventes det at klimaendringene vil føre til økt risiko for ekstremnedbør, flom, skred, luftforurensning, vannmangel, tørke, vannmangel, havnivåstigning og stormflo. Landlige områder forventes å oppleve store problemer med vanntilgjengelighet og –forsyning, matsikkerhet, infrastruktur og jordbruksinntekter, som følge av endringer i landbruksarealene (Pachauri et al. 2014). Det vil være de marginaliserte gruppene og de fattigste menneskene som rammes hardest av klimaendringene (Miljødirektoratet 2014).

2.1.3 Klimaet i Norge

De globale klimaendringene vil kun være en pekepinn for klimaets utvikling i global sammenheng. Dersom man ønsker å si noe om klimaendringer og -framskrivninger i et land eller et område må det avgrenses til et regionalt nivå.

Strålingsbalansen i Norge er negativ, fordi landet ligger så langt mot nord, men vind- og havstrømmer er med på å tilføre landet energi. Det er endring i disse sirkulasjonsmønstrene som vil føre til de største endringene av det regionale klimaet i Norge (Hanssen-Bauer et al. 2015).

Klimaet i Norge er preget av store lokale variasjoner som skyldes landets geografiske forhold med dalpartier, høye fjelltopper og dype fjorder som viktige faktorer (Dannveig & Harstveit 2013). Årsmiddeltemperaturen har store regionale variasjoner. Kysten av Sør-Norge har den høyeste middeltemperaturen på 7 °C, mens høyfjellet har den laveste middeltemperaturen på -4 °C (Hanssen-Bauer et al. 2015). Midlere årsnedbør for Norge er 1500 mm, men de regionale variasjonen er store. I fjellpartiene litt inn fra kysten på Vestlandet er normal årsnedbør flere steder over 4000 mm, mens det i indre deler av Finnmark og noen områder nord på Østlandet er normalt med årsnedbør mindre enn 400 mm (Sæterbø et al. 2010).

Observerte klimaendringer i Norge

Fra 1990 til 2014 har årsmiddeltemperaturen økt med ca. 1°C. Innenfor denne perioden har det vært store variasjoner, men temperaturstigningen de siste 40 årene skiller seg ut. Den gjennomsnittlige årsnedbøren har siden år 1990 økt over hele Norge med en gjennomsnittlig økning på ca. 18 %. Den største økningen er i Østfold med hele 27 %. I tillegg har regnet med kort varighet vist en økning i både intensitet og hyppighet de senere årene. Den observerte temperaturøkningen har ført til økt vannføring og fremskyvning av vårflommen. Det er ikke observert noen trend når det gjelder størrelse på flommene, men regnflommene har vist en økt hyppighet de siste tiårene. Dette samsvarer med økningen i ekstremnedbør. Områdene med

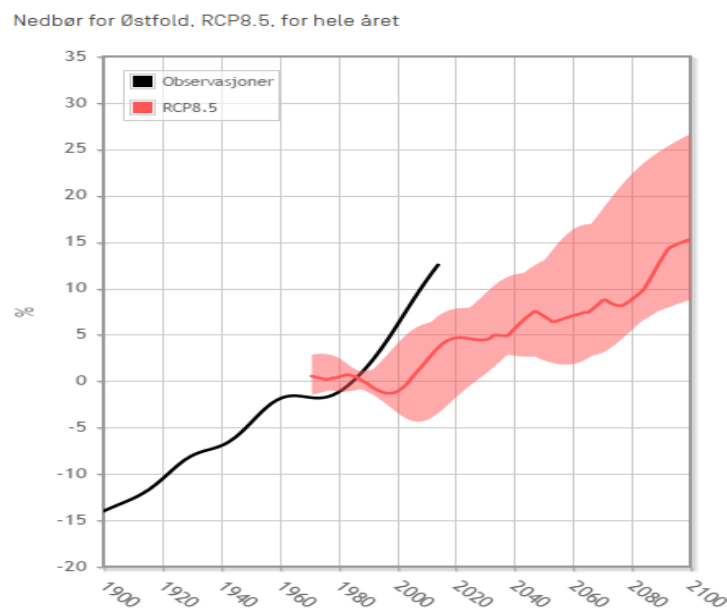
permafrost dekker i dag kun 6 % av de norske landområdene, og de fleste isbreene i landet er nå mindre enn de har vært på flere hundre år (Hanssen-Bauer et al. 2015).

Regionale klimaframskrivninger for Norge

Hanssen-Bauer et al. (2015) tar i sin rapport om klimaframskrivninger for Norge utgangspunkt i fortsatt raskt økende klimagassutslipp. Nedenfor vil hovedkonklusjonen fra rapporten gjengis. Framskrivningene er basert på globale klimamodeller, men for å si noe om de regionale klimaframskrivningene i Norge har de globale modellene blitt nedskalert ved bruk av to ulike metoder. Den første metoden, ESD, bygger på empiriske statistiske modeller og den andre, RCM, bygger på fysisk-dynamiske modeller.

Rapporten tar for seg tre av de ulike utslippsscenarioene beskrevet av IPCC; RCP2.6, RCP4.5 og RCP8.5, som tidligere nevnt representerer henholdsvis lite, middels og høyt utslipp av klimagasser. Referanseperioden er 1971-2000 (Hanssen-Bauer et al. 2015).

- Den midlere årstemperaturen vil ha en økning på 3,3 til 6,4 °C.
- Den midlere årsnedbøren vil ha en økning på 7 til 23 %. Det vil bli flere og kraftigere regneepisoder og regnflommene vil bli større og hyppigere. Utviklingen av nedbør i Østfold er vist i Figur 2-3.
- På høyfjellet vil snømengden bli større, mens snømengden i lavtliggende områder kan bli helt borte. Flere av isbreene vil forsvinne, og de som blir igjen vil bli mindre.



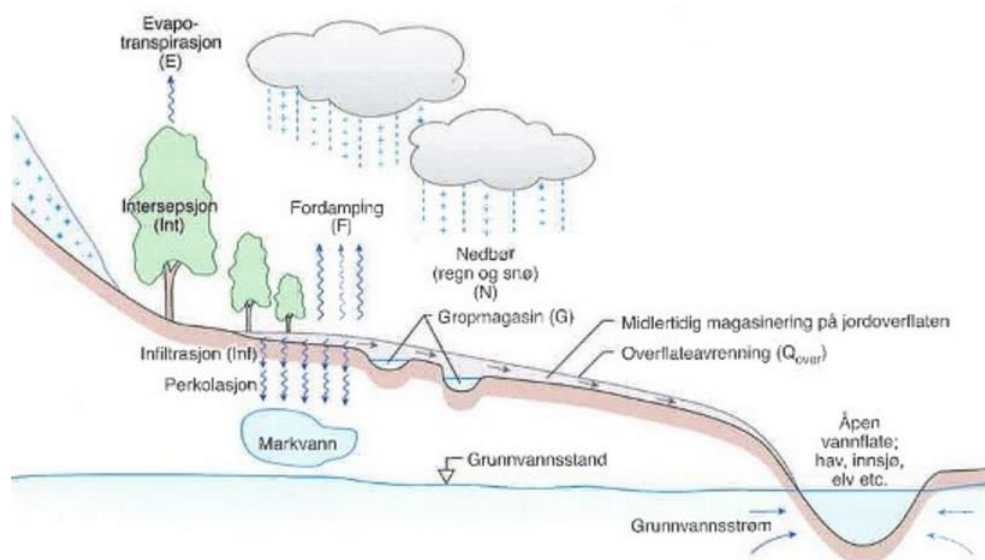
Figur 2-3: Utviklingen av nedbør for Østfold i perioden 1900-2100. Verdiene viser avvik (%) fra perioden 1971-2000. Svart kurve viser observasjoner fra perioden 1990-2014, mens rød kurve viser medianverdi fra en rekke framskrivningssimuleringer (Norsk klimaservicesenter 2016).

Usikkerhet ved framskrivning av klima

Framskrivning av klimaet er veldig usikkert. Det er vanskelig å si noe om de fremtidige menneskeskapte utslippene, men ved å lage utslippsscenarioer prøver man å kompensere for denne usikkerheten. Når det gjelder naturlige klimavariasjoner vil klimamodellene i stor grad kunne simulere de interne variasjonene i klimasystemet, men det er vanskelig å si noe om variasjonene i de naturlige klimaforandringene. Det vil også være knyttet usikkerhet til selve klimamodellen, selv om det brukes flere modeller med ulike feil og forenklinger. Visse prosesser kjenner man ikke til, og kan derfor ikke tas hensyn til (Hanssen-Bauer et al. 2015).

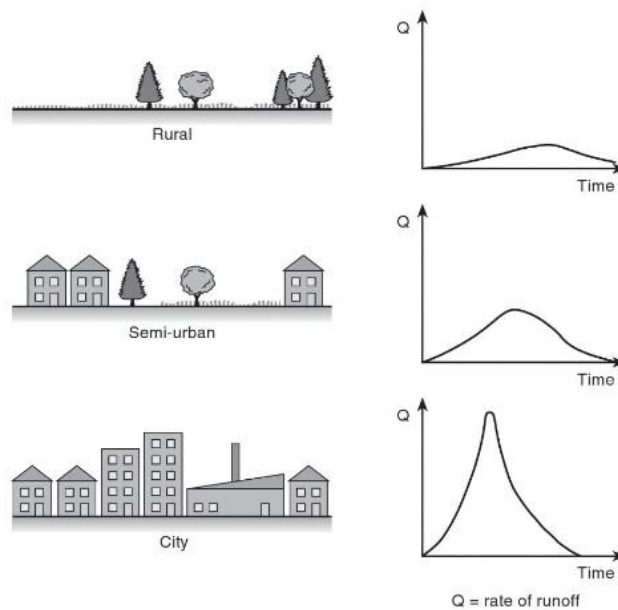
2.2 Urbanhydrologi

Ødegaard et al. (2014) beskriver hydrologi som «læren om vannets forekomst, egenskaper, kretsløp og vekselvirkning med omgivelsene». Figur 2-4 illustrerer de ulike hydrologiske prosessene som foregår over og under jordoverflaten gjennom vannets kretsløp.



Figur 2-4: Vannets kretsløp (Ødegaard et al. 2014).

Urbanhydrologi omhandler den delen av hydrologien som er knyttet til bebygde (urbane) områder. Økt urbanisering og bebygging vil påvirke vannets naturlige kretsløp gjennom økt andel impermeable flater, dvs. flater som er vanskelig for vannet og trenge igjennom. Dette vil gi hydrologiske effekter i form av raskere og mer intensiv overflateavrenning, som vist i Figur 2-5, redusert infiltrasjon og fordampning og senkning av grunnvannstanden. Disse effektene i kombinasjon med klimaendringene vil føre til flere utfordringer som for eksempel økt fare for oversvømmelser, setningsskader på hus, økt påkjenning på resipienten og kapasitetsproblemer for avløpssystemet (Noregs vassdrags- og energidirektorat 2015).



Figur 2-5: Avrenningseffekten over tid som funksjon av fortetting (Butler & Davies 2010).

Når det gjelder overvannshåndtering er det mest interessant å se på overflateavrenning, infiltrasjon og evapotranspirasjon. Overflateavrenning beskriver hvordan vannet beveger seg på jordoverflaten, og påvirkes av de hydrologiske prosessene og jordoverflatens egenskaper som helning og permeabilitet. Prosessen hvor vannet beveger seg fra jordoverflaten og ned i grunnen kalles infiltrasjon. Ved kraftig nedbør vil jordens evne til å infiltrere vann overskrides, noe som vil påvirke overflateavrenningen. Evapotranspirasjon er prosessen der vann flyttes gjennom vegetasjon og fordampes til atmosfæren. Denne prosessen er avhengig av faktorer som temperatur, luftfuktighet, vind, lufttrykk, type vegetasjon osv. (Ødegaard et al. 2014). Økt andel impermeable flater vil redusere den naturlige infiltrasjonen og evapotranspirasjonen. Hensikten med å implementere LOD-tiltak i nedslagsfelt er å redusere overflateavrenningen ved å øke infiltrasjon og evapotranspirasjon i vannbalanselikningen:

$$P = Q + E + I + X \pm \Delta S \quad 2-1$$

hvor P er nedbør, Q er avrenning, E er evapotranspirasjon, I er infiltrasjon, X er andre tap (blant annet intersepsjon¹ og gropmagasinering²) og ΔS er endring i nedslagsfeltet (Hannes 2013).

¹ Med intersepsjon menes mengden nedbør som ikke når bakken, men som blir igjen i vegetasjonen ol.

² Bøyum et al. (1997) definerer et felts gropmagasin som «summen av det vannet som fanges opp i mindre sprekker og groper på overflaten, og som holdes tilbake inntil det infiltreres og/eller evaporeres». Kan også betegnes som overflatelagring.

2.3 Det urbane avløpssystemet

Avløpssystemer er nødvendige i urbane områder på grunn av menneskelig påvirkning på vannets naturlige kretsløp. Den menneskelige påvirkningen har to hovedformer: utnyttelse av vann til bruk i vannforsyningen og økt andel impermeable flater som leder vannet vekk fra det naturlige dreneringssystemet. Dette gir opphav til to typer avløpsvann som krever håndtering: spillvann og overvann (Butler & Davies 2010).

Spillvann er forurenset vann fra hovedsakelig boliger, industri og andre institusjoner, som kan være en risiko for helse og miljø dersom det ikke håndteres riktig. Overvann er i hovedsak regn- og smeltevann fra utbygde områder som avledes på overflaten. Dersom overvannet ikke håndteres på en forsvarlig måte vil det kunne føre til oversvømmelser og ødeleggelser, og videre være en helserisiko. Det overordnede målet til avløpssystemet er å minimere risiko for helse og miljø ved å anlegge gode transportsystemer (Butler & Davies 2010).

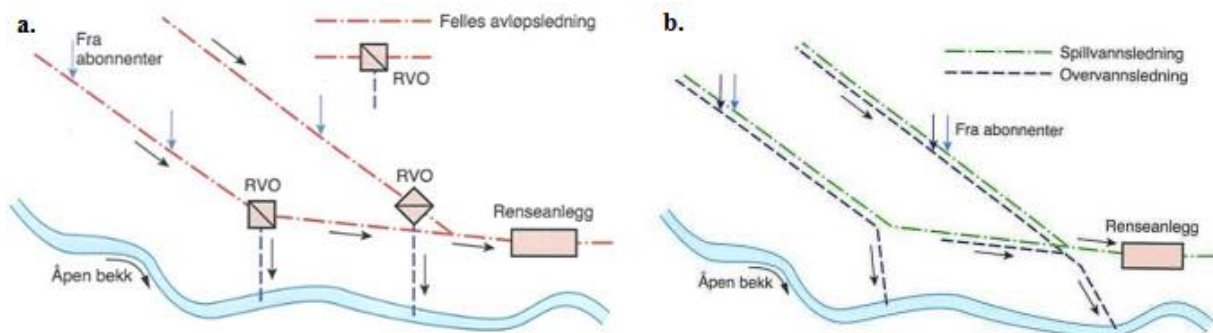
Avløpssystemene dimensjoneres for spillvann og overvann, men det er også viktig å ta hensyn til fremmedvann³. I norske avløpssystemer har man målt fremmedvannsmengder på 30-60 %, og det er viktig å jobbe for å redusere disse mengdene (Ødegaard et al. 2014).

Transportsystemer for avløpsvann kan i hovedsak deles i to: fellessystem og separatsystem. Figur 2-6a viser oppbygningen av et fellessystem hvor det er én fellesledning for spillvann og overvann. I tørrvær vil alt avløpsvannet transporteres til renseanlegget, men i perioder med mye regn- og smeltevann er det behov for regnvannsoverløp (RVO) som leder deler av vannføringen ut i nærmeste vassdrag eller fjord for å avlaste fellessystemet. Dette kan føre til forurensningsutslipp i vannforekomstene, og økt fare for tilstopping i utløpet fra overløpet til den avskjærende avløpsledningen⁴. En annen ulempe med fellessystem er at det er vanskelig å oppnå selvrensing i tørrvær på grunn av store dimensjoner på rørene. Dette øker sjansen for avleiringer i systemet, som vil redusere rørenes kapasitet og øke faren for kjelleroversvømmelser i omkringliggende bygninger. Fordelene med et fellessystem er at det kun er behov for én avløpsledning og at store deler av forurensingen fra overvannet når renseanlegget. Selv om man ser en synkende trend i bruken av fellessystem i Norge vil

³ Fremmedvann er infiltrasjonsvann og nedbørsavhengig innlekkingsvann, som lekker inn på avløpsledningene på grunn av feilkoblinger, utette skjøter osv.

⁴ Den avskjærende ledningen er ledningen mellom RVO og renseanlegget

systemene trolig alltid være å finne i tettbygde områder med plassmangel og mye trafikk (Ødegaard et al. 2014).



Figur 2-6: a. Fellessystem b. Separatsystem (Ødegaard et al. 2014).

I et separatsystem er det to separate ledninger for spillvann og overvann. Som vist i Figur 2-6b ledes spillvannet til renseanlegget, mens overvannet føres ut i nærmeste vassdrag eller fjord. Den store fordelen med separatsystem er at belastningen på renseanlegget er liten, slik at rensingen av spillvannet forbedres. I tillegg unngår man utslipp fra RVO.

Hovedutfordringen med separatsystem er feilkobling, dvs. at spillvann ledes inn i overvannsledninger og motsatt. Dette kan skape store vanskeligheter og må unngås ved god planlegging og nøyaktig utførelse. Det er også utfordringer knyttet til oppstuvning⁵ av spillvann i gamle felleskummer, da dette kan føre til at forurenset spillvann trenger inn i overvannsledningene og føres urensset ut i vassdraget eller fjorden (Ødegaard et al. 2014).

I dag ønsker man helst å benytte seg av et separatavløpssystem hvor spillvannet ledes i en egen ledning, og at det brukes minst mulig ledninger til overvann. Det er ønskelig at overvannet skal infiltreres til grunnen der det er mulig, og ellers transporteres og fordrøyes på overflaten ved bruk av lokal overvannshåndtering (Lindholm 2014a).

2.3.1 Dimensjonering av avløpssystemet

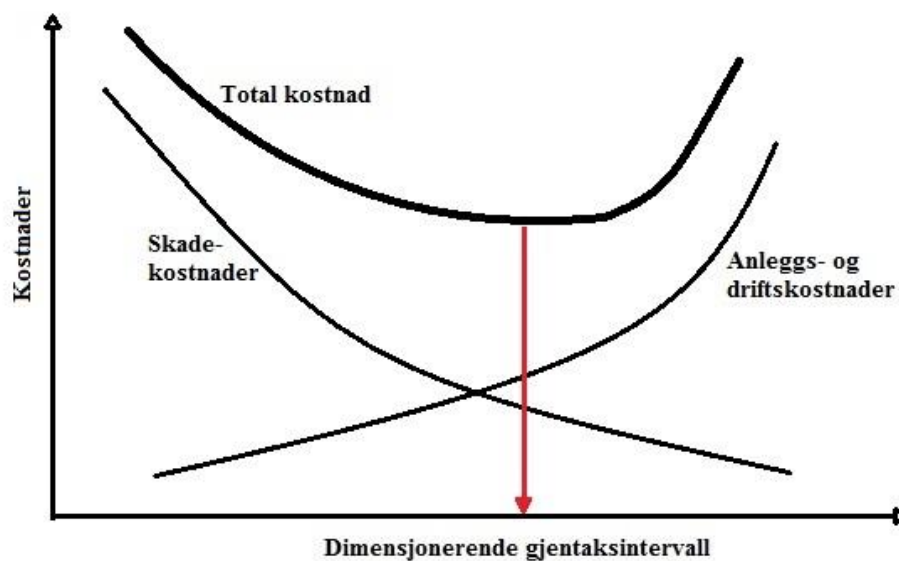
«Et godt ledningsnett skal sikre tilfredsstillende funksjonsevne og lave kostnader til vedlikehold og reparasjoner i et langt perspektiv (over 100 år).» (Ødegaard et al. 2014)

Separat- og fellesavløpssystemer bør dimensjoneres etter optimale gjentakintervall i det aktuelle feltet. Dette bør ideelt sett sees over hele ledningsnettets levetid, og være basert på

⁵ Oppstuvning er en tilstand hvor overvannet (og/eller spillvannet) holdes under trykk i et gravitasjonsløst ledningsnett uten å forlate systemet.

samfunnsøkonomiske betraktninger og bærekraftige løsninger for hvert felt (Lindholm et al. 2008).

Figur 2-7 viser prinsippet for en samfunnsoptimal dimensjonering av avløpsledninger, hvor man sammenlikner kostnader for anlegget og skadekostnader i anleggets levetid. De totale kostnadene legges sammen, og man finner det optimale gjentakintervallet (Winther et al. 2006). Alle kommuner burde ideelt sett utforme slike kurver (Lindholm 2014b).



Figur 2-7: Prinsippet for sammenhengen mellom gjentakintervall og kostnader, fritt etter Winther et al. (2006).

I praksis kan det være veldig komplisert å beregne et slikt optimalt gjentakintervall basert på samfunnsøkonomi og bærekraftige løsninger. Norsk Vann⁶ har derfor utarbeidet en anbefaling for minimums dimensjonerende hyppighet presentert i Tabell 2-1. Denne anbefalingen er som vist i tabellen noe strengere enn standarden NS-EN 752 fra 1997⁷.

⁶ Norsk Vann er en interesseorganisasjon for vannbransjen i Norge, og arbeider blant annet med å gi ut informasjon om vann- og avløpssektorens status og utfordringer, påvirke myndighetene og regelverket og forbedre utdanning og rekruttering innen sektoren.

⁷ NS-EN 752 fra 1997 er en norsk standard som omhandler dimensjonering for avløpssystemer utenfor bygninger. Denne standarden er i dag erstattet av NS-EN 752:2008 *Utvendig stikklednings- og hovedledningssystemer*.

Tabell 2-1: Anbefalte minimums dimensjonerende hyppigheter for avløpssystemer etter Norsk standard NS-EN 752 fra 1997 og Norsk Vann, fritt etter Lindholm et al. (2008).

Dimensjonerende regnskylhyppighet (1 gang i løpet av n år)		Plassering	Dimensjonerende oversvømmelseshyppighet (1 gang i løpet av n år)
Norsk standard NS- EN 752 fra 1997	Norsk Vanns anbefaling		
1	5	Landbruksområder, utkantområder (lavt skadepotensiale)	10
2	10	Boligområder	20
2/5	20	Bysenter, industriområder eller forretningsstrøk (med/uten oversvømmelseskontroll)	30
10	30	Undergrunnsbaner eller –ganger (høyt skadepotensiale)	50

For de anbefalte hyppighetene til Norsk Vann vil ledningsnettene ved dimensjonerende regnskylhyppighet fylles til topp av rør, og oversvømmelsesnivået er satt til et kjellernivå 90 cm over topp av rør i hovedledningsnettene (Lindholm et al. 2008).

I NS-EN 752 er det ikke oppgitt om hyppighetene gjelder for felles- eller separatavløpssystemer, men det antas at den gjelder for begge deler. For de dimensjonerende regnskylhyppighetene vil ledningsnettene fylles til topp rør, og oversvømmelsesnivået er satt til mark- eller kjellernivået (Lindholm et al. 2008).

I tillegg til optimalt gjentakintervall er det nødvendig å se på beregningsmetoder for flom- og oppstuvingsanalyser og inngangsdata for regn, når man skal analysere eller dimensjonere et avløpssystem (Lindholm et al. 2003). Dette vil bli diskutert i delkapittel 2.4.

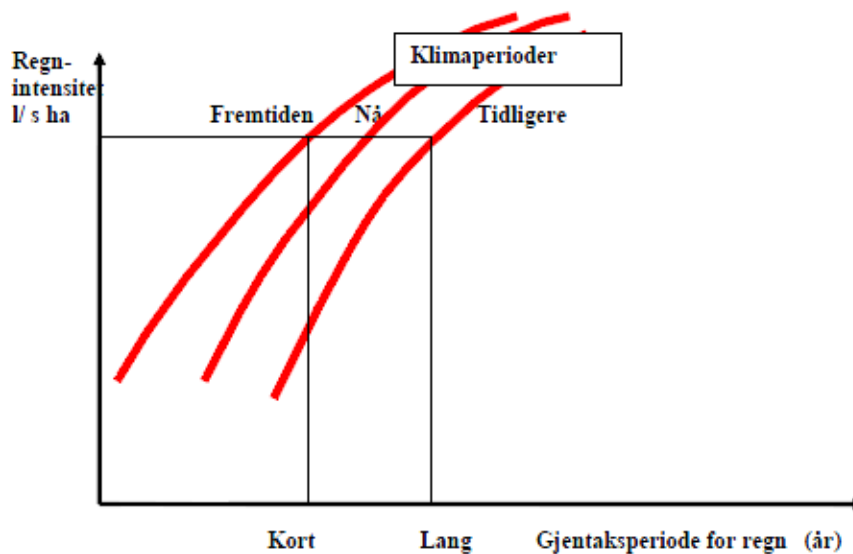
2.3.2 Fremtidens påvirkning på det urbane avløpssystemet

Klimaendringer og fortetting i urbane strøk vil gi økt press og store utfordringer for det urbane avløpssystemet i Norge. Tilpasningen av overvannsanlegg for å unngå skader er derfor blant de største utfordringene vann- og avløpsnettene i Norge vil møte fremtiden. Det må også arbeides for å redusere forurensningsutslippene til sårbare resipienter fra regn- og nødoverløp og lekkasjer fra ledninger (Lindholm 2015d).

I en rapport av Lindholm et al. (2009) presenteres flere funn fra nyere forskning og masteroppgaver, som omhandler endringer i korttidsnedbør på grunn av klimaendringer og hvordan dette har en negativ påvirkning på avløpssystemet i form av oppstuvning og

oversvømmelser⁸. Rapporten sier blant annet at regnintensiteten for de kortvarige, intense regnene vil øke med alt fra 20 til 80 %. Ekstreme nedbørintensiteter vil også øke. Dette vil medføre en voldsom økning i flomvolum, antall eiendommer som blir skadet av flom, verdien av flomskader, antall overløpsutslipp og oppstuing- og oversvømmelseshendelser.

Figur 2-8 illustrerer hvordan klimaendringene vil virke inn på gjentakperioden for regn og regnintensitet. For eksempel vil et regn med 5-års gjentakintervall få en mye større regnintensitet i fremtiden enn det den har i dag, og regn med en regnintensitet på 200 l/s*ha vil inntreffe ved kortere gjentakintervall enn tidligere.



Figur 2-8: Klimaendringenes effekt på regnintensitet og gjentakperiode for regn (Lindholm et al. 2009).

Oppdimensjonering av de konvensjonelle avløpssystemene vil alene være et lite hensiktsmessig og altfor kostbart alternativ for å møte de fremtidige problemene med overflateflommer i urbane områder. Den ideelle løsningen vil være å håndtere vannet på overflaten. Dette ved bruk av LOD-tiltak alene eller i kombinasjon med det konvensjonelle avløpssystemet, for å infiltrere og fordrøye vannet før det når avløpssystemet, og for å sikre trygge flomveier (Lindholm et al. 2008; Villarreal et al. 2004). Slike løsninger vil bli diskutert i delkapittel 2.5.

⁸ Oversvømmelse er en tilstand hvor overvannet (og/eller spillvannet) forlater ledningsnett og legger seg på overflaten. Da er det fare for at vannet blant annet kan trekke inn i bygninger.

2.4 Nedbørs- og avrenningsberegninger

For at ledningsnettets skal kunne dimensjoneres med tilstrekkelig kapasitet er det nødvendig å beregne vannmengdene som er relatert til dimensjonerende regnskylls- og oversvømmelseshyppighet. Til dette formålet kan det benyttes manuelle beregningsmetoder eller hydrologiske avrenningsmodeller.

I denne oppgaven vil Autodesk Storm and Sanitary Analysis (SSA) benyttes. Dette er et omfattende hydrologisk og hydraulisk analyseprogram.

2.4.1 Noen sentrale parametere

Overflatevann og grunnvann (drens- og infiltrasjonsvann) må tas hensyn til når avrenningen fra et nedslagsfelt skal modelleres. Det er da viktig å ha informasjon om sentrale parametere, som påvirker avrenningen.

Avrenningskoeffisienten, ϕ

Avrenningskoeffisienten (ϕ) angir forholdet mellom nedbør og avrenning i et område (Ødegaard et al. 2014). Dette er en sentral parameter når overflateavrenningen skal beregnes, og variasjoner i denne gir ofte store utslag i hydrologiske avrenningsmodeller.

Avrenningskoeffisienten avhenger av type område, jord- og vegetasjonstype og helningen i området, samt nedbørshendelsens intensitet og varighet (Butler & Davies 2010). Typiske verdier for ulike flater og områder er vist i Tabell 2-2.

Tabell 2-2: Typiske verdier for avrenningskoeffisienter i urbane områder, fritt etter Mays (2001).

Overflatetype	ϕ	Type område	ϕ
Tak	0,80-0,90	Sentrum	0,70-0,90
Asfalterte veger og gater	0,70-0,80	Blokkbebyggelse	0,40-0,60
Grusveger	0,40-0,60	Rekkehusområde	0,30-0,40
Plen	0,05-0,10	Åpne eneboligstrøk	0,20-0,30

I VA-miljøblad nr. 114 (Lindholm 2015b) er foreslått verdier for andel tette flater og andelen av de tette flatene som er deltagende for ulike typer områder i urbane strøk. Disse verdiene er gjengitt i Tabell 2-3. Grunnen til at de tette flatene ikke er 100 % deltagende kan for eksempel være at nedbør som faller på tak kastes ut på gresskledde flater. Dette vil redusere takets totale bidrag til avrenning og dermed redusere den endelige avrenningskoeffisienten.

Tabell 2-3: Foreslått prosentandel tette flater og andel deltagende tette flater i ulike områder i byer i forhold til arealbruk, fritt etter Lindholm (2015b).

Type område	Tette flater i % av totalt areal	Andel deltagende tette flater
Villa/enebolig	20	0,55
Rekkehus	40	0,6
Blokk	60	0,7
Sentrumsområde	80	0,9
Veger	100	1

Konsentrasjonstiden for et nedbørsfelt, t_k

Konsentrasjonstiden (t_k) er definert som den tiden det tar fra en regndråpe faller ytterst i et felt til den når frem til utløpet av feltet. Konsentrasjonstiden består av tiden på overflaten frem til sluket (t_t) og strømmingstiden i rørsystemet (t_s), som gir at: $t_k = t_t + t_s$ (Ødegaard et al. 2014)

Tilløpstiden fra ytterste punkt i feltet frem til nærmeste sluk er proporsjonal med strømningsavstanden, og anslås ofte å være 3-7 minutter i urbaniserte områder. Strømmingstiden i rørsystemet beregnes ved å anslå vannhastigheten i rørsystemet, som vanligvis anbefales å settes lik 1,5-2 m/s (Ødegaard et al. 2014).

I modelleringsverktøyene brukes mer avanserte metoder for å beregne konsentrasjonstiden for de ulike delfeltene i modellen.

2.4.2 Nedbørsdata

I Norge blir det gjort målinger av nedbør året rundt ved drøyt 500 målestasjoner over hele landet. Målingene blir gjort i regi av Meteorologisk Institutt (Sæterbø et al. 2010). Disse målingene gir grunnlag for å lage nedbørsdata, som kan brukes for å beregne nedbørsavrenning. Denne dataen er helt nødvendig når vi ønsker å dimensjonere eller oppgradere avløpssystemet.

Den dimensjonerende avrenningen tar utgangspunkt i det mest ugunstige regnet. Dette vil som oftest være korttidsregn i sommersituasjonen for små nedbørsfelt (mindre enn 20-50 ha) (Ødegaard et al. 2014). Norsk Vanns veiledning (Lindholm et al. 2008) anbefaler at man beregner maksimal avrenning for en sommersituasjon for alle feltstørrelser, og at man bør beregne vinteravrenningen på frossen mark og med langvarig regn og høstavrenningen på våt

mark og med langvarig regn dersom feltet er større enn 20-50 ha. Den mest ugunstige situasjonen gir den dimensjonerende avrenningen for feltet.

IVF-kurver

IVF-kurver viser sammenhengen mellom intensitet og varighet til en nedbørshendelse med en bestemt returperiode (gjentaksintervall). Gjentaksintervallet (T) beskriver hvor mange år det i gjennomsnitt går mellom hver gang en bestemt regnintensitet overskrides, og er uttrykt som: $T = 1/p$, hvor p er sannsynligheten for overskridelse (Sæterbø et al. 2010).

Kasseregn

Ved bruk av manuelle beregningsmetoder for nedbørsavrenning benyttes kasseregn. Dette kan for eksempel være et 15-minutters regn med intensitet lik 100 l/s*ha . Dersom systemet analyseres for et kasseregn, vil den kun gi dimensjonerende vannføringer for de punktene i nettet med konsentrasjonstid lik regnvarigheten. Dette uttrykkes ved «Imhoffs sats»⁹. Svakheten med «Imhoffs sats» er at den ikke vil være gjeldende for felt som for eksempel er smale og avlange. Denne svakheten kan unngås ved å bruke regnhyetogrammer som konstrueres med utgangspunkt i en IVF-kurve (Lindholm et al. 2003).

Dersom man allikevel ønsker å bruke kasseregn tatt fra IVF-kurver, kan man bruke ulike regnvarigheter for de forskjellige delfeltene i et nedslagsfelt og finne de maksimale konsentrasjonstidene for de ulike delfeltene. Da er det større sannsynlighet for å få dimensjonerende vannføring flest mulig steder i nettet, enn ved å bruke kun ett kasseregn for hele nedslagsfeltet (Lindholm et al. 2012).

Nedbørshyetogrammer

Opplysningene i en IVF-kurve kan omdannes til modellregn, som for eksempel et symmetrisk nedbørshyetogram. Når det gjelder modellering i dataprogrammer vil det være fordelaktig å bruke nedbørshyetogram fremfor kasseregn. Grunnen til dette er fordi sterke dimensjonerende regn sjeldent har én konstant intensitet, men ofte en meget høy toppintensitet etter at regnet har startet (Lindholm et al. 2003).

⁹ Imhoffs sats sier at maksimal vannføring ut av et felt fåes ved å benytte regnintensiteten til et regn med regnvarigheten lik konsentrasjonstiden i den rasjonelle formelen (Lindholm 2014b).

Nedbørshyetogram har, som beskrevet av Lindholm et al. (2003), den fordel at «*man får dimensjonerende vannføringer i alle deler av avløpsledningsnett i en og samme beregning. Grunnen til dette er at regnhyetogrammet i sin mest intense del inneholder virkningen av korte regn som er dimensjonerende for øvre deler av ledningsnett som har korte konsentrasjonstider, mens hele hyetogrammet vil virke dimensjonerende for de nedre deler av nettet som har lengre konsentrasjonstider.*»

Konstruksjon av slike nedbørshyetogrammer kan gjøres etter en metode utviklet av Lindholm og Aune (1978).

2.4.3 Modeller og metoder for beregning av nedbørsavrenning

Den rasjonelle metoden

Den vanligste måten å beregne den maksimale nedbørsavrenningen, Q , fra et nedslagsfelt på er å bruke den rasjonelle metode:

$$Q = \phi * I * A * k_f \quad 2-2$$

hvor ϕ er avrenningskoeffisienten [-], I er regnintensiteten [$l/s \cdot ha$], A er nedslagsfeltets areal [ha] og k_f er klimafaktor [-]. Klimafaktor vil bli diskutert i avsnitt 2.5.2.

Det er utarbeidet flere versjoner av den rasjonelle metoden, og SSA bruker tre av disse: den rasjonelle metode, den modifiserte rasjonelle metode (MRM) og DeKalbs rasjonelle metode. Alle de tre metodene bruker IVF-kurver som grunnlag for nedbørsberegninger (Autodesk Inc. 2014)

De tre metodene har alle sine styrker og svakheter. Ved bruk av den rasjonelle metode finner man spissavrenningen¹⁰ i et gitt punkt i nedslagsfeltet på et tidspunkt som tilsvarer konsentrasjonstiden etter regnets start (Lindholm et al. 2008). I SSA vil den kalkulererte konsentrasjonstiden til hvert delfelt benyttes for å finne spissavrenningen, og volumet av kasseregnet ved den gitte konsentrasjonstiden vil fordeles utover tidsintervallet (Eikerol 2013). Denne metoden bør kun benyttes for kapasitetsberegninger, for eksempel for å identifisere flaskehalser eller maksimal kapasitet i systemet, men anbefales ikke å bruke for volumberegninger (Autodesk Inc. 2014).

¹⁰ Spissavrenningen (Q_{spiss}) er gitt: $Q_{spiss} = \phi_{spiss} * I * A$, hvor ϕ_{spiss} angir forholdet mellom maksimal avrenning og tilhørende nedbørsintensitet, I er regnintensiteten og A er arealet på feltet (Ødegaard et al. 2014).

Ved bruk av MRM kan man angi en regnvarighet, som gjør at metoden kan benyttes i volumberegninger. Metoden benyttes derfor ofte når man ønsker å beregne størrelsen på fordrøyningsmagasiner (Cleveland et al. 2011). Konsentrasjonstiden settes lik en angitt regnvarighet i den rasjonelle formelen, og man får et kasseregn hentet ut fra IVF-kurven. Dette gir en opphoping i fordrøyningsmagasinene i modellen, slik at man kan finne nødvendig volum (Eikerøl 2013).

De Kalbs rasjonelle metode er en variant av MRM, men benytter ikke kasseregn for å beskrive nedbørshendelsen. Metoden er basert på konsentrasjonstiden for hvert enkelt delfelt, og nedbørshendelsene blir konstruert ved å bruke faktorer som multipliseres med konsentrasjonstiden (Eikerøl 2013).

Hydrologiske modeller

Hydrologiske modeller brukes til modellering av urbanhydrologiske avløpssystemer. Modellene bruker matematiske programmer som kan gjennomføre tidskrevende beregninger og kan brukes til å analysere nesten alle former for avløpsstrømninger, så lenge man kjenner avløpssystemets utforming (Winther et al. 2006).

Bruk av matematiske modeller gir en god innsikt i systemet som skal studeres, med ryddig oversikt over involverte variabler og resultater og man unngår å gjøre banale beregningsfeil (Lindholm 2015c).

I forhold til manuelle beregninger er bruk av matematiske modeller mer gunstig og økonomisk lønnsomt. Med matematiske modeller kan man beregne flere alternativer og konsekvenser, samt ta hensyn til flere faktorer. I tillegg vil det være mot sin hensikt å bruke manuelle metoder fremfor matematiske modeller dersom ledningsnettets er komplekst og består av mange knutepunkter (Lindholm et al. 2003).

Manuelle metoder er i praksis begrenset til å benytte konstant regnintensitet (kasseregn) og avrenningskoeffisient. Dette gir gode overslagsverdier, men er en sterk forenkling av virkeligheten. I tillegg forutsetter de manuelle beregningsmetodene at rørene ikke får oppstuvning (Lindholm et al. 2008). Disse begrensningene har man ikke ved bruk av matematiske modeller. Modellene bruker avrenningskoeffisienter og regnintensiteter som varierer med tiden. En nedbørshendelse kan simuleres ved å dele opp i intervaller og la intensiteten øke mye den første halvdelen av intervallene og så avta like mye for den andre halvdelen. Dette kan gjøres ved å bruke nedbørshyetogrammer, og gir en bedre tilnærming til

virkeligheten enn ved bruk av manuelle metoder. Matematiske modeller beregner oppstuvingssituasjoner med dynamiske bølgeanalyser, og i tillegg kan magasinering i ledningene simuleres ved bruk av delfyllingskurver og andre hydrauliske forhold som for eksempel fart, ruhet og fall (Bøyum & Thorolfsson 1992).

Det vil alltid være knyttet usikkerhet til bruk av matematiske modeller, og det krever gode målinger og kalibrering. Allikevel anbefales det å bruke matematiske avrenningsmodeller fremfor manuelle beregninger som kun bør brukes for felt som er mindre enn 20-50 ha (Lindholm et al. 2008).

2.5 Klimatilpasset overvannshåndtering

God overvannshåndtering skal være fremtidsrettet og bærekraftig, og må baseres på lokal håndtering¹¹ av overvannet gjennom infiltrasjon og fordrøyning av overflateavrenningen. Da må det benyttes løsninger som i størst mulig grad bidrar til å opprettholde den naturlige vannbalansen (Ødegaard et al. 2014).

I Norsk Vanns veileder i klimatilpasset overvannshåndtering (Lindholm et al. 2008) er det utarbeidet et forslag til en strategi for hvordan kommunene kan arbeide med klimaeffekter og overvannsproblemer. De fem hovedpunktene i strategien er listet opp nedenfor.

- Måling og innsamling av nedbørs- og avrenningsdata.
- Dokumentasjon av den nåværende situasjonen vedrørende flomskader.
- Analyse av klimaendringers virkning.
- Analyse av mottiltak for fremtidig økning i forurensningsutslipp og flomskader.
- Justering av planer hvor hensyn til klimaendringer bør innlemmes.

Det er viktig å inkludere overvannshåndtering i kommune- og arealplanlegging, som et tiltak for å møte klimaendringenes virkning på overvannssystemet. Kommunen må implementere retningslinjer for god overvannshåndtering og utarbeide en oversikt over flomsoner og utsatte områder i sine kommuneplaner. Det vil også være hensiktsmessig med utarbeidelse av en risiko- og sårbarhetsanalyse (ROS), for forebygging, sikring og beredskap (Lindholm et al. 2008; Paludan et al. 2011).

¹¹ Lokal håndtering vil si å ta hånd om avrenningen der den oppstår.

Tiltakene for å redusere problemene med forurensning fra overløpsutslipp, økte flomskader og forurensning fra overvannet kan oppsummeres i følgende hovedprinsipper (Lindholm et al. 2008):

- LOD-tiltak: reduksjon av tilrenningen til avløpssystemene med lokal infiltrasjon av overvannet og forsinkelse og demping av flomtoppene før vannet når avløpssystemet ved å benytte strupeplater på gatesluk, åpne renner, dammer, våtmarker osv.
- Fordrøyningstiltak i avløpsnett: fordrøyingsbasseng, heving av overløpskanter, bevegelige overløpskanter osv., som demmer opp vann i rørsystemet oppstrøms.
- Fordrøyingsvolum i avløpsrenseanlegget: for å jevne ut topper i vannføringen og redusere forurensningsutslipp fra overløp.
- Økning av rørkapasitet: utskifting til større rør, utblokking av eksisterende rør osv. LOD-tiltak er å foretrekke på grunn av kostnader.
- Separering av fellesavløpssystemet: kostbart og langsiktig, men nødvendig for å holde tritt med klimaendringene.
- Omdirigering: lede avløp til områder med bedre kapasitet.
- Rensende overløp: oppkonsentrert forurensning sendes til avløpsrenseanlegget.

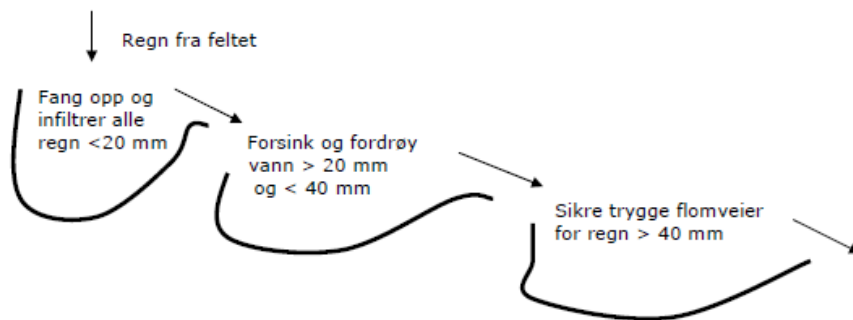
2.5.1 Lokal overvannshåndtering

Håndtering av overvann lokalt er den moderne metoden for overvannshåndtering. Lokal overvannshåndtering (LOH, eller LOD – lokal overvannsdiskonering) innebærer å la vannet finne naturlige veger via infiltrasjon til grunnen, fordrøye vannet i bassenger/dammer eller lede vannet bort via åpne vannveger og dammer (Ødegaard et al. 2014). Dette hindrer overvannet i å renne raskt eller direkte til avløpssystemet eller vassdraget. LOD-tiltak kan være både åpne og lukkede løsninger (Lindholm 2016b).

En god klimatilpasset overvannshåndtering tar i bruk LOD-tiltak, hvor overvannet utnyttes som en ressurs og ikke sees på som et problem. Løsningene må fungere like godt ved vanlig nedbør, flom og tørrvær. Overvannet håndteres i størst mulig grad på overflaten som en synlig del av vassdraget og bybildet, og håndteringen skal foregå på en slik måte at man forebygger skader og oppnår tilfredsstillende sikkerhet for liv, helse og miljø. Åpne og synlige vannspeil er et positivt landskapselement i byer og tettbygde strøk, og bidrar også til å styrke det biologiske mangfoldet (Lindholm et al. 2008).

Norsk Vann har laget en «treleddsstrategi» for en bærekraftig håndtering av nedbør ved bruk av lokale og åpne løsninger. Som er illustrert i Figur 2-9, ønsker man i første ledd å bruke

lokale løsninger for å infiltrere eller holde igjen vannet fra det minste regnet, for å redusere tilrenningen til avløpsnett. Ved større nedbørsvolum vil vannet renne videre til åpne overvannsanlegg som forsinker og fordrøyer overvannsavrenningen. I noen tilfeller er regnene så store at de normale systemene ikke klarer å håndtere avrenningen. Da trenger man åpne og trygge flomveier for å lede bort det store vannvolumet (Ødegaard et al. 2014). Tallene i Figur 2-9 er kun eksempler og må tilpasses lokale forhold (Lindholm et al. 2008).



Figur 2-9: «Treleddstrategi» for håndtering av nedbør (Lindholm et al. 2008)

Det må settes inn tiltak i alle tre ledd, for å minimere den hydrauliske belastningen på et overbelastet overvannssystem. I øvre deler av systemet bør man kombinere lokale overvannsløsninger (infiltrasjon- og fordrøynings tiltak), og lenger ned i systemet kan det være behov for fordrøyningsanlegg. Derfor må man i stedet for å vurdere tiltakene separat, vurdere hele avrenningssystemet under ett (Lindholm et al. 2008).

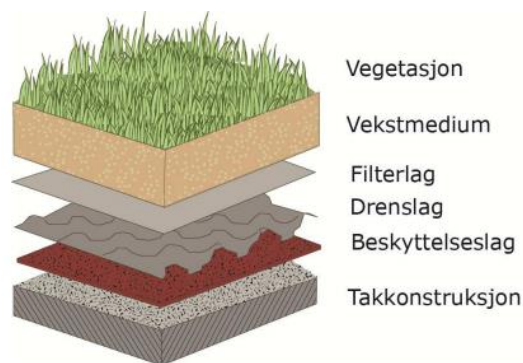
Det er mer utfordrende å etterinstallere LOD-tiltak i et eksisterende område enn å anlegge tiltakene i et planlagt område. I et eksisterende område er det ofte lite tilgjengelig areal til implementering av tiltakene, og det må tas hensyn til infrastruktur, bygninger osv. Åpne vannspeil er ofte plasskrevende, og implementeringen er avhengig av tilgang på grøntarealer, parkområder eller lignende. Nedenfor vil de noen av de mest aktuelle LOD-tiltakene for implementering i et eksisterende område bli omtalt.

Grønne tak

Det skilles mellom ekstensive og intensive grønne tak. Ekstensive tak består som oftest av sedumsarter, som kan klare lange perioder med tørke. Intensive tak kan nærmest sees på som små hageanlegg bestående av stauder, busker og trær. Disse krever mye drift og vedlikehold. Vegetasjonstykkelsen til intensive tak kan variere fra 15 til 40 cm, mens vegetasjonstykkelsen til ekstensive tak varierer fra 5 til 25 cm (Noreng et al. 2012).

Grønne tak har som hensikt å holde tilbake vann, forsinke avrenningen og redusere avrenningsintensiteten (Åstebøl et al. 2013). I tettbebygde områder kan grønne tak være et positivt tiltak for det biologiske mangfoldet og som et blågrønt element i bybildet. Klimaet lokalt vil forbedres på grunn av økt luftfuktighet og planetenes fotosyntese (Holm 2013). Grønne tak kan anlegges på eksisterende og nye tak (Lindholm et al. 2008).

Den prinsipielle oppbygningen av et grønt tak er illustrert i Figur 2-10. Beskyttelseslaget er vann- og rotsikkert. Drenslaget håndterer overskuddsvannet, slik at det ikke lagres for mye vann på taket. Filterlaget holder igjen partikler fra vegetasjonen og vekstmediet (Holm 2013; Åstebøl et al. 2013).

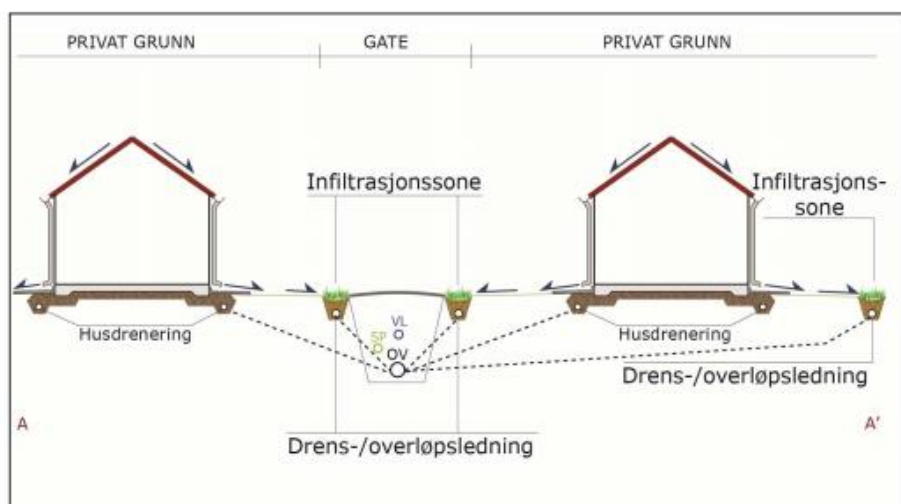


Figur 2-10: Prinsippskisse for oppbygningen av et grønt tak (Åstebøl et al. 2013).

Infiltrasjon på gresskleddede flater

Takvannet kobles fra overvannssystemet, og ledes ut på en infiltrasjonsflate slik at vannet infiltrerer i grunnen. Et «nødløpsrør-utkast» monteres nederst på utløpsrøret, og forhindrer at takvannet renner langs grunnmuren. Infiltrasjonsflaten bør være ca. én til to ganger større enn takflaten som vannet renner fra. Det må anlegges porøse belegg under utløpet for å hindre erosjon. Overskuddsvannet som ikke infiltrerer må tas hånd om, for eksempel ved bruk av kum med åpen og steinsatt bunn som er koblet til overvannsnett (Lindholm et al. 2008).

Felles infiltrasjonssoner, som illustrert i Figur 2-10, er et annet alternativ for håndtering av overvann fra tak, lokalveier og plasser i boligbebyggelse. Disse plasseres langs veier, og er bygd opp av permeable masser over underliggende drenering (Åstebøl et al. 2013).



Figur 2-11: Infiltrasjonssone i boligbebyggelse med tette jordmasser (Åstebøl et al. 2013).

Gressklede forsenkninger

Forsenkingsgrøfter, såkalte swales, er vanligvis gressklede grøfter som benyttes for fordrøyning, infiltrasjon og bortledning av avrenning fra mindre veier, parkeringsplasser osv. Grøftene må ha minimalt med fall (maks 2 %), og slake skråninger som gir enkle forhold for drift- og vedlikeholdsarbeid. I nedstrøms ende av grøften bør det plasseres en kuppelbrønn, hvor overskuddsvannet ledes til overvannssystemet. Dersom avrenningsområdet er stort bør det legges steinfylling under grøftebunnen, for å øke fordrøynings- og infiltrasjonskapasiteten til grøften (Endresen 2009; Lindholm et al. 2008).

Slike gressklede grøfter er ikke hensiktsmessig å bruke i forbindelse med høyt trafikkerte veier, fordi overvannet inneholder høye forurensningsmengder som vil tette igjen grøften etter kort tid (Endresen 2009).

Porøse dekker

For å redusere overflateavrenningen er det vanlig å benytte porøse dekker. De vanligste typene er porøs asfalt, brolegging med porøs belegningsstein eller vanlig belegningsstein av betong og hullsteinsdekker med gress. Drenerende masser plasseres under de porøse dekkene for å lede bort vannet som infiltrerer. Infiltrasjonskapasiteten er avtagende ved tilføring av finstoff, og kan reduseres så mye som til under halvparten etter kun to år. I infiltrasjonssammenheng bør porøse dekker kun benyttes på veier i boligbebyggelse med liten trafikk, på gangveier og på parkeringsplasser for personbiler (Endresen 2009; Lindholm et al. 2008).

Steinfyllingsmagasin

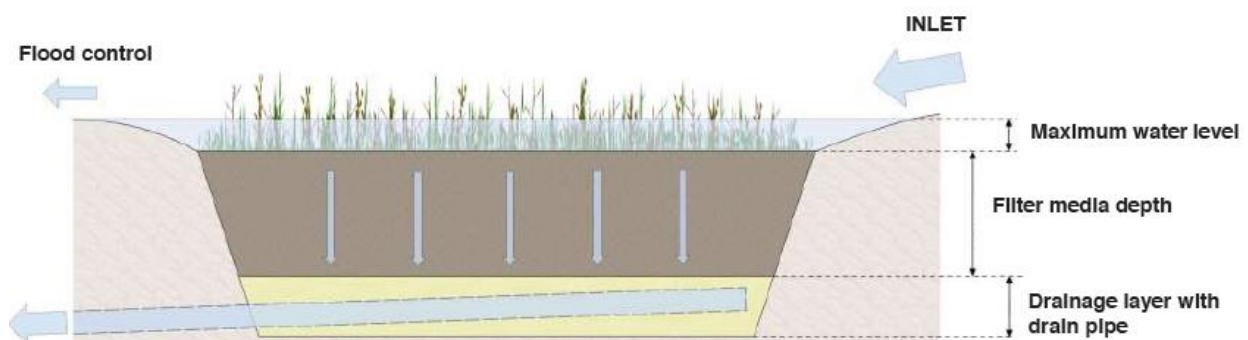
Steinfyllingsmagasin benyttes ofte når det ikke er mulig å lede ikke-forurenset overvann ut på infiltrasjonsområder. Magasinet består av steinmaterialer, som for eksempel grov singel eller stein, og det frie porevolumet i fyllingsmassene benyttes for å lagre vann. Tømmingen av magasinet skjer ved at vannet siger ut i omgivelsene eller ved tapping via et dreneringssystem. Det er en viss fare for gjentetting. Derfor bør det treffes tiltak, som for eksempel fiberduk rundt magasinet eller plassering av sandfang med oljeavskiller før magasinet. Ved plassmangel, eller behov for større porevolum kan man bruke plastkassetter som bærende fyllingsmateriale i magasinet (Lindholm et al. 2008)

Regnbed

Regnbed håndterer den første og mest forurensete delen av avrenningen, og kan plasseres langs småveier, parkeringsplasser, i hager osv. Hovedhensikten er å holde overvannet tilbake helt eller midlertidig (Paus 2015).

Helningen på terrenget i nærheten av regnbedet bør ligge fra 5-20 %. Dersom det er bratt kan regnbedet bygges i etasjer. Regnbedets overflateareal bør være 5 til 10 % av nedbørfeltets areal (Paus & Braskerud 2013).

Figur 2-12 viser hvordan regnbedet er utformet som en forsenkning i terrenget der vann holdes tilbake på overflaten, før det infiltrerer gjennom et filtermedium (Paus & Braskerud 2013). Det brukes robuste planter, som kan overleve både tørt og vått vær. Filtermediet kan bygges opp av sand, matjord og løv kompost. Grunnforholdene avgjør om regnbedet må dreneres og om stedlige masser kan benyttes som en del av filtermediet (Paus 2015).

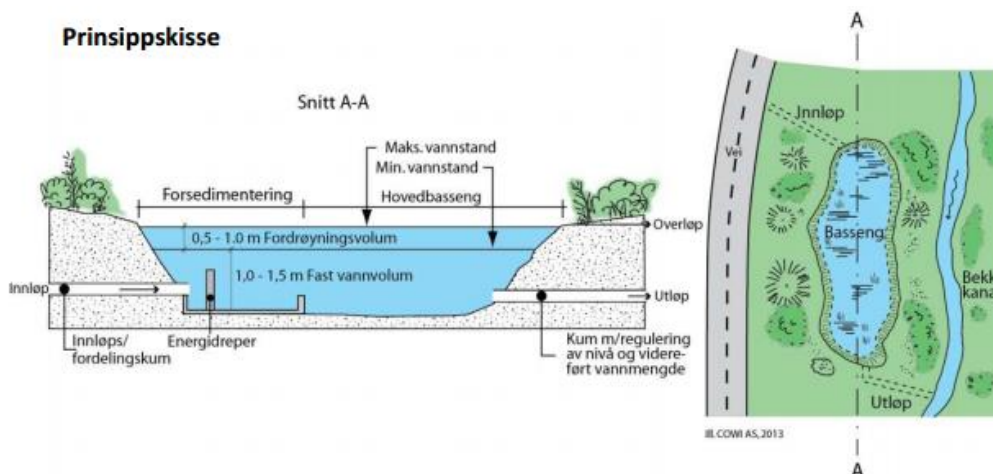


Figur 2-12: Prinsippkisse av et regnbed (Paus 2015).

Fordrøyningsbasseng

Fordrøyningsbasseng kan utformes som tørre eller våte bassenger, med lukkede eller åpne løsninger. Våte bassenger har et permanent vannspeil (tørrværsvolum), mens tørre bassenger tømmes helt etter hver regneepisode. Slike bassenger er ofte plasskrevende, og bør være med i planleggingsfasen av nye utbyggingsområder.

Våte basseng har i tillegg til det permanente vannspeilet et volum til fordroyning av avrenning. Ved en regnhendelse mottar bassenget overvann fra impermeable flater og slipper ut tilsvarende vannmengde som stammer fra tidligere avrenningsepisoder. Vannet som slippes ut er rensert under oppholdet. Det faste vannspeilet skal ha en vanddybde på 1 til 1,5 m, og bunnen må være tett for å opprettholde et permanent vannspeil. Skråningene må være slake på grunn av sikkerhet, og bassenget skal være avlangt for å sikre god gjennomstrømning. Det bør være en forsedimenteringsdel i tilknytning til bassenget (Åstebøl et al. 2013).



Figur 2-13: Prinsippskisse av et åpent vått basseng med permanent vannspeil, som tilføres overvann fra vei (Åstebøl et al. 2013).

Tørre bassenger har som formål å redusere risikoen for oversvømmelse og begrense påvirkningen av flom i vassdrag. Bassenget har et strupet utløp slik at det klarer å holde igjen et gitt vannvolum fra en regnhendelse. Rensepotensialet er generelt lavt (Åstebøl et al. 2013). Det har i senere tid blitt populært å tilrettelegge åpne fordroyningsbasseng for flerbruk, som for eksempel skateparker eller andre aktivitetsarealer.

2.5.2 Klimafaktor

Det er knyttet stor usikkerhet til fremtidig scenarioer for ekstreme regnhendelser. For å dimensjonere for denne usikkerheten brukes et sikkerhetstillegg, en såkalt «klimafaktor». Klimafaktoren er den faktoren som skal multipliseres med den nåværende dimensjonerende

regnintensiteten, for å få den ønskede fremtidige dimensjonerende regnintensiteten (IDA Spildevandskomiteen 2008).

Ifølge Paludan et al. (2011) forventes det at den gjennomsnittlige maksimale timesnedbøren i Danmark vil øke med 20-50 % frem mot 2070-2100 i forhold til perioden 1960-1990. Noen områder i Danmark vil kunne ha en stigning på opptil 100 %. Variasjonene er altså store fra område til område, og det er ikke funnet noen forklaring på dette. IDA Spildevandskomiteen (2008) har derfor valgt å anbefale samme klimafaktor for hele landet, gjengitt i Tabell 2-4.

Tabell 2-4: Anbefalte klimafaktorer for ulike gjentakperioder (IDA Spildevandskomiteen 2008).

Gjentaksperiode	2 år	10 år	100 år
Klimafaktor	1,2	1,3	1,4

Det er fortsatt knyttet stor usikkerhet til hvordan man skal beskrive utviklingen av ekstremnedbør frem mot 2100, og det anbefales derfor at å bruke en lineær økning av klimafaktoren. For å se når funksjonskravene til avløpssystemet svikter kan man foreta en trinnvis beregning av klimaendringene. For eksempel forventes det at intensiteten til et regn med 10-års gjentakintervall vil øke med 30 % i løpet av 100 år. Da tilsier en lineær framskrivning at økningen om: 10 år vil være 3 %, 25 år vil være 7,5 % og 100 år vil være 30 % (Paludan et al. 2011).

Mange kommuner har egne dimensjonerende klimafaktor for utvikling og rehabilitering av avløpssystemene. Det må derfor tas hensyn til lokale forhold og eventuelle kommunale krav eller klimastrategier når en slik faktor skal velges.

2.5.3 Blågrønn faktor

Blågrønn faktor (BGF) er et hjelpemiddel som er utarbeidet i et samarbeid mellom Oslo og Bærum kommune. Formålet er å sikre at det blir brukt flere blågrønne elementer i nye byggeprosjekter, som for eksempel åpen overvannshåndtering (klimatilpasning.no 2014).

BGF kan blant annet bidra til bærekraftig overvannshåndtering, forbedret vannkvalitet, fremmet økologiske kvaliteter og demping av skader fra fremtidig nedbørintensiteter og – mengder (Ardila & de Caprona 2014).

I veilederen for BGF (Ardila & de Caprona 2014) er det utarbeidet et regneark hvor man fyller ut informasjon om blågrønne kvaliteter og arealer, som beregner BGF på bakgrunn av formelen:

$$BGF = \frac{\text{\textit{økologisk effektiv overflate}}}{\text{\textit{totalt tomteareal}}} \quad 2-3$$

Økologisk effektiv overflater i formel 2-3 inkluderer blågrønne flater (for eksempel grus, gressflater og grønne tak) og tilleggskvaliteter som går utover selve flatens kvaliteter (for eksempel trær og grønne vegger). De ulike kvalitetene på de effektive flatene gis en verdi fra 0 til 1. En lav verdi indikerer lite innslag av blågrønne kvaliteter, mens arealer med for eksempel vannspeil, vegetasjon og permeable flater får høye verdier (Ardila & de Caprona 2014).

Minimumskrav for BGF kan inngå på kommuneplan- og reguleringsplannivå basert på erfaring fra andre områder, men grunnlaget for beregningene av BGF må skje på byggesaksnivå (Ardila & de Caprona 2014).

I veilederen for BGF har Ardila og de Caprona (2014) kommet frem til anbefalte minimumskrav for BGF, som er gjengitt i Tabell 2-5.

Tabell 2-5: Krav til minimumsverdier for BGF for ulike områdetyper, fritt etter Ardila og de Caprona (2014).

Område-type	Tett by/sentrumsområde (inkl. tett blokkbebyggelse)	Ytre by, småhusbebyggelse, rekkehus, åpen blokkbebyggelse	Offentlige gater og plasser
BGF	0,7	0,8	0,3

2.6 Kostnader knyttet til overvannshåndtering

Uten en tilfredsstillende overvannshåndtering risikerer man å utsette samfunnet for store kostnader. Flom og oversvømmelser i urbane områder vil føre til direkte skadekostnader på bygninger og infrastruktur, men vil også ha indirekte og eksterne skadevirkninger.

Selv om investeringskostnadene knyttet til noen overvannstiltak er høye, er det viktig å vurdere om investeringen allikevel vil føre til en økonomisk besparelse på sikt.

2.6.1 Samfunnsøkonomiske kostnader

Flom og oversvømmelse vil føre til store samfunnsøkonomiske skadekostnader i form av (Arnbjerg-Nielsen et al. 2007):

- Direkte skader: materielle skader på bygninger, biler, infrastruktur osv.
- Indirekte skader: personskader og tapte arbeidstimer som følge av trafikkuhell, tidskostnader i forbindelse med administrasjon og opprydning osv.
- Eksterne skader: avledede ulemper og sosiale kostnader som følge av flom eller oversvømmelse, som for eksempel sykdom- og miljøkostnader.

Arnbjerg-Nielsen et al. (2007) har utarbeidet en rapport, på oppdrag fra den danske Miljøstyrelsen, som tar for seg de samfunnsøkonomiske konsekvensene klimaendringene vil medføre på byområder i Danmark. I rapporten finnes en oversikt over ulike skader og enhetskostnader per skade, som ble brukt som grunnlag i de samfunnsøkonomiske analysene. Denne oversikten er gjengitt i Tabell 2-6.

Tabell 2-6: Skader og kostnader benyttet i en samfunnsøkonomiske analysen av klimaendringenes konsekvenser på byområder i Danmark (Arnbjerg-Nielsen et al. 2007).

Skade	Enhet	Enhetskostnad
Kjelleroversvømmelse	Antall eiendommer med kjelleroversvømmelse	5 000 – 50 000 DKK/kjeller
Oversvømmelse på stueplan	Antall eiendommer med vann i stueetasje	0 – 800 000 DKK/oversvømmelse
Sykdom som følge av berøring av infisert vann	Antall syke personer <i>eller</i>	7 200 DKK/person
	Antall personer som har vært i kontakt med infisert vann	2 430 DKK/person
Oversvømmelse av varelager	Antall varelager per butikktype	Avhenger av butikktype
Trafikkforstyrrelser	Antall forsinkede bilister	127 DKK/bilist
Veibrudd	Antall veibrudd	1 000 000 DKK/veibrudd
Skader på avløpsanlegg	Antall kummer med skade som følge av oppstuvning <i>og</i>	30 000 DKK/kum
	Antall pumpestasjoner som ødelegges	1 000 000 DKK/pumpestasjon
Administrasjonskostnader (kommunen, rådgivere)	Antall timer kommunalt ansatte bruker på skadene <i>og</i>	300 DKK/time
	Antall rådgivningstimer	1 000 DKK/time

Skade	Enhet	Enhetskostnad
Transformatorstasjoner	Antall transformatorstasjoner som oversvømmes og må renoveres/rengjøres	1 000 000 DKK/stasjon
Manglende elektrisitetsforsyning	Antall husstander uten elektrisitet i opptil 5 døgn <i>og</i> Antall virksomheter uten elektrisitet i opptil 5 døgn	1 682 DKK/husstand 0,0026 % av årsomsetningen til virksomheten

I en samfunnsøkonomisk analyse av klimatilpassede overvannstiltak er det nødvendig å vurdere de viktigste kostnadene ved gjennomføring av tiltakene og viktige nyttevirkinger som følge av unngått oversvømmelse eller flom. De viktigste kostnadene er direkte tiltakskostnader i form av investerings- og driftskostnader, kostnader på rensanlegget som følge av overvann i spillvannsledninger og arealkostnader (alternativkostnad for andre formål). De viktigste nyttevirkningene vil være knyttet til unngåtte direkte skadepostene og reduserte indirekte skadepostene. Tiltakene vil også gi eksterne nyttevirkinger som for eksempel redusert negativ helseeffekt og positive virkninger på bymiljø med blågrønne tiltak (Magnussen et al. 2015).

2.6.2 Tiltakskostnader

Overvannstiltak vil medføre investeringskostnader og drifts- og vedlikeholdskostnader. Det er vanskelig å lage estimater på slike kostnader, da kostnadene avhenger av lokale forhold med hensyn til geografi, grunnforhold og kompleksitet på eksisterende infrastruktur (Magnussen et al. 2015).

Magnussen et al. (2015) har utarbeidet en oversikt over investerings- og driftskostnader, samt levetid, for ulike overvannstiltak som er gjengitt i Tabell 2-7. Kostnadene er basert på erfaring og forventning, og er satt opp med store intervaller for å fange opp de fleste tilfeller

Tabell 2-7: Oversikt over kostnadsanslag og levetider for tradisjonelle og lokale overvannstiltak, fritt etter (Magnussen et al. 2015).

Overvannstiltak	Investeringskostnad	Driftskostnader	Levetid
Oppdimensjonering av eksisterende overvannsledninger	3 000 – 10 000 kr/m	85 kr/m/år	100 år
Lukket fordrøyningsbasseng (betongrør)	4 700 – 12 000 kr/m ³	50 kr/m ³ /år	
Åpent, tørt fordrøyningsbasseng	2 100 kr/m ³	20 kr/m ³ /år	40 år
Overvannsdam	1 300 kr/m ²	35 kr/m ² /år	
Frakobling av takrenner	Lav	Lav	100 år
Grønne tak (ekstensive)	400 – 600kr/m ²	2 – 10 kr/m ² /år	50 år
Permeable flater	Avhengig av type flate	10 – 20kr/m ² /år	40 år

2.7 Autodesk Storm and Sanitary Analysis

Autodesk Storm and Sanitary Analysis (SSA) er et avansert, kraftig og omfattende modelleringsverktøy for å analysere og designe urbane avløpssystemer. SSA kan enkelt dele data med Autodesk AutoCAD Civil 3D¹² (Civil3D). I Civil3D kan det opprettes en modell med ledningsnettverk og nedbørsfelt basert på kartdata, som eksporteres til en LandXML-fil. Denne filen kan importeres til SSA (Autodesk Inc. 2014).

Modellen er basert på delfelt, noder (kum, innløp, utløp osv.) og linker (rør, kanaler, pumper, kulverter osv.). Nedbør faller på delfeltene og genererer avrenning som ledes til en node. Fra noden blir avrenningen transportert gjennom et routing-system bestående av ulike typer linker.

2.7.1 Hydrologiske avrenningsmodeller

SSA bruker ulike hydrologiske modeller for beregning av overflateavrenning; den rasjonelle metode, modifisert rasjonell metode, DeKalbs rasjonelle metode, EPA SWMM, HEC 1, Harry's County (TX) osv.

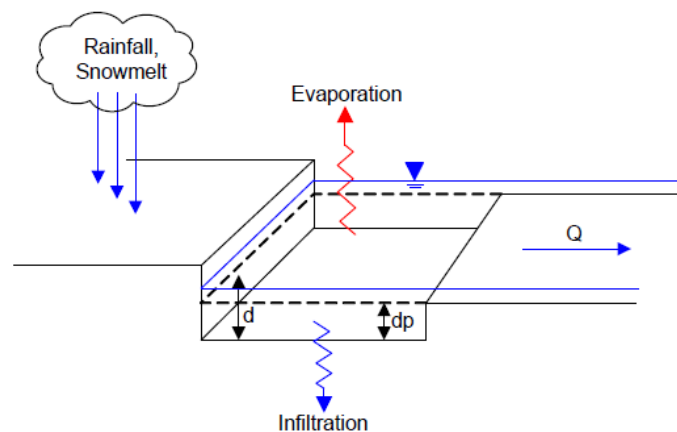
¹² Autodesk AutoCAD Civil 3D er et tegnings-/modelleringsprogram som brukes for å designe og håndtere prosjekter innen anleggsvirksomhet

Den opprinnelige modellen, utarbeidet av Norconsult, er satt opp med bruk av den rasjonelle metode med direkte anvendelse av IVF-kurver. Dette vil derfor være utgangspunktet for denne oppgaven.

EPA SWMM som hydrologisk modell

EPA SWMM anses som den mest hensiktsmessige modellen å benytte i de fleste tilfeller. Modellen er utviklet for store, komplekse urbane nedslagsområder. Dersom en langtidssimulering, eller simulering av grunnvann, forurensning og snøsmelting skal gjennomføres må EPA SWMM brukes som hydrologisk modell (Autodesk Inc. 2014).

I Figur 2-14 er det illustrert hvordan overflateavrenningen er beregnet ved bruk av EPA SWMM metoden.



Figur 2-14: Fremstilling av avrenningsberegning for EPA SWMM metoden (Autodesk Inc. 2014).

Nedslagsfeltene behandles som ikke-lineære reservoarer. Regn og eventuelle tilkoblede nedslagsfelt står for innstrømmingen, og infiltrasjon, evapotranspirasjon og avrenning står for utstrømmingen. Den maksimale lagringskapasiteten til et nedslagsområde er definert som områdets gropmagasin (dp). SSA foreslår 2 mm for impermeable flater og 5 mm for permeable flater (Autodesk Inc. 2014). Dybden (d) over feltet oppdateres kontinuerlig ved at modellen numerisk løser vannbalanselikningen (Likning 2-1) over feltet. Overflateavrenning (Q) i form av overvann vil først oppstå når nedbøren har fuktet opp overflaten, groper og pytter er fylt opp og når nedbøren overstiger infiltrasjonen ($d > dp$) (Lindholm 2015a). Infiltrasjon skjer bare i den delen av feltet som består av permeable flater.

2.7.2 Regn

Nedbørsdata blir implementert i modellen ved bruk av Rain Gages. Rain Gages leverer nedbørdata til et eller flere nedslagsfelt. Nedbørsdataen kan være brukerdefinerte eller komme fra en ekstern fil. Det må angis hvilken type nedbørsdata som benyttes (for eksempel intensitet eller volum) og hvilket beregningssteg som benyttes.

Ved bruk av den rasjonelle metode brukes informasjonen om regnintensitet- og varighet fra en IVF-kurve for å modellere regn (Autodesk Inc. 2014).

2.7.3 Delfelt

Delfelt blir definert som hydrologiske avrenningsområder hvor topografi og avløpssystemer leder overflateavrenningen til et utslippspunkt. Det aktuelle nedslagsfeltet som skal analyseres må deles inn i et passende antall delfelt, som blir tildelt hvert sitt utslippspunkt.

Ved bruk av EPA SWMM kan feltene deles inn i permeable og impermeable områder. Overflateavrenning kan infiltrere i den permeable delen av feltet, mens de impermeable områdene har direkte avrenning til avløpssystemet. Impermeable områder deles inn i områder med og uten overflatelagring (Autodesk Inc. 2014).

Hvert delfelt i modellen tildeles et regn, og det må defineres areal, strømningslengde på overflaten og en gjennomsnittlig helning. Ved bruk av rasjonell metode angis avrenningskoeffisienter for delfeltene, men ved bruk av EPA SWMM må prosentandel av feltet med impermeable flater, overflateruhet, overflatelagringsdybde og prosentandel av de impermeable flatene med overflatelagring angis.

SSA har flere metoder for å regne ut konsentrasjonstiden til hvert delfelt, som blant annet FAA, Harris County (TX), Carter, Kirpich, Eagleson og SCS TR-55. Dersom man benytter EPA SWMM som hydrologisk metode blir konsentrasjonstiden til feltene beregnet av den kinematiske bølgemetoden.

Kirpich likning

Kirpich beskriver konsentrasjonstid, t_k , som en sammenheng mellom strømningslengde på overflaten og helningen på et felt:

$$t_k = 0,01947 * \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad 2-4$$

hvor L er strømningslengden på overflaten [m] for ikke-kanalisert strømning og S er gjennomsnittshelningen på feltet [-] (Autodesk Inc. 2014).

Kinematisk bølgemetode

Dette er en avansert beregningsmetode som beregner konsentrasjonstiden, t_k , ut i fra overflateruhet, regnintensitet, helning og størrelse på feltet:

$$t_k = 0,94 * \frac{L^{0,6} n^{0,6}}{i^{0,4} S^{0,3}} \quad 2-5$$

hvor L er strømningslengde på oveflaten [foot], n er Mannings ruhetskoeffisient, i er regnintensitet [inch/hour] og S er gjennomsnittshelning på feltet (Eikerol 2013).

2.7.4 Infiltrasjon

Ved bruk av EPA SWMM kan infiltrasjon av nedbør i de permeable delene av et nedslagsfelt beregnes med tre ulike metoder: SCS Curve Number infiltrasjon, Horton infiltrasjon og Green-Ampt infiltrasjon.

Horton infiltrasjonsteori

Denne infiltrasjonsmetoden er basert på empiriske observasjoner som viser at jordas infiltrasjonsevne avtar eksponentielt i løpet av en lang regnhendelse, og er gitt som:

$$f(t) = f_e + (f_0 - f_e)e^{-kt} \quad 2-6$$

hvor $f(t)$ er infiltrasjonskapasitet ved tiden t [mm/t], f_e er minimum infiltrasjonsevne i mettet jord (slutt) [mm/t], f_0 er maksimum infiltrasjonsevne i umettet jord (start) [mm/t] og k er en konstant som beskriver hvordan infiltrasjonsevnen avtar over tid (Horton 1941).

Metoden egner seg godt til urbane – og jordbruksområder hvor infiltrasjonsevnen i jorda er relativt liten grunnet menneskelig aktivitet (Autodesk Inc. 2014).

2.7.5 Rør

Rør, kanaler og kulverter er plassert mellom noder for å transportere vann, og kan ha mange ulike tverrsnitts former. SSA bruker Mannings formel for å beregne vannføringen (Q) i åpne kanaler og delvis fylte rør. Ved bruk av SI-enheter er Mannings formel definert som:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{S} \quad 2-7$$

hvor A er tverrsnitts areal [m^2], R er hydraulisk radius [m], S er helning på energilinjens [-] og n er Mannings ruhetskoeffisient [$s/m^{1/3}$] (Autodesk Inc. 2014).

2.7.6 Strømning i rør (routing)

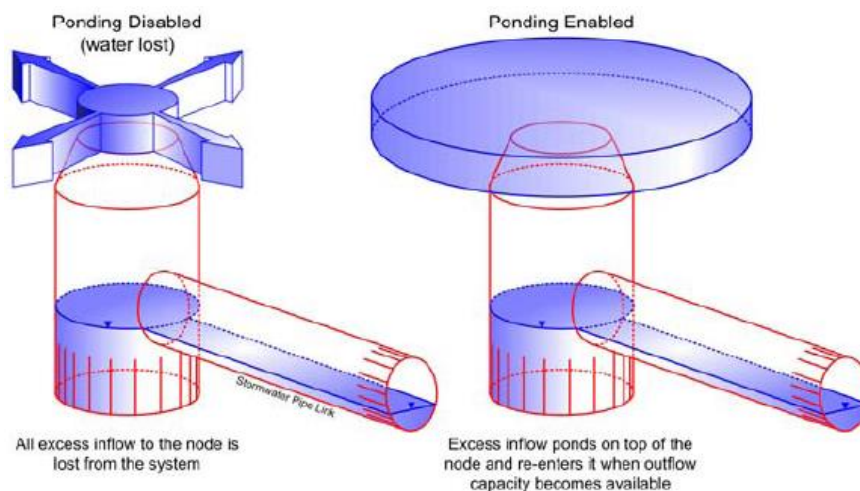
For simulering av strømning i kanaler eller rør uten trykk brukes Saint Venants strømningslikninger; prinsippet om massebevaring (kontinuitetslikningen) og momentlikningen for turbulent strømning (Sleigh & Goodwill 2000). SSA har tre ulike routing-metoder som kan løse disse likningene: Hydrodynamic Routing, Kinematic Routing og Steady Flow Routing.

Hydrodynamic Routing

Dette er den mest avanserte metoden og gir det mest teoretisk nøyaktige resultatet ved å løse Saint Venants endimensjonale strømningslikninger. Hydrodynamisk-routing behersker kanal-lagring, bakevje¹³, inngangs- og utgangstap, tilbakeslag og trykkstrømning. Fordi den kobler sammen løsningene for både vannstand ved noder og strømning i rør, kan den brukes til alle typer nettverk, også nettverk som inneholder avsporinger nedstrøms, oppsplitting og tilbakeføringer. Metoden krever at det brukes korte tidsintervaller (Autodesk Inc. 2014).

2.7.7 Oppstuvning

Når kapasiteten i avløpssystemet overskrides vil det skje en oppstuvning i kummene, og ved ekstreme flomhendelser vil det kunne oppstå oversvømmelser. I Figur 2-15 er det illustrert hvordan oversvømt vann kan håndteres i SSA; vannet kan flømme over og forsvinne ut av systemet, eller man kan tillatte at vannet ansamler seg ved noden/kummen og returnere til systemet når forholdene tillater det (Autodesk Inc. 2014).



Figur 2-15: Alternativer for håndtering av oversvømt vann i SSA (Autodesk Inc. 2014).

¹³ Bakevje er en strøm i en elv eller en større bekk ut fra hovedstrømmen pga. naturlige hindringer.

2.7.8 Usikkerhet i modeller

En modell er en matematisk beskrivelse av de fysiske prosessene man ønsker å simulere, som beskriver virkeligheten på en best mulig måte. En matematisk modell vil aldri klare å beskrive virkeligheten akkurat som den er, og er på sitt beste bare en tilnærming av den reelle verden (Engan 2015).

De tre stegene (Engan 2015) som er nødvendig for å bestemme en modells nøyaktighet er:

1. Modell verifikasjon: kontrollere at regnemaskinkoden beregner de oppsatte matematiske likningene korrekt, uavhengig av om likningssettet er korrekt.
2. Modellfølsomhet: analysere modellens respons på endringer i modellens inngangsdata og parameterverdier.
3. Modellvalidering/etterprøving: kontrollere overenstemmelsen mellom modellens resultater og observasjoner.

Kalibrering

Kalibrering omfatter punktene modellfølsomhet og –validering/etterprøving, og er definert som *«en samling av handlinger som, under spesifiserte betingelser, etablerer forholdet mellom verdier gitt av et måleinstrument eller målesystem, eller verdier gitt ved et referansemateriale eller materielt mål, og de tilhørende verdier realisert av normaler»*. Resultatene må angis med tilhørende måleusikkerhet (Engan 2015).

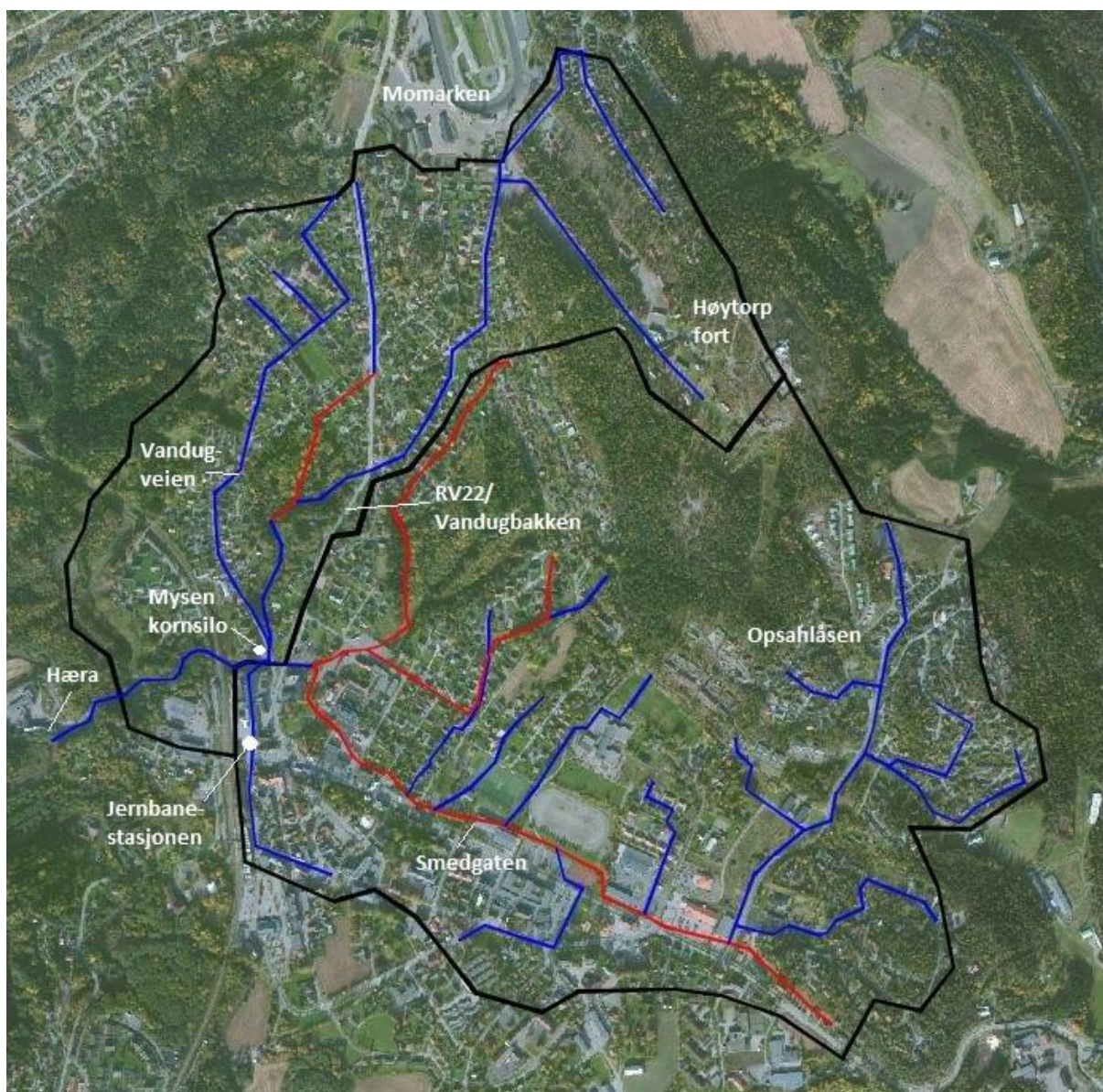
En modell av et avløpssystem eller vannforsyningsnett vil blant annet bygge på en kombinasjon av antagelser, faglig vurdering og «best guesses» basert på et teoretisk grunnlag. Dette vil ikke generere resultater som stemmer helt med en ikke-teoretisk virkelighet. Kalibrering er prosessen med å justere karakteristikken i en modell slik at den bedre representerer oppførselen til det fysiske avløps- eller vannforsyningsnettet (Engan 2015).

Ved kalibrering av en overvannsmodell vil det for eksempel være nyttig å kalibrere med tanke på vannføring. Dersom det er stor forskjell mellom målte og simulerte verdier, antar man som oftest at målingene er riktige og at modellen er gal. Da må man gjøre en følsomhetsanalyse for å identifisere hvilke parametere som gir mest utslag i forhold til modellens resultater, og justere disse slik at simulerte verdier samsvarer bedre med målte verdier (Lindholm 2015c).

3 Metode

3.1 Mysen

Mysen ligger i Eidsberg kommune i Indre Østfold, og har ca. 6 500 innbyggere. Området som skal studeres er vist i Figur 3-1 og er på 258 ha; nord (80 ha) og øst (178 ha) for jernbanestasjonen.



Figur 3-1: Oversiktsbilde over område som skal studeres. De svarte linjene viser avgrensingene for området nord og øst for jernbanestasjonen, de blå linjene viser separate overvannsrør og de rød linjene viser fellesavløpsledninger.

3.1.1 Avløpssystemet

I denne oppgaven er det hovedrørene i overvannsnettets som skal studeres. Overvannet i det aktuelle området ledes i et ledningssystem på totalt 14,2 km, som er vist i Figur 3-1, hvorav ca. 74 % ledes i separate overvannsrør og ca. 26 % ledes i fellesledninger.

Overvannssystemet består av plast- og betongrør med dimensjoner som varierer fra 200 mm til 1400 mm. Den delen av nettet som er bygget som fellessystem er veldig gammelt (ca. 1940). Separeringen av nettet startet på slutten av 1970-tallet (Nicolaisen 2016).

Hovedproblemet på overvannsnettets i Mysen er hovedledningen som går langs Smedgaten, hvor det tidligere rant en elv. Her er det lagt en spillvannsledning i en gammel fellesledning. Den har motfall på en del av strekning, og det går mye vann i ledningen. Den er utsatt for skader, og utlekking fra denne går direkte ut i elven Hæra. På enkelte steder ligger ledningen dypt (Eidsberg kommune 2013).

Eidsberg kommune har satt krav om at takvann skal kobles fra det kommunale ledningsnettets og håndteres lokalt. Det er ikke gjort noen kontroll av dette, og det antas at de fleste hus fortsatt er koblet til (Nicolaisen 2016).

I saneringsplanen til Eidsberg kommune (2013) antas det at ledningsstrekkeene i kommunen har en verdi på ca. 3 500 kr per meter. Ledningsnettets i det aktuelle området vil mest sannsynlig ha en høyere verdi per meter, fordi området er urbant. Det betyr at ledningsnettets i det aktuelle område har en gjenanskaffelsesverdien er på minst 50 millioner kroner.

3.1.2 Topografi

Området har en sørvestvendt helning, samt et høybrekk sørvest for Smedgaten.

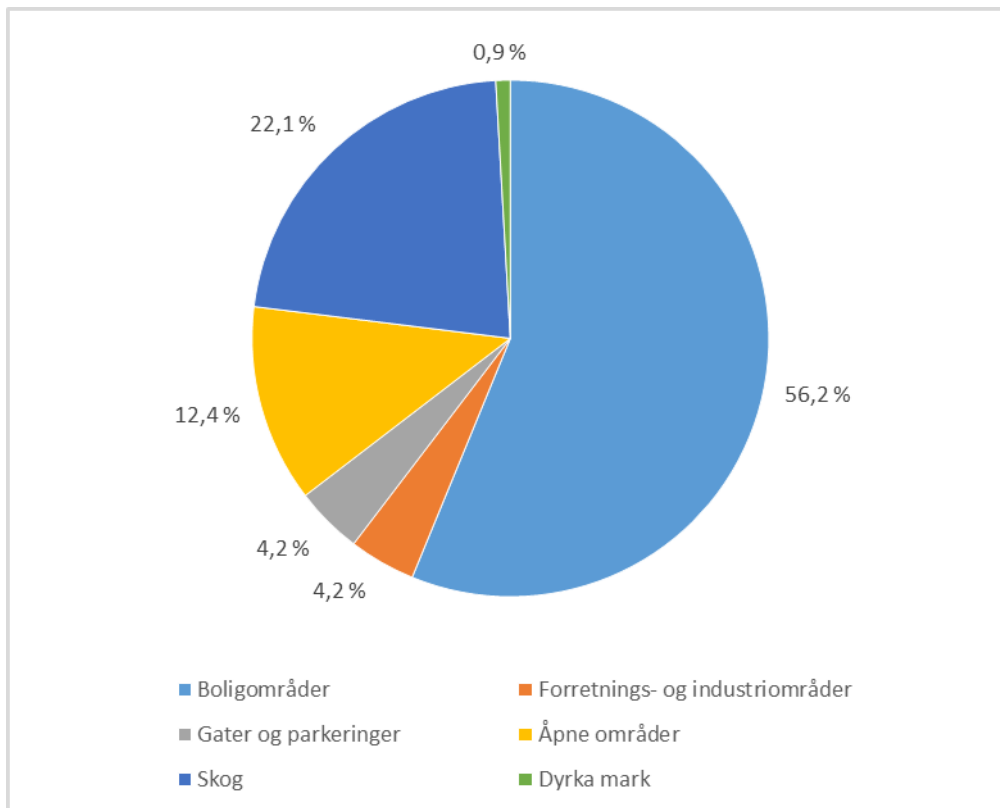
Overflatevannet som kommer fra øst vil samles i Smedgaten og føres videre til knutepunktet ved Mysen kornsilo. Overflatevannet som kommer fra nord vil føres nedover langs Vandugbakken til samme knutepunkt. Fra Mysen kornsilo renner vannet videre vestover under jernbanen og ut i elven Hæra.

Det høyeste punktet i området ligger ved Høytorp fort ca. 220 moh. Det laveste punktet er ved utslippet i Hæra ca. 75 moh.

Området fra Opshalåsen og ned til Smedgaten har en gjennomsnittshelning på 7 %, mens området fra Momarken og ned til Mysen kornsilo har en gjennomsnittshelning på 6 %.

Området sør for Smedgaten og ned til Smedgaten har en gjennomsnittshelning på 4 %.

En oversikt over arealbruk i området er presentert i Figur 3-2, hvor man ser at over halvparten av feltets areal består av boligområder, ca. 35 % består av dyrka mark, skog eller åpne områder, ca. 4 % gater og parkeringsplasser og ca. 4 % forretnings- og industriområder.



Figur 3-2: Arealfordeling i nedslagsfeltet.

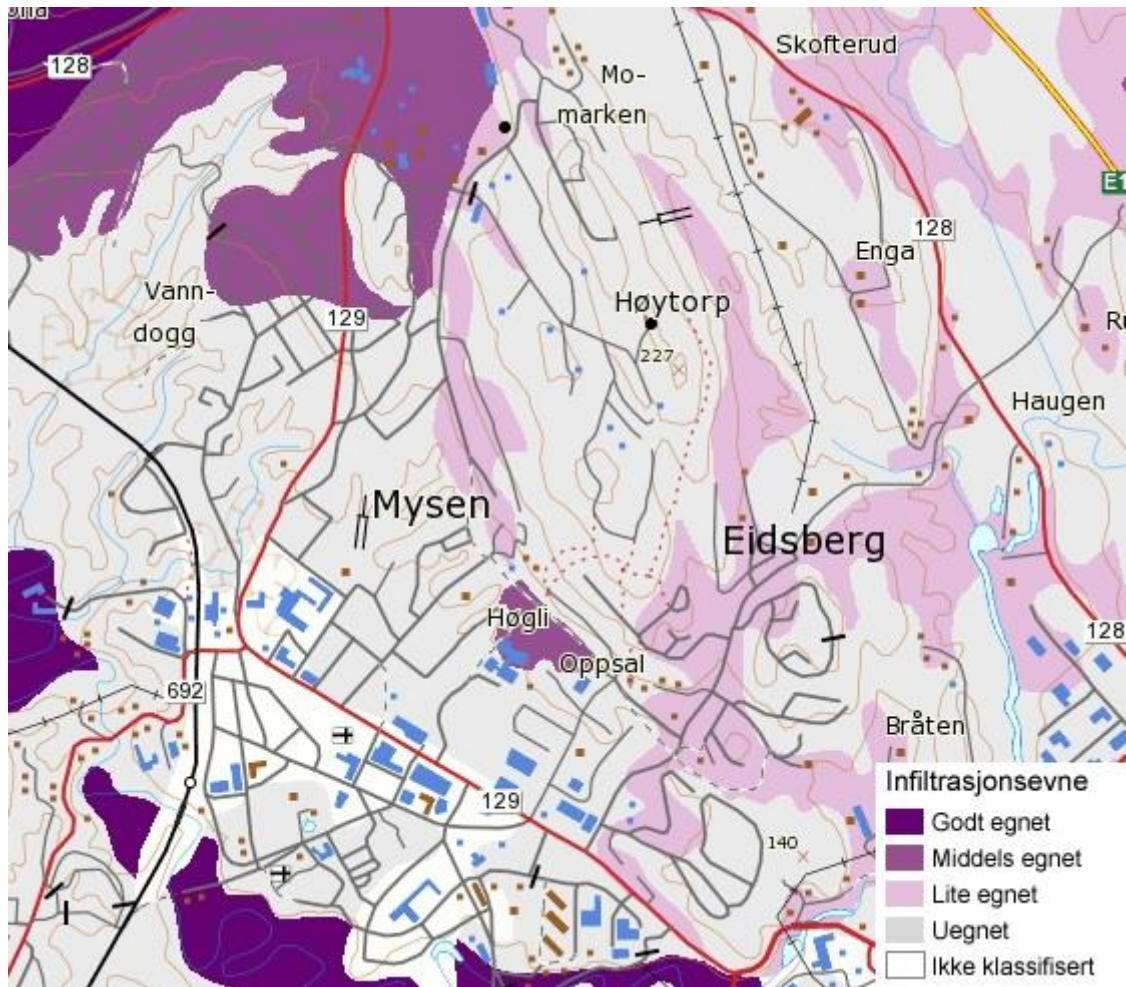
3.1.3 Grunnforhold

Det er ikke foretatt grunnundersøkelser i området, og det er derfor valgt å ta utgangspunkt i kartdata fra Norges geologiske undersøkelse (NGU)¹⁴ for å beskrive grunnforholdene i området.

Oversikten over løsmasser i Mysen viser at området består av store deler marine avsetninger og bart fjell, samt fyllmasser i sentrale deler av området (Norges geologiske undersøkelse 2016). Infiltrasjonsevnen i området er illustrert i Figur 3-3, og viser at de fleste områdene langs ledningstrekken enten har uegnet infiltrasjonsevne eller ikke er klassifisert. Det antas at

¹⁴ NGU er landets sentrale institusjon for kunnskap om berggrunn, løsmasser, grunnvann og mineralressurser i Norge, og har utarbeidet en kartdatabase hvor man kan hente ut informasjon om blant annet landskap og ressurser fra områder i hele landet.

de flatene som ikke er definert har uegnet infiltrasjonsevne på grunn av de omliggende områdene og fordi områdene i hovedsak består av impermeable flater.



Figur 3-3: Infiltrasjonsevne i området (Norges geologiske undersøkelse 2016).

3.1.4 Kommuneplan

I Eidsberg kommunes kommuneplan 2015-2017 (Eidsberg kommune 2015b) kommer det frem at fortetting og videreutvikling i Mysen er grunnlaget for den fremtidige veksten og arealarbeidet i kommunen. Eidsberg kommune har en målsetning om en befolkningsvekst på 2,2 % i året, og planprinsippene legger til rette for at befolkningsveksten skal kunne doubles mot 2050.

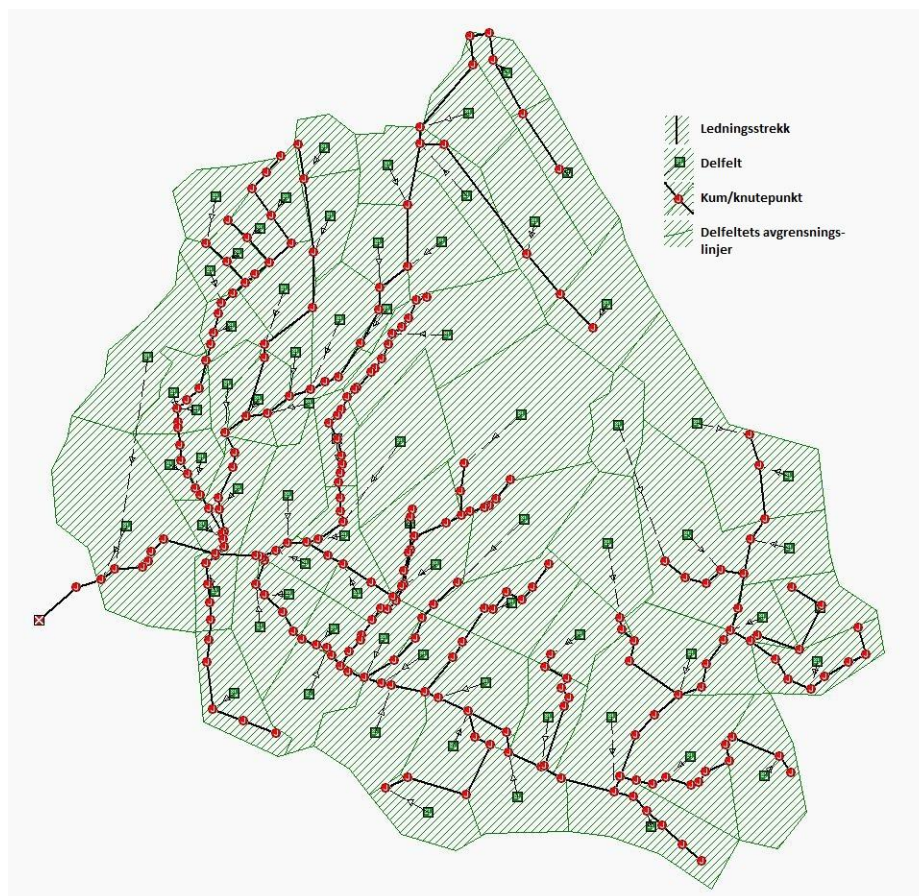
For å møte arealutfordringene tar kommuneplanens arealdel hensyn til vann- og avløpskapasiteten når nye områder skal bygges ut. For hvert utbyggingsområde er det markert et tidspunkt for når et felt tidligst kan realiseres med bakgrunn i vann- og avløpskapasiteten. I Mysen er det for eksempel flere planlagte utbyggingsområder hvor det kreves løsning for overvannshåndtering som en del av utbygningen.

I kommuneplanens bestemmelser er det et eget avsnitt som omhandler overvannshåndtering. Disse bestemmelsene er hjemlet i plan- og bygningsloven (pbl. §11-9), og sier kort oppsummert at overvann fortrinnsvis skal håndteres lokalt og åpent for å opprettholde vannets naturlige kretsløp og for å utnytte naturens selvrensningsevne. Bestemmelsene sier også at bygninger og anlegg skal utformes på en slik måte at flomveier sikres og at det sikres mot oversvømmelser, og at kommunen kan kreve en plan som viser hvordan overvannet skal håndteres i utarbeidelse av reguleringsplan (Eidsberg kommune 2015a).

Retningslinjene anbefaler at overvannshåndtering bør planlegges som et bruks- og opplevelseselement i utearealer, og at gårdsplasser og lignende ikke tillates å legges med stein eller asfalteres dersom dette fører til at overvann ledes ut i veien (Eidsberg kommune 2015a).

3.2 Modelloppbygging

I denne oppgaven skal det bygges videre på en SSA-modell, som er opprettet av Norconsult. Modellen ble opprettet i oppdrag fra Eidsberg kommune for å dimensjonere nye overvannsrør under RV22 og jernbanen i Mysen. Modellen er, som vist i Figur 3-4, delt inn i 73 delfelt, som består av 241 kummer/knutepunkter, 240 ledningsstrekking og et utløp.



Figur 3-4: SSA-modellens oppbygging.

3.2.1 Tilpasning av modellen

I modellen som ble opprettet av Norconsult er det gjort en rekke forenklinger. For oppgavearbeidets formål var det derfor nødvendig å justere inngangsdataen til modellen, for at parameterne skulle stemme overens med de virkelige forholdene i nedslagsfeltet.

Den opprinnelige modellen er satt opp med bruk av SI-enheter og liter per sekund som måleenhet for vannføring. Hydrodynamisk routing brukes for å simulere strømning i rør, fordi dette er den mest nøyaktige metoden og behersker blant annet tilbakeslag og trykkstrømning i rør. Den rasjonelle metode brukes for enkelthetskyld til å gjøre de hydrologiske beregningene.

For at vannet i systemet ikke skal gå tapt er modellen satt opp slik at hver node har et tillatt oversvømmelsesareal på 10 000 m². Da vil dette arealet lagres over noden helt til systemet har kapasitet til å ta imot vannet igjen. Dette vil ha en fordrøynings effekt i systemet.

Inngangsparametere for delfeltene

Ledninger og kummer

Etter at modellen ble opprettet er det lagt nye rør i Vandugveien, under RV22 og under jernbanen ned til utløpet i Hæra. Denne delen av ledningsnettets ble oppdatert med nye kotehøyder og dimensjoner. Resten av ledningsnettets ble også justert med korrekte kotehøyder og dimensjoner, da mye av inndataen i den opprinnelige modellen ikke stemte med tilgjengelig kart- og ledningsdata.

Det ble benyttet en ruhefaktor på 1 mm (Mannings ruhefaktor = 0,013) for alle ledningene, da dette ansees som en konservativ faktor for både betong- og plastrør (Lindholm et al. 2012).

Delfeltene

I den opprinnelige modellen var det brukt veldig lave avrenningskoeffisienter. Derfor ble hvert delfelt tildelt nye og mer realistiske verdier. SSA har en egen tabell som angir avrenningskoeffisienter for ulike områdetyper med ulikt jordsmonn. Tabellen er vist i Figur 3-5. For å kartlegge hvilke områdetyper hvert delfelt besto av ble kartdata og forfatterens kjennskap til feltet benyttet. SSA opererer med jordtyper fra A til D, som er basert på infiltrasjonsevnen i jorda. A er god infiltrasjonsevne, B er moderat infiltrasjonsevne, C er lav infiltrasjonsevne og D er veldig lav infiltrasjonsevne. Ved å studere kart fra NGU ble seks delfelt tildelt jordgruppe B. Resten av delfeltene falt under jordgruppe C og D. Da det er liten

forskjell på avrenningskoeffisientene til jordgruppe C og D, ble det for enkelhetsskyld valgt å tildele disse feltene jordgruppe D. Det ble valgt å bruke returperiode større enn 25 år, for ikke å undervurdere resultatene. Helning på feltet ble satt til gjennomsnittsverdien (2-6 %).

	Land Use	Return Period	A (0-2%)	A (2-6%)	A (6%+)	B (0-2%)	B (2-6%)	B (6%+)	C (0-2%)	C (2-6%)	C (6%+)	D (0-2%)	D (2-6%)	D (6%+)
1	Test	less than 25 years	0.08	0.15	0.16	0.11	0.15	0.21	0.14	0.19	0.26	0.18	0.23	0.31
2	Cultivated Land	25 years or greater	0.14	0.18	0.22	0.16	0.21	0.28	0.2	0.25	0.34	0.24	0.29	0.41
3	Pasture	less than 25 years	0.12	0.2	0.3	0.18	0.28	0.37	0.24	0.34	0.44	0.3	0.4	0.5
4	Pasture	25 years or greater	0.15	0.25	0.37	0.23	0.34	0.45	0.3	0.42	0.52	0.37	0.5	0.62
5	Meadow	less than 25 years	0.1	0.16	0.25	0.14	0.22	0.3	0.2	0.28	0.36	0.24	0.3	0.4
6	Meadow	25 years or greater	0.14	0.22	0.3	0.2	0.28	0.37	0.26	0.35	0.44	0.3	0.4	0.5
7	Forest	less than 25 years	0.05	0.08	0.11	0.08	0.11	0.14	0.1	0.13	0.16	0.12	0.16	0.2
8	Forest	25 years or greater	0.08	0.11	0.14	0.1	0.14	0.18	0.12	0.16	0.2	0.15	0.2	0.25
9	Residential Lot Size 1/8 Acre	less than 25 years	0.25	0.28	0.31	0.27	0.3	0.35	0.3	0.33	0.38	0.33	0.36	0.42
10	Residential Lot Size 1/8 Acre	25 years or greater	0.33	0.37	0.4	0.35	0.39	0.44	0.38	0.42	0.49	0.41	0.45	0.54
11	Residential Lot Size 1/4 Acre	less than 25 years	0.22	0.26	0.29	0.24	0.29	0.33	0.27	0.31	0.36	0.3	0.34	0.4
12	Residential Lot Size 1/4 Acre	25 years or greater	0.3	0.34	0.37	0.33	0.37	0.42	0.36	0.4	0.47	0.38	0.42	0.52
13	Residential Lot Size 1/3 Acre	less than 25 years	0.19	0.23	0.26	0.22	0.26	0.3	0.25	0.29	0.34	0.28	0.32	0.39
14	Residential Lot Size 1/3 Acre	25 years or greater	0.28	0.32	0.35	0.3	0.35	0.39	0.33	0.38	0.45	0.36	0.4	0.5
15	Residential Lot Size 1/2 Acre	less than 25 years	0.16	0.2	0.24	0.19	0.23	0.28	0.22	0.27	0.32	0.26	0.3	0.37
16	Residential Lot Size 1/2 Acre	25 years or greater	0.25	0.29	0.32	0.28	0.32	0.36	0.31	0.35	0.42	0.34	0.38	0.48
17	Residential Lot Size 1 Acre	less than 25 years	0.14	0.19	0.22	0.17	0.21	0.26	0.2	0.25	0.31	0.24	0.29	0.35
18	Residential Lot Size 1 Acre	25 years or greater	0.22	0.26	0.29	0.24	0.28	0.34	0.28	0.32	0.4	0.31	0.35	0.46
19	Industrial	less than 25 years	0.67	0.68	0.68	0.68	0.68	0.69	0.68	0.69	0.69	0.69	0.69	0.7
20	Industrial	25 years or greater	0.85	0.85	0.86	0.85	0.86	0.86	0.86	0.86	0.87	0.86	0.86	0.88
21	Commercial	less than 25 years	0.71	0.71	0.72	0.71	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
22	Commercial	25 years or greater	0.88	0.88	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.9	0.89	0.89	0.9
23	Streets	less than 25 years	0.7	0.71	0.72	0.71	0.72	0.74	0.72	0.73	0.76	0.73	0.75	0.78
24	Streets	25 years or greater	0.76	0.77	0.79	0.8	0.82	0.84	0.84	0.85	0.89	0.89	0.91	0.95
25	Open Space	less than 25 years	0.05	0.1	0.14	0.08	0.13	0.19	0.12	0.17	0.24	0.16	0.21	0.28
26	Open Space	25 years or greater	0.11	0.16	0.2	0.14	0.19	0.26	0.18	0.23	0.32	0.22	0.27	0.39
27	Parking	less than 25 years	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87
28	Parking	25 years or greater	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97

Figur 3-5: SSAs oversikt over avrenningskoeffisienter for ulike områdetyper, returperioder, helninger og jordtyper (Autodesk Inc. 2014).

Etter å ha kartlagt område- og jordtyper for hvert delfelt, beregnet SSA en gjennomsnittlig avrenningskoeffisient. Et eksempel på dette er vist i Figur 3-6, hvor man ser at delfeltet består av 30 % skog, 57 % boligområder med boligtomter større enn 500 m², 3 % vei og 10 % åpne områder, alle med jordtype D. Da beregnet SSA en gjennomsnittlig avrenningskoeffisient på 0,37.

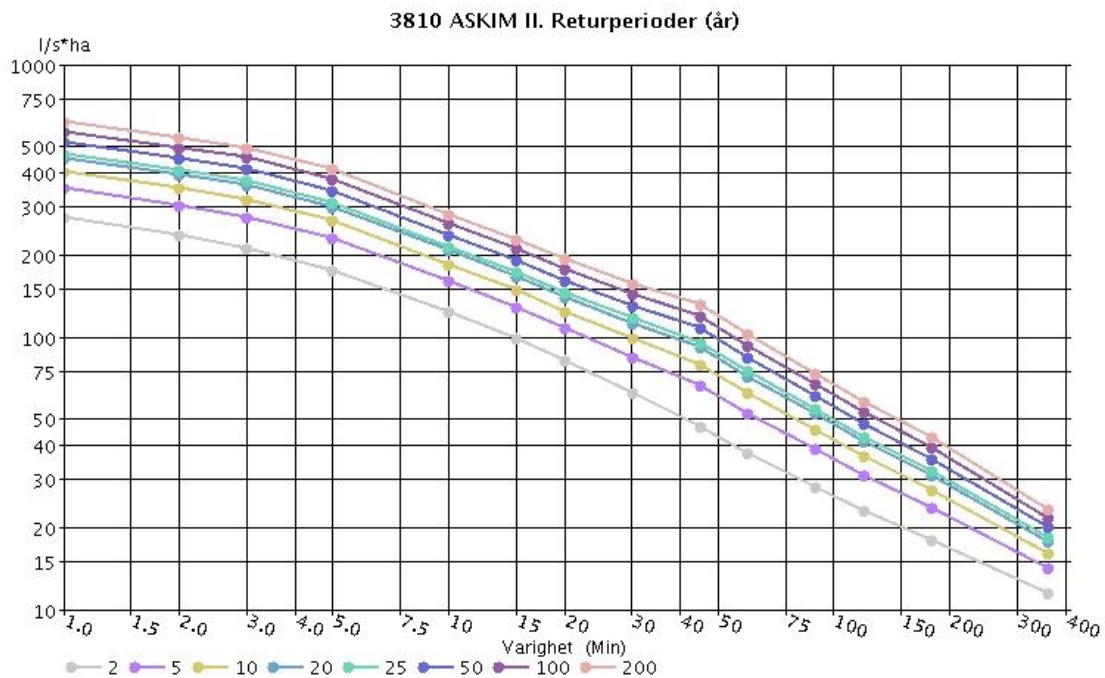
Subbasins				
General		Connectivity		
Subbasin ID: (Site 1).Site 1-28		Rain gage:		
		Outlet node:	285 (Ledningsnett - 3)	
Description:				
Physical Properties		Runoff Coefficient		
Composite runoff coefficient				
	Area (ha)	Area (%)	Runoff Coefficient	Description
1	1.57800	30.00	0.20	D (2-6%) Forest, 25 years or greater
2	2.99820	57.00	0.45	D (2-6%) Residential Lot Size 1/8 Acre, 25 years or greater
3	0.15780	3.00	0.91	D (2-6%) Streets, 25 years or greater
4	0.52600	10.00	0.27	D (2-6%) Open Space, 25 years or greater
5				
6				
Total area: 5.260		ha	Total area: 100.00	% Weighted coeff: 0.37

Figur 3-6: Eksempel på utregning av gjennomsnittlig avrenningskoeffisient for et delfelt i området.

Hvert delfelt må tildeles verdier for strømningslengde på overflaten og gjennomsnittshelning, for å beregne konsentrasjonstiden. Den opprinnelige modellen var satt opp med defaultverdier for strømningslengde lik 500 m og gjennomsnittshelningen lik 0,5 %. Disse verdiene var urealistiske for det aktuelle nedslagsfeltet og ble derfor justert. Lengden på delfeltene ble målt opp direkte i SSA og varierte fra 100 til 800 m. Gjennomsnittshelningen for hvert delfelt ble beregnet ved å studere kartdata og varierte fra 0,5 % til 17 %.

Nedbørsdata

Nedbørsdata i form av IVF-kurver er hentet fra eKlima.no for målestasjon 3810 Askim II, som vist i Figur 3-7.



Figur 3-7: Logaritmiske IVF-kurver for målestasjon 3810 Askim II, periode: 1968-2012 (eKlima 2016).

I SSA vil den kalkulererte konsentrasjonstiden til hvert delfelt benyttes for å finne spissavrenningen i feltene. Hvert delfelt blir da tildelt et kasseregner med intensitet tilsvarende konsentrasjonstiden, og volumet av kasseregnet fordeles utover tidsintervallet.

SSA oppgir nedbørintensitet i mm/t. Det var derfor nødvendig å konvertere verdiene i IVF-kurven fra l/s*ha til mm/t ved hjelp av følgende sammenheng: $1 \text{ l/s*ha} = 0,36 \text{ mm/t}$. På bakgrunn av dette vil nedbørintensiteten i denne oppgaven oppgis i mm/t.

3.2.2 Testkjøring av modellen

Etter at modellen var satt opp som beskrevet ovenfor, viste simuleringene av regn med ulike gjentakintervaller uregelmessige resultater. Ved simulering av et regn med 2-års gjentakintervall ble det oversvømmelser i 105 kummer (44 % av alle kummer i nedslagsfeltet). Det er viktig å merke seg at 49 av de oversvømte kummene er tilknyttet til delfeltene. Til disse kummene vil det ved simulering av et regn strømme veldig mye vann, mens avrenningen i virkeligheten vil spre seg mer utover.

For å kartlegge hva som var den maksimale kapasiteten til systemet basert på modellens forutsetninger, ble det prøvd å kjøre ulike nedbørintensiteter på hele nedslagsfeltet.

Resultatene av dette er vist i Tabell 3-1.

Tabell 3-1: Kapasiteten på overvannssystemet ved bruk av den opprinnelige modellen.

Intensitet [mm/t]	Antall oversvømte kummer
20,0	31 (15)*
15,0	17 (6)
10,0	8 (2)
7,5	5 (2)
5,0	0

*Tallene i parentes angir antall oversvømte kummer som ikke er tilknyttet et delfelt.

I Tabell 3-1 ser man at nedslagsfeltet har en maksimal kapasitet på ca. 7,5 mm/t. Da blir det kun oversvømmelse ved 5 kummer (2 % av alle kummer i nedslagsfeltet).

Årsaken til dette resultatet kan være at ledningsnettet er underdimensjonert, dimensjonert feil eller dimensjonert etter tidligere ingeniørpraksis¹⁵. Andre årsaker kan være at modellen gjør ukorrekte beregninger eller at det er feil i inngangsdataen. For å finne årsaken ble det gjort følgende:

- Verifisering av modellen.
- Samtale med Eidsberg kommune for praktisk erfaring med kapasiteten på overvannssystemet.

¹⁵ Før Norsk standard NS-EN 752-2:1997 ble innført ble avløpssystemet dimensjonert etter veiledninger og normer med faglig tyngde og autoritet. Blant annet TA550 fra Statens forurensingstilsyn (SFT), som anbefalte minimumsverdier for intervaller mellom dimensjonerende regnskyll fra 2 til 10 år, avhengig av type system og område (Lindholm et al. 2008).

- Opprettet en ny modell med bruk av EPA SWMM som hydrologisk metode, fordi denne beregningsmetoden krever andre typer inngangsparametere og blir sett på som den beste hydrologiske metoden i SSA.

For å kontrollere usikkerheten i nedbørsdataen burde modellen vært kalibrert, men fordi det ikke fantes tilgjengelig data fra avrennings- eller vannføringsmålinger i feltet ble ikke modellen kalibrert i denne oppgaven.

Verifisering av modellen

Det ble utført en verifisering av modellen, for å kontrollere at avrenningsberegningene i modellen stemmer med den rasjonelle metode. For å oppnå likt nedbørsvolum var det nødvendig å angi én regnvarighet. I SSA gir ikke bruk av den rasjonelle metode som hydrologisk beregningsmodell muligheten for å velge regnvarighet, derfor ble den modifiserte rasjonelle metode brukt i verifiseringen. Det ble brukt et regn med 2-års gjentaksintervall med varighet på 360 min, fordi dette regnet ga minimalt med oversvømmelser og oppstuvinger i nettet, slik at all avrenningen kom frem til utløpet.

Arealet av feltet er 258 ha.

Ut i fra arealfordelingen (Figur 3-2) og SSAs tabell for valg av avrenningskoeffisienter (Figur 3-5), ble den gjennomsnittlige avrenningskoeffisienten beregnet på følgende måte:

$$\phi_{\text{snett}} = (56,2 \% * 0,4 + 4,2 \% * 0,89 + 22,1 \% * 0,2 + 0,9 \% * 0,4 + 12,4 \% * 0,27 + 4,2 \% * 0,91) / 100 \% = 0,38$$

Regnvarigheten ble som nevnt satt til 360 min, noe som ga en intensitet på 11,4 l/s*ha for et 2 års regn hentet fra IVF-kurven (Figur 3-7).

De manuelle beregningene ga følgende:

$$Q_{\text{maks}} = 0,38 * 258 \text{ ha} * 11,4 \text{ l/s*ha} = \underline{\underline{1117,56 \text{ l/s}}}$$

Vannføringen i ledningen rett før utløpet viste en spissvannføring på 1039,53 l/s. Dette stemmer godt overens med de manuelle beregningene fra den rasjonelle metode, og gir en feil på 7,5 %.

3.2.3 Ny modell

Etter samtaler med kommunen og anbefalinger fra Norconsult ble det valgt å sette opp en ny SSA-modell med bruk av EPA SWMM som hydrologisk beregningsmetode. Modellen med

bruk av den rasjonelle metode ga urealistiske resultater, og metoden er ikke egnet til å bruke for volumberegninger. EPA SWMM tar hensyn til blant annet impermeable flater, overflateruhet, gropmagasin og infiltrasjon. I stedet for å bruke kasseregner som nedbørsdata, bruker EPA SWMM nedbørshyetogrammer som gir et mer realistisk bilde av nedbørsforløpet. All inngangsdata for ledninger, noder og utløp er de samme som for modellen med bruk av den rasjonelle metoden, men EPA SWMM krever annen inngangsdata for nedbørsdata og delfelt.

Nedbørsdata

Ved bruk av EPA SWMM var det nødvendig å bruke symmetriske nedbørshyetogrammer som nedbørsdata. For å konstruere disse ble metoden etter Lindholm og Aune (1978) benyttet.

Valg av gjentaksintervall

Det ble konstruert symmetriske nedbørshyetogrammer for regn med 2-, 5-, 10-, 20-, 50- og 100-års gjentaksintervall.

Beregning av nedslagsfeltets konsentrasjonstid

Konsentrasjonstiden (t_k) til nedslagsfeltet ble beregnet ved å legge sammen strømmingstiden (t_s) i ledningsnett og tilrenningstiden (t_t).

$$t_s = \text{strekning} / \text{hastighet} = 2800 \text{ m} / 1,5 \text{ m/s} / 60 \text{ s/min} = 31,1 \text{ min}$$

$$t_t = 7 \text{ min}$$

$$t_k = t_s + t_t = 31,1 \text{ min} + 7 \text{ min} = \underline{\underline{38,1 \text{ min}}}$$

Antagelsene om hastighet = 1,5 m/s og tilrenningstid = 7 min er hentet fra avsnitt 2.4.1.

På bakgrunn av dette ble det valgt å konstruere symmetriske nedbørshyetogrammer med 60 minutters varighet.

Hente ut informasjon om nedbørintensitet fra IVF-kurve

Det ble valgt ut varigheter med 10 minutters intervall, slik at beregningssteget ble 5 min. Lavere beregningssteg ville gitt svært høye spissintensiteter.

For å konstruere nedbørshyetogrammene ble det hentet ut informasjon om nedbørintensitetene for de ulike varighetene fra IVF-kurven fra målestasjon 3810 Askim II (Figur 3-7).

Det forutsettes at nedbørshyetogrammet er symmetrisk om sin midtakse. Nedenfor er konstruksjonsprinsippet for et 60 minutters regn med 20-års gjentaksintervall vist.

Tabell 3-2: Verdier hentet ut fra IVF-kurve fra målestasjon 3810 Askim II.

Varighet	10 min	20 min	30 min	40 min	50 min	60 min
Intensitet [mm/t]	74,4	50,4	40,4	35,3	29,3	25,7

$$I_{10} = 74,4 \text{ mm/t}$$

$$I_{20}-I_{10} = (50,4 \text{ mm/t} * 20 \text{ min} - 74,4 \text{ mm/t} * 10 \text{ min}) / 10 \text{ min} = 26,4 \text{ mm/t}$$

$$I_{30}-I_{20} = (40,4 \text{ mm/t} * 30 \text{ min} - 50,4 \text{ mm/t} * 20 \text{ min}) / 10 \text{ min} = 20,4 \text{ mm/t}$$

$$I_{40}-I_{30} = (35,3 \text{ mm/t} * 40 \text{ min} - 40,4 \text{ mm/t} * 30 \text{ min}) / 10 \text{ min} = 20,0 \text{ mm/t}$$

$$I_{50}-I_{40} = (29,3 \text{ mm/t} * 50 \text{ min} - 35,3 \text{ mm/t} * 40 \text{ min}) / 10 \text{ min} = 5,3 \text{ mm/t}$$

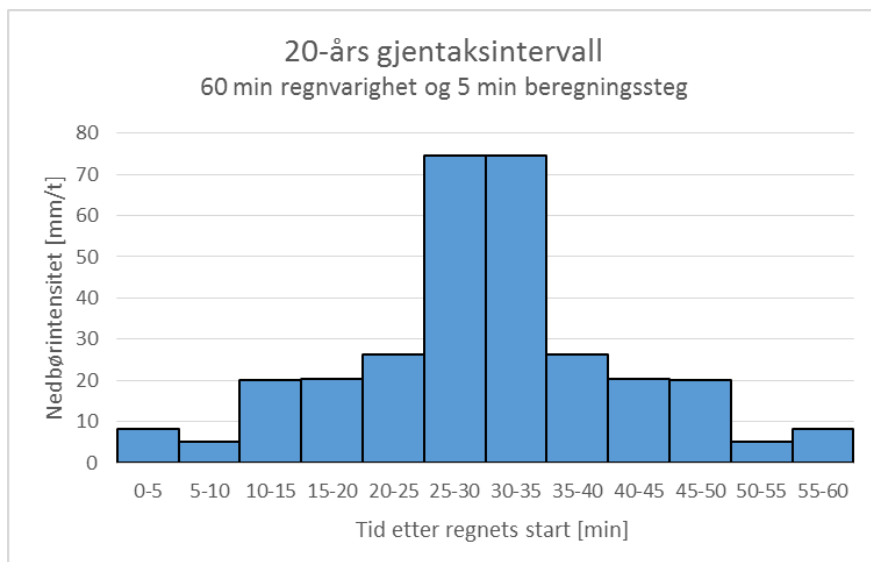
$$I_{60}-I_{50} = (25,7 \text{ mm/t} * 60 \text{ min} - 29,3 \text{ mm/t} * 60 \text{ min}) / 10 \text{ min} = 7,7 \text{ mm/t}$$

Symmetrisk fordeling

Intensitetene for de ulike varighetene fordeles symmetrisk om hyetogrammets midtakse med 5 minutters beregningssteg, som vist i Tabell 3-3 og Figur 3-8.

Tabell 3-3: Verdier for symmetrisk nedbørshyetogram.

Tid etter regnets start [min]	Nedbørintensitet [mm/t]
5	7,7
10	5,3
15	20,0
20	20,4
25	26,4
30	74,4
35	74,4
40	26,4
45	20,4
50	20,0
55	5,3
60	7,7



Figur 3-8: Konstruert symmetrisk nedbørshyetogram for et 60 minutters regn med 20-års gjentaksintervall.

I Vedlegg A finnes en oversikt over alle de konstruerte nedbørshyetogrammene.

Simuleringene ble kjørt i 3 timer ettersom regn med 60 minutters varighet simuleres.

Beregningssteget ble satt til 20 sekunder, fordi dette ga minst feil i den hydrauliske routingen.

Delfelt

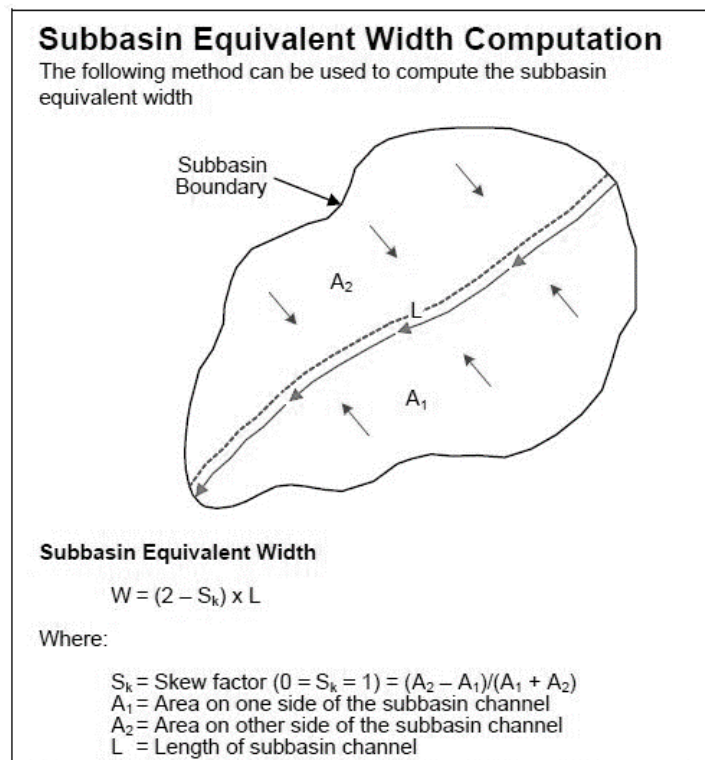
I SSA krever den rasjonelle metode informasjon om strømningslengde på overflaten, gjennomsnittshelning og avrenningskoeffisienter, for å gjøre de hydrologiske beregningene for delfeltene. EPA SWMM krever flere inngangsparametere. Disse parameterne med tilhørende inngangsverdier er listet opp i Tabell 3-4.

Tabell 3-4: Inngangsdata for den nye modellen (EPA SWMM).

Parametere	Inngangsverdier
Ekvivalent bredde [m]	100-800
Helning [%]	0,5-17
Andel impermeable flater [%]	0-93
Impermeable flater uten gromagasin [%]	25
Mannings tall for impermeable flater [-]	0,015
Mannings tall for permeable flater [-]	0,1
Gromagasin for impermeable flater [mm]	2,0
Gromagasin for permeable flater [mm]	5,0
Maks infiltrasjonskapasitet [mm/t]	40
Minimum infiltrasjonskapasitet [mm/t]	10

Ekvivalent bredde

Figur 2-1 illustrerer hva SSA definerer som ekvivalent bredde og hvordan den beregnes.



Figur 3-9: Metode for å beregne ekvivalent bredde i SSA (Autodesk Inc. 2014).

Ut i fra denne metoden ble ekvivalent bredde beregnet for de ulike delfeltene, som varierte fra 100 til 800 m.

Helning

Verdiene for gjennomsnittshelning tilsvarer de som ble funnet for modellen med rasjonell metode.

Andel impermeable flater

Ved bruk av kartdata og teoretiske betraktninger ble hvert delfelt tildelt en passende andel impermeable flater, som varierte fra 0 til 93 %.

Andel deltagende flater ble tatt høyde for ved å multiplisere andel boliger med en faktor på 0,55 og andel forretnings- og industriområder med 0,9 på bakgrunn av Tabell 2-3.

Mannings ruhetskoeffisient

Mannings ruhetskoeffisient for impermeable og permeable flater ble valgt med bakgrunn i SSAs default-verdier for overflateruhet. Verdiene er henholdsvis 0,015 og 1, som begge ansees som konservative verdier.

Gropmagasin

Dybden på gropmagasiner for impermeable og permeable flater ble valgt med bakgrunn i SSAs default-verdier for overflateruhet. Verdiene er henholdsvis 2,0 mm og 5,0 mm.

Infiltrasjonskapasitet

Ut i fra aktuelle forhold, teoretisk betraktning og SSAs default-verdier ble infiltrasjonskapasiteten satt til min 10 mm/t og maks 40 mm/t.

Resultat

Modellen med EPA SWMM viste mer tilfredsstillende resultater enn modellen med den rasjonelle metode, men systemet ser allikevel ikke ut til å tåle normal belastning. Dette vil bli diskutert i kapittel 5.

Ved simulering av et 60 minutters regn med 5-års gjentaksintervall ble det registrert oversvømmelse i 28 kummer (12 % av alle kummer). Det er viktig å merke at 14 av de oversvømte kummene er tilknyttet delfeltene. Som tidligere nevnt vil disse kummene få all avrenningen fra delfeltet de er tilknyttet, men i virkeligheten vil avrenningen fra delfeltet spre seg mer utover og drenere til flere av de nærliggende sandfangene.

Nedenfor er det listet opp forslag til hva som kan årsaken til at EPA SWMM ga bedre resultater enn den rasjonelle metode.

- Den rasjonelle metode beregner «worst-case scenario», da den tildeler delfeltene regn med ulike intensiteter basert på den beregnede konsentrasjonstiden. Dette vil gi ekstremt store samlede vannføringer i forhold til virkeligheten. Ved bruk av EPA SWMM faller det derimot ett bestemt regn på alle delfeltene samtidig.
- Når hvert felt ble tildelt prosentandel impermeable flater ble det tatt hensyn til andel deltagende flater, som beskrevet i avsnitt 2.4.1. Dette gir et bedre bilde av den virkelige situasjonen i nedslagsfeltet, enn ved bruk av avrenningskoeffisienter som ikke var korrigert etter andel deltagende flater.

- EPA SWMM tar hensyn til infiltrasjon i grunnen, som beskrevet i avsnitt 2.7.4. Dette gir tilbakeholdelse av noe av nedbøren, som har mye å si for korte nedbørshendelser.
- Bruk av nedbørshyetogrammer gir et mer realistisk nedbørsforløp, enn bruk av kasseregn. Kasseregn gir dimensjonerende regn for et punkt i feltet, mens nedbørshyetogram gir dimensjonernde regn for alle deler i ledningsnett.
- EPA SWMM tar hensyn til gropmagasinering, som beskrevet i avsnitt 2.7.1. Dette vil også føre til noe tilbakeholdelse av nedbør.
- Den kinematisk bølgemetode er en mer avansert beskrivelse av tilrenningstiden enn Kirpich likning, som beskrevet i avsnitt 2.7.3.

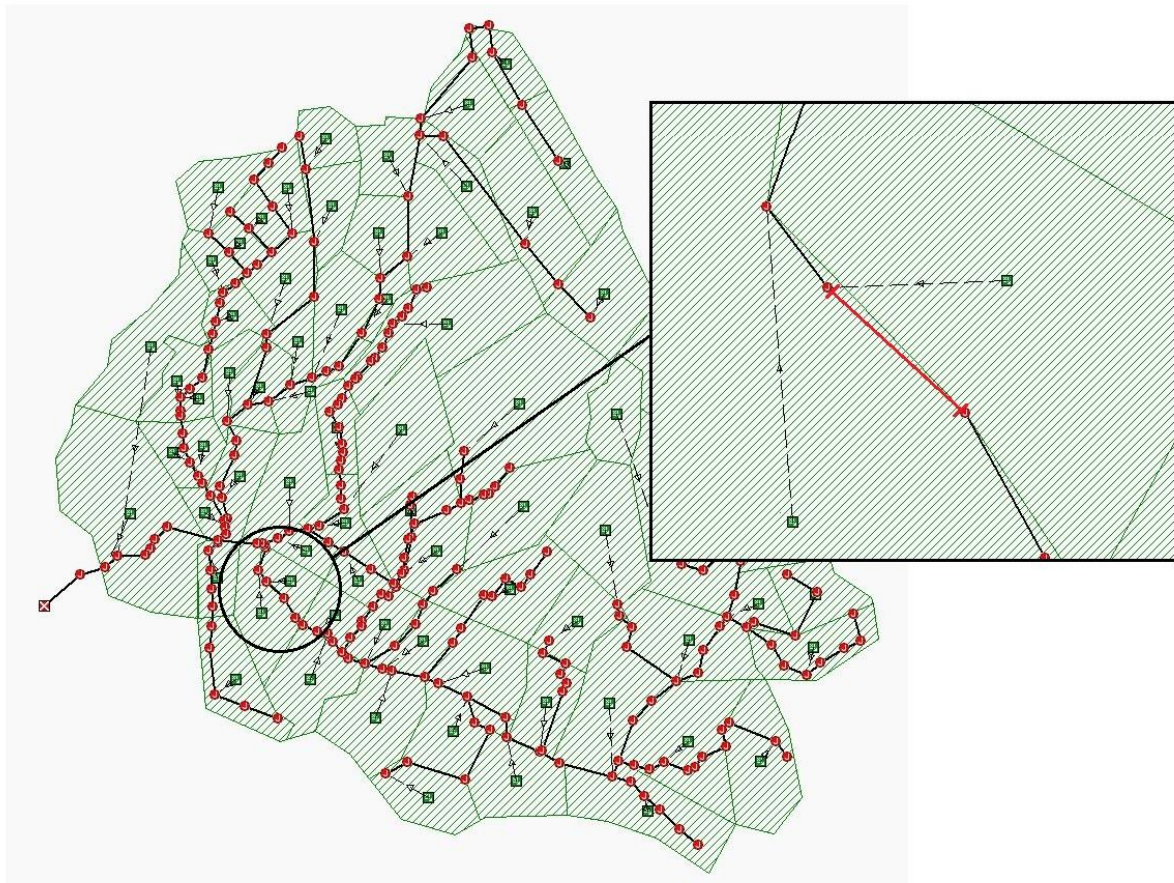
Videre i oppgaven vil den nye modellen med EPA SWMM benyttes som grunnlag for analysene.

3.2.4 Følsomhetsanalyse

For å identifisere hvilke inngangsparametere som gir mest utslag i forhold til resultatene ble det gjennomført en følsomhetsanalyse av de viktigste parameterne i modellen. Dette reduserer risikoen for usikkerhet i modellen (jf. avsnitt 2.7.8).

Følsomhetsanalysen kartlegger hva som skjer med output-verdiene hvis noen av parameterne i modellen avviker fra inngangsverdien. Resultatene kan fremstilles i et stjernediagram, som illustrerer flere separate følsomhetsanalyser i én figur. Parameterens relative viktighet kan illustreres ved å se på helningen på parameterens følsomhetskurve. Følsomheten er den deriverte til kurven (Buhler 2013).

Det ble valgt å gjøre en punktanalyse av et ledningsstrek i vestenden av Smedgaten, som opplever oppstuvning ved lave gjentaksintervaller og som mottar avrenning fra hele området øst i nedslagsfeltet. Ledningsstrekket er vist i Figur 3-10. Det ble valgt å bruke et 60 minutters regn med 5-års gjentaksintervall, fordi det aktuelle ledningsstrekket ikke opplever oppstuvning ved dette gjentaksintervallet.



Figur 3-10: Ledningsstrekke som er brukt i følsomhetsanalysen.

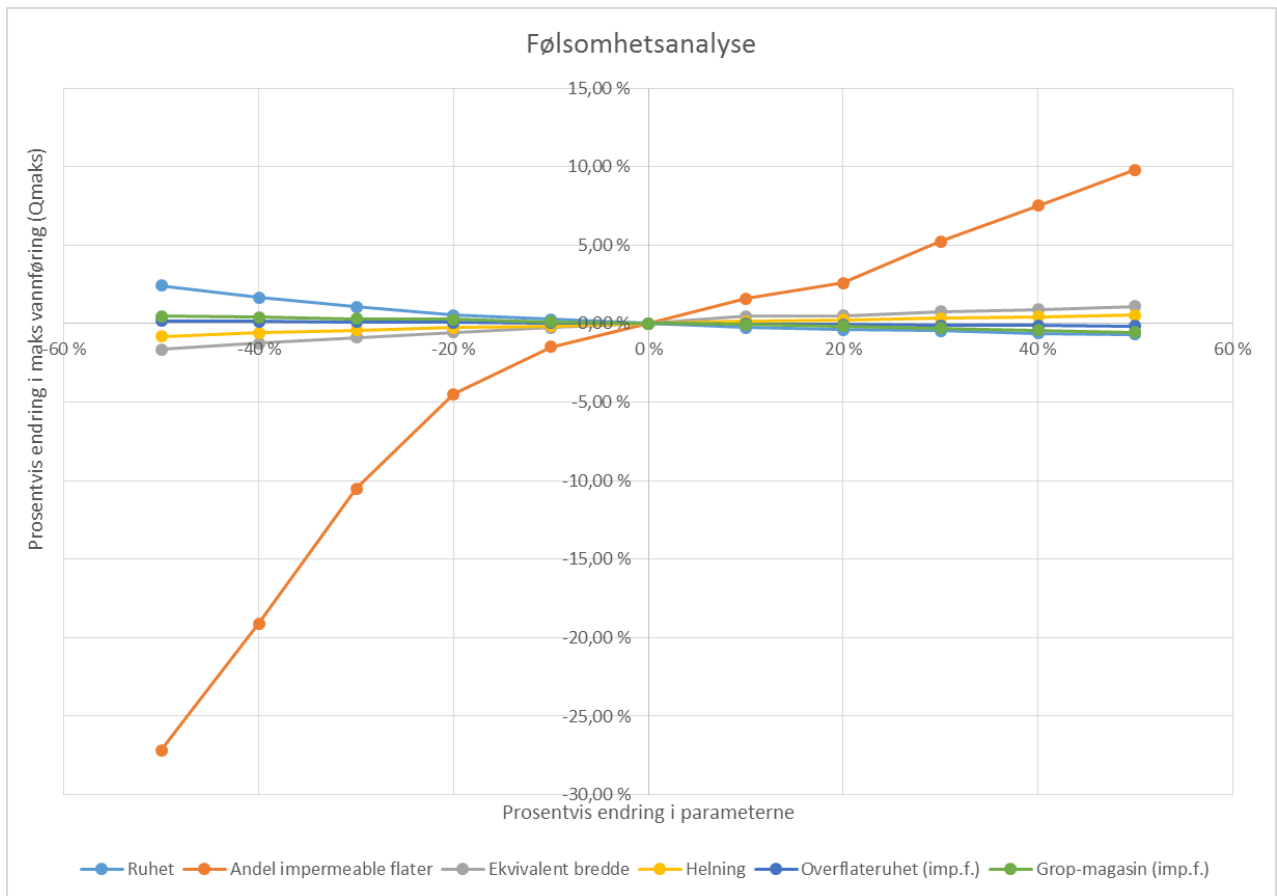
For å finne følsomheten til modellen ble det studert hvordan den maksimale vannføringen, Q_{maks} , i den aktuelle ledningen varierte med variasjoner i de ulike parameterne. Parameterne som ble studert var:

- Ruhet i rør (Mannings ruhetskoeffisient)
- Andel impermeable flater
- Ekvivalent bredde
- Helning
- Overflateruhet impermeable flater
- Gropmagasin impermeable flater

Resultat

Resultatet av følsomhetsanalysen er presentert i Figur 3-11. Som tidligere nevnt illustrerer stigningstallet til kurvene hvor mye de ulike parameterne påvirker den maksimale vannføringen. En bratt kurve indikerer at endring i parameteren vil gi store utslag i maksimal

vannføring, mens en slak kuve indikerer at endring i parameteren vil gi lite utslag i maksimal vannføring.



Figur 3-11: Følsomheten for de ulike parameterne i modellen i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).

Av de parameterne som ble analysert var det andel impermeable flater som hadde størst innvirkning på den maksimale vannføring. Denne parameteren kan derfor kategoriseres som en følsom parameter. 50 % reduksjon av andel impermeable flater vil gi en reduksjon i maksimal vannføring på ca. 27 %, og 50 % økning av andel impermeable flater vil gi en økning i maksimal vannføring på ca. 10 %. De andre parameterne har lite utslag på den maksimale vannføringen, og kan derfor kategoriseres som lite følsomme parametere.

I Vedlegg B er resultatene for de ulike parameterne presentert.

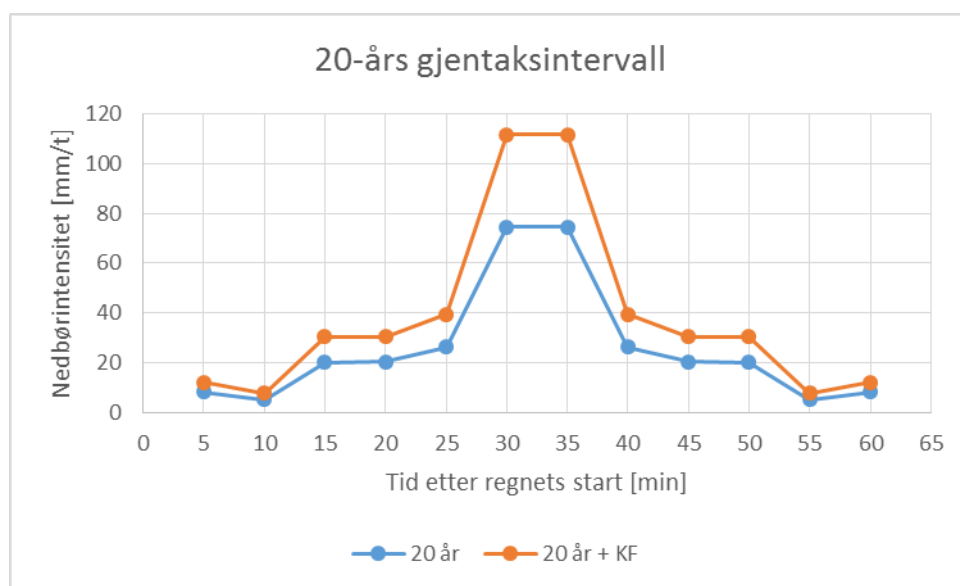
3.2.5 Valg av klimafaktor

I kapittel 2.5.2 ble det diskutert hvor vanskelig det er å si noe om de fremtidige nedbørhendelsene når det gjelder volum og intensitet. Etter anbefalinger fra IDA Spildevandskomiteen (2008) og samtaler med Oddvar Lindholm (2016d) ble det valgt å benytte en klimafaktor på 1,5, for å beskrive nedbørintensiteten om 100 år. Denne faktoren multipliseres med nedbørintensitetene fra dagens IVF-kurver.

I Tabell 3-5 og Figur 3-12 er det illustrert hvordan intensiteten til et 60 minutters regn med 20-års gjentaksintervall påvirkes av et 50 % klimatillegg.

Tabell 3-5: Nedbørintensitet for et regn 20-års gjentaksintervall ved ulike regnvarigheter, med og uten klimafaktor.

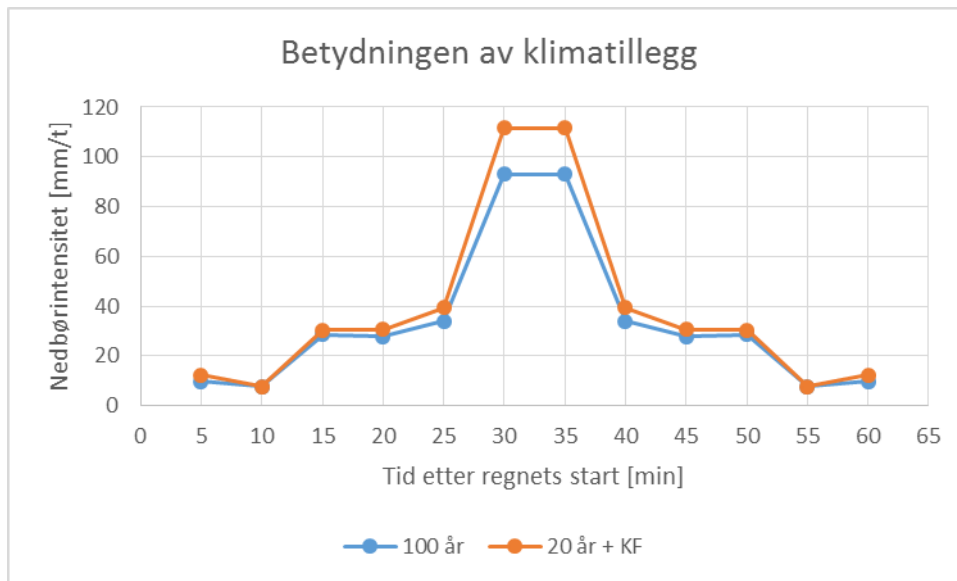
Varighet	10 min	20 min	30 min	40 min	50 min	60 min
Intensitet hentet fra IVF- kurve [mm/t]	74,4	50,4	40,4	35,3	29,3	25,7
Intensitet med 50 % klimatillegg [mm/t]	111,6	75,6	60,6	53,0	44,0	38,6



Figur 3-12: Symmetriske nedbørshyetogram for et 60 minutters regn med 20-års gjentaksintervall, med og uten klimafaktor.

I Vedlegg A finnes en oversikt over alle konstruerte nedbørshyetogrammer med klimafaktor.

For å illustrere hvor mye et 50 % klimatillegg har å si for nedbørintensiteten, kan man i Figur 3-13 se at spissintensiteten til et regn med 100-års gjentaksintervall uten klimafaktor er ca. 17 % lavere enn spissintensiteten til et regn med 20-års gjentaksintervall med klimafaktor.



Figur 3-13: Symmetriske nedbørshyetogram for et 60 minutters regn med 100-års gjentaksintervall uten klimafaktor og 20-års gjentaksintervall med klimafaktor.

3.3 Beregning av skadeomfang

I både den hydrauliske og den økonomiske analysen er det interessant å si noe om skadeomfang som følge av oversvømmelse og flom. Det er derfor nødvendig å gjøre antagelser om antall skadde hus og bygninger basert på oversvømmelsesvolum og antall skadelig regn som oppstår over en gitt periode.

3.3.1 Oversvømmelse fra kum

Etter NS-EN 752 og anbefalinger fra Norsk Vann (jf. avsnitt 2.3.1) er det vanlig å sette oversvømmelsesnivået til markoverflaten for separatsystem og til 90 cm (kjellernivå) over topp av rør i hovedledningsnett for fellessystem.

I SSA er oversvømmelsesnivået til kummene definert som markoverflaten. Dersom vannivået i en kum overstiger marknivået, vil resultatet fra simuleringen vise en blå prikk over den aktuelle kummen. Dersom ledningene går helt fulle under simuleringen, vil resultatet vise en rød strek over de aktuelle ledningene.

3.3.2 Antall skadde hus og bygninger

74 % av ledningene i nedslagsfeltets overvannssystem er basert på separatsystem. I denne oppgaven antas det derfor at skade på hus og bygninger kun forekommer dersom vannet fra ledningsnett når markoverflaten. Skadene kan skje som følge av vanninntrenging gjennom kjellerinnnganger, vinduer ved bakkenivå, garasjeinnnganger eller andre innganger til hus og bygninger.

Eidsberg kommune har ikke dokumentert skader på hus og bygninger som følge av overvannsoversvømmelser. For å gjøre en estimering av skadeomfang var det derfor nødvendig å gjøre egne antagelser og anslag. Anslagene er svært usikre og kan kun betraktes som hypotetiske scenarier for å kunne sammenlikne analysene mot hverandre.

Nedslagsfeltet består av totalt 240 noder, og det vil være for tidkrevende å kartlegge hvor mange hus og bygninger som er knyttet til hver node. Etter samtaler med Oddvar Lindholm (2016c) ble det i stedet valgt å kartlegge totalt antall hus og bygninger i nedslagsfeltet og fordele antallet på de 240 nodene, for å få en gjennomsnittsverdi per node.

Nedslagsfeltet består av totalt 1615 hus og bygninger. Dette gir ca. 6,7 hus og bygninger per node. Det antas at 50 % av alle hus og bygninger rundt en node skades ved et oversvømmelsesvolum større eller lik 10 m^3 . Det vil si $6,7 * 0,5 = 3,37$ skadde bygninger per node med oversvømmelsesvolum større eller lik 10 m^3 .

3.3.3 Antall skadelige nedbørshendelser

For å si noe om de totale skadekostnadene over en gitt periode er det nødvendig å vite hvor mange ganger nedbørshendelser med de ulike gjentaksintervallene som vil opptre i løpet av perioden. Dette kan bestemmes ved å studere IVF-kurvens oppbygning.

For eksempel: i løpet av en 100-års periode antas det at den største nedbørshendelsen som vil oppstå er et regn med 100-års gjentaksintervall. Sannsynligheten for at slikt regn vil oppstå er $p = 1/100 = 0,01$, som betyr at det statistisk sett i løpet av en 100-års periode vil oppstå én ($100 * 0,01 = 1$) hendelse med intensitet større eller lik et slikt regn. Videre er sannsynligheten for at et regn med 50-års gjentaksintervall vil oppstå, $p = 1/50 = 0,02$, som betyr at det statistisk sett i løpet av en 50-års periode vil oppstå to ($100 * 0,02 = 2$) hendelser med intensitet større eller lik et slikt regn. For et regn med 20-årgjentaksintervall er sannsynligheten, $p = 1/20 = 0,05$, som betyr at det statistisk sett i løpet av en 100-års periode vil oppstå fem ($100 * 0,05 = 5$) nedbørshendelser med intensitet større eller lik et slikt regn. Tilsvarende vil gjelde for nedbørshendelser med 10-, 5- og 2-års gjentaksintervall.

Bekku (2012) og Myking (2012) fant i sine masteroppgaver en metode for å estimere forventede antall nedbørshendelser for ulike gjentaksintervall i løpet av en 100-års periode. Metoden bygger på at av de 50 nedbørshendelsene med intensitet større eller lik intensiteten til et regn med 2-års gjentaksintervall, som antas å oppstå i løpet av 100-års perioden, representerer 20 av disse nedbørshendelser med intensiteter større eller lik intensiteten for et regn med 5-års gjentaksintervall. Av de 20 nedbørshendelsene med intensitet større eller lik

intensiteten for et regn med 5-års gjentaksintervall, representerer 10 av disse nedbørshendelser med intensiteter større eller lik intensiteten for et regn med 10-års gjentaksintervall osv.

På bakgrunn av dette er forventede antall nedbørshendelser for de ulike gjentaksintervallene i løpet av en 100-års periode oppsummert i Tabell 3-6.

Tabell 3-6: Metode for å anslå antall nedbørshendelser for ulike gjentaksintervall i løpet av 100 år (Bekku 2012; Myking 2012).

Gjentaksintervall [år]	Antall nedbørshendelser ved de ulike gjentaksintervallene i løpet av 100 år	Akkumulert antall nedbørshendelser større eller lik intensiteten til de ulike gjentaksintervallene i løpet av 100 år
2	30	50
5	10	20
10	5	10
20	3	5
50	1	2
100	1	1
<i>Sum</i>	<i>50</i>	<i>88</i>

I Tabell 3-6 ser man for eksempel at det vil oppstå 50 nedbørshendelser med intensitet større eller lik intensiteten til et regn med 2-års gjentaksintervall, men det forventes at det kun vil oppstå 30 nedbørshendelser med intensitet lik et regn med 2-års gjentaksintervall.

3.4 Hydraulisk analyse

I den hydrauliske analysen ble det gjennomført en simulering av dagens situasjon, som representerer simuleringer med dagens nedbørintensiteter. Dagens situasjon ble sammenliknet med den forventede nedbørs situasjonen om 100 år med og uten implementering tiltak i nedslagsfeltet. Situasjonen om 100 år ble simulert ved å legge til en klimafaktor på 1,5 til dagens nedbørintensiteter.

Målet med analysene var å kartlegge hvilke LOD-tiltak som kan avbøte skadene grunnet klimaendringer, dvs. bringe skadeomfanget ned på dagens nivå. Det var også interessant å se hvor mye avrenning tiltakene klarer å holde tilbake.

Den hydrauliske analysen var også grunnlaget for den økonomiske analysen, hvor de ulike tiltakenes kostnadseffektivitet og lønnsomhet ble sammenliknet.

3.4.1 Dagens situasjon

Det ble gjennomført simuleringer av regnhendelser med dagens nedbørintensitet, for å ha et referansescenario for den hydrauliske analysen.

I simuleringen ble det brukt konstruerte nedbørshyetogrammer med bakgrunn i dagens IVF-kurver, for et 60-minutters regn med 2-, 5-, 10-, 20-, 50- og 100-års gjentaksintervall.

Målet var å avdekke ledningsnettets maksimale kapasitet i dagens nedbørsituasjon, samt flaskehalsar og skadeomfang.

3.4.2 Situasjonen om 100 år

Det ble gjennomført en simulering av dagens situasjon med klimatillegg, for å se hvordan dagens overvannssystem vil responderer på en fremtidige regnhendelser.

I simuleringen ble det brukt symmetriske nedbørshyetogrammer med 50 % klimatillegg for 60-minutters regn med 2-, 5-, 10-, 20-, 50- og 100-års gjentaksintervall.

Det er ikke tatt hensyn til at det vil bli flere impermeable flater i fremtiden. Analysen beskriver derfor kun hvilken innvirkning et fremtidig regn vil ha på nedslagsfeltet slik det ser ut i dag.

3.4.3 Aktuelle klimatilpasningstiltak for Mysen

For å sikre en bærekraftig arealforvaltning i Mysen vil det være nødvendig med langsiktige løsninger, som bidrar til verdiskapning. Implementering av LOD-tiltak vil være med å tilfredsstillere flere punkter i kommuneplanen til Eidsberg kommune (2015b):

- Overvannet skal håndteres lokalt og ikke kobles på avløpsnett.
- Styrke det biologiske mangfoldet.
- Sikre grønne areal for rekreasjon.
- Klimatilpasningstiltak; reduserer belastningen på ledningsnett og er med på å sikre naturlige flomveier.

Implementeringen vil også være et positivt bidrag for å tilfredsstillere Eidsberg kommunes krav om 2,5 l/s per dekar maksimalt tillatt påslipp på overvannssystemet (Nicolaisen 2016).

I denne oppgaven var det ikke nok tid til å gå igjennom hele nedslagsfeltet og komme med forslag til aktuelle LOD-tiltak for de ulike delfeltene. Det vil i stedet diskuteres mer generelle løsninger.

Grønne tak har positiv innvirkning på det urbane miljøet gjennom tilbakeholdelse av nedbør, redusert temperatur på taket, økt luftkvalitet og tilførsel av et grønt element i bybildet (Carter & Keeler 2008). Allikevel viser studier at grønne tak har en veldig høy kostnad i forhold til effekt (Blackhurst et al. 2010; Carter & Keeler 2008; Magnussen et al. 2015). På bakgrunn av dette ble ikke effekten av grønne tak simulert i denne oppgaven.

Som tidligere nevnt har Eidsberg kommune satt krav om at takvann skal kobles av det kommunale ledningsnett og håndteres lokalt. Allikevel er de fleste boligene fortsatt tilkoblet. Det vil derfor være interessant å se på effekten av frakobling av takvann fra boliger i den hydrauliske analysen.

I Eidsberg kommunes kommunedelplan for Mysen kommer det frem at området mangler et åpent vannspeil som et sentralt element i bybildet (Eidsberg kommune 2007). Ved å anlegge fordrøyningsbasseng kan dette ønsket kan kombineres med behovet overvannshåndtering. Det vil derfor være interessant å se på effekten av slike basseng i simuleringene.

Andre LOD-tiltak som ble diskutert i avsnitt 2.5.1 vil også være aktuelle for Mysen, men grunnet oppgavens tidsperspektiv var det ikke mulig å gjøre simuleringer av flere tiltak.

3.4.4 Fremgangsmåte for simulering av klimatilpasningstiltak

I SSA finnes det ingen egen måte å simulere virkningen av LOD-tiltak. Det er mulig å legge inn fordrøyningsmagasiner med ulike typer inn- og utløp i modellen, men dette er tidkrevende og komplisert. I analysen ble det derfor ikke tatt hensyn til utformingen av tiltakene, og det ble brukt enkle metoder for å etterligne den hydrauliske virkningen tiltakene vil ha på overvannsystemet.

Målet var å finne ut hvor mye overvann som kan holdes igjen i feltet ved bruk av LOD-tiltak, og om det er mulig å redusere skadeomfanget for et fremtidig regn til dagens nivå. Det vil si at dersom et 10-års regn med 50 % klimatillegg forårsaker skade på 120 hus og bygninger og et 10-års regn uten klimatillegg forårsaker skade på 50 hus og bygninger, er målet med tiltaket å redusere antall skadde hus og bygninger med 70 enheter for regnet med klimatillegg.

Med bakgrunn i avsnitt 3.4.3 ble det valgt å simulere og se på effekten av følgende tiltak:

- Frakobling av takvann
- Fordrøyning
- Økning av rørdimensjon

Tiltakene representerer to av hovedprinsippene innen lokal overvannshåndtering; infiltrasjon og fordrøyning, samt et konvensjonelt tiltak som omfatter økning av rørdimensjon.

Frakobling av takvann

Frakobling av takvann er beskrevet i avsnitt 2.5.1. Dette er et lokalt tiltak, som innebærer at takvannet ledes ut på gresskledde flater og infiltrerer lokalt ved kilden.

Når takvannet kobles fra overvannssystemet antas det at avrenningsbidraget fra aktuelle hus og bygninger reduseres betraktelig. For å simulere tiltaket ble andel impermeable flater som representerer tak på boliger i nedslagsfeltet satt til 0. Dette utgjorde et areal på ca. 23,9 ha (ca. 9 % av nedslagsfeltets totale areal), som tilsvarer ca. 860 boliger. I Vedlegg C finnes en detaljert oversikt over hvilke delfelt som ble endret.

Fordrøyning

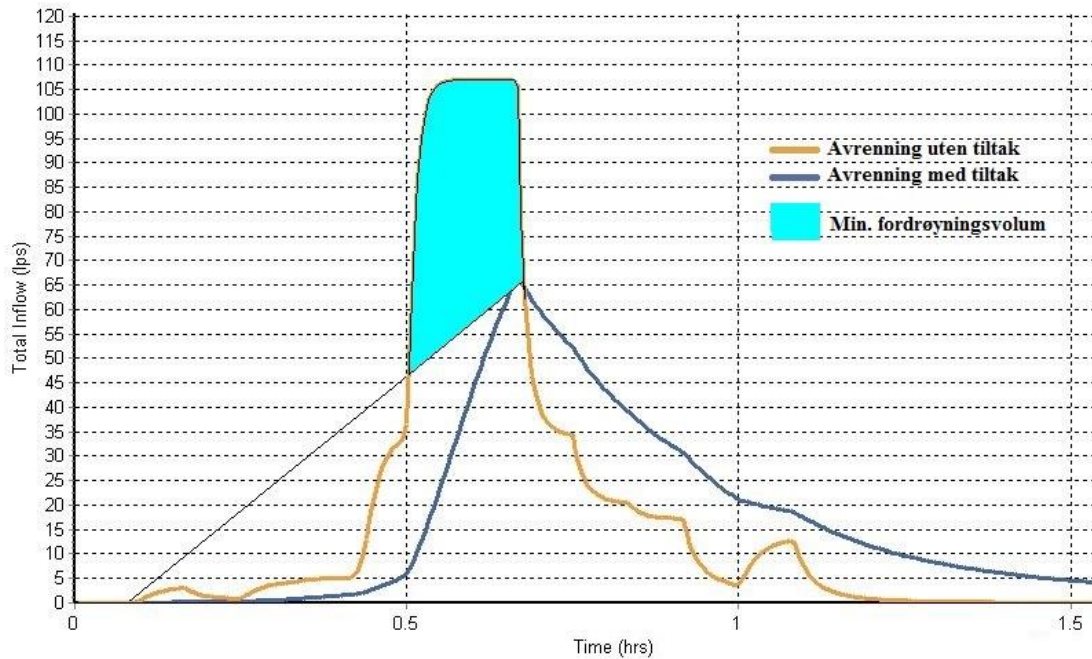
Fordrøyning forsinker avrenningen til overvannssystemet. Dette vil i praksis si at tilrenningstiden¹⁶ til delfeltene øker. Fordrøyningsbasseng er beskrevet i avsnitt 2.5.1.

Etter samtaler med Oddvar Lindholm (2016e) ble det bestemt at et fordrøyningsbasseng krever et areal på 100 m². Ut i fra dette ble det valgt ut delfelt hvor det var hensiktsmessig å plassere et slikt basseng. For å simulere tiltaket og oppnå ønsket effekt ble den ekvivalente bredden redusert til 10 % av den opprinnelige verdien og den gjennomsnittlige helningen satt til 0,5 % for de aktuelle feltene. Overflateruheten ble holdt konstant, fordi følsomhetsanalysen viste at denne parameteren har lite utslag på maksimal vannføring. Totalt ble 29 delfelt endret. I Vedlegg C finnes en detaljert oversikt over hvilke felter som ble endret.

Når tilrenningstiden til delfeltene øker vil spissintensiteten forskyves i tid og reduseres i størrelse. Dette kan leses direkte av i et hydrogram¹⁷, som vist i Figur 3-14. For å best illustrere konseptet ble simuleringene kjørt med et 60 minutters regn med 2-års gjentakintervall uten klimatillegg. Tiltaket fører til at spissintensiteten for det aktuelle delfeltet forskyves med ca. 7 minutter og reduseres med ca. 38 %.

¹⁶ Tilrenningstiden beregnes i SSA som beskrevet i avsnitt 2.7.3.

¹⁷ Et hydrogram er en graf som viser vannføring som funksjon av tid.

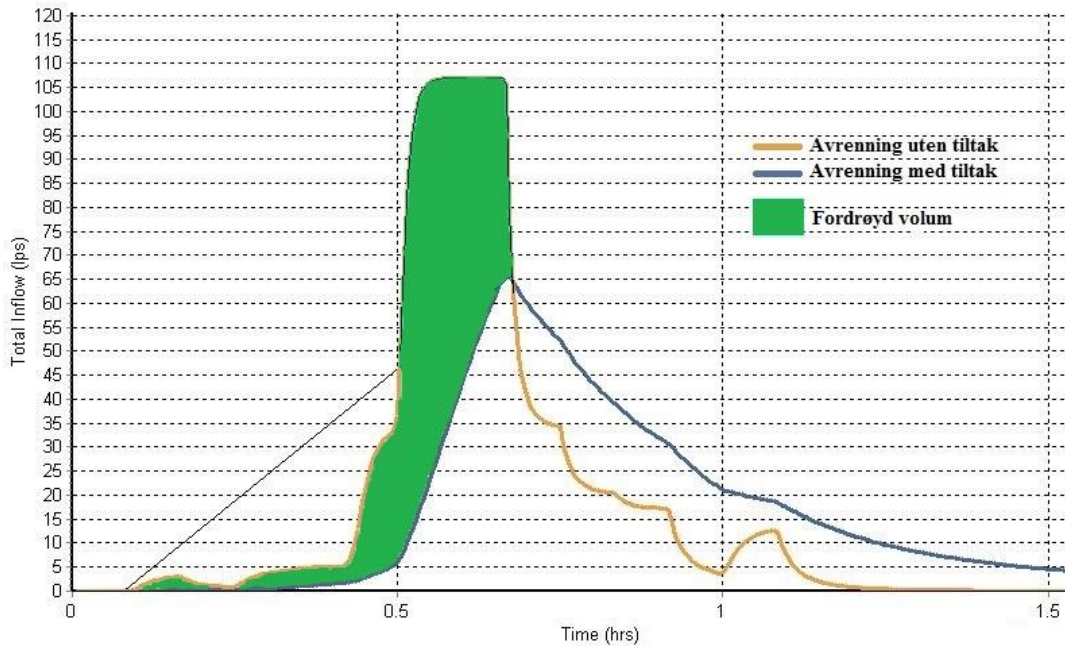


Figur 3-14: Avrenning fra et delfelt med og uten tiltak og beregning av minste nødvendige fordrøyningsvolum.

SSA har en egen metode for å beregne det minste fordrøyningsvolumet som er nødvendig for å fange opp spissavrenningen fra avrenningen uten tiltak, som illustrert i Figur 3-14.

Fordrøyningsvolumet for det aktuelle delfeltet ble beregnet til 27 586 m², som tilsvarer ca. 27 % av den totale avrenningen. Mengden avrenning og volum vil variere for hvert delfelt grunnet ulike areal og parameterstørrelser.

Beregningsmetoden inkluderer ikke hele volumet mellom kurvene for avrenning med og uten tiltak, og sier derfor ikke noe om det totale volumet som fordrøyes som følge av tiltaket. For å beregne det totalt fordrøydde volumet kan man anta at kurvene for avrenning med og uten tiltak representerer henholdsvis ut- og innløpskurven til et fordrøyningsbasseng, og beregne det totale volumet mellom kurvene som vist i Figur 3-15.



Figur 3-15: Avrenning med og uten tiltak og beregning av fordrøyd volum.

Økning rørdimensjoner

Utvidelse av rørens dimensjon er et konvensjonelt tiltak. For å simulere tiltaket ble diameteren til rør opp- og/eller nedstrøms kummer med oversvømmelse økt slik at systemet klarte å håndtere et 60 minutters regn med 20-års gjentakintervall. Dette på bakgrunn av Norsk Vanns anbefaling om oversvømmelseshyppighet i boligområder (jf. avsnitt 2.3.1).

Dette tiltaket er kostnadskrevende og det burde derfor tas sikte på å øke dimensjonen til så få ledninger som mulig. For å få et tilfredsstillende resultat ved 20-års gjentakintervall var det nødvendig å øke dimensjonen på 173 av totalt 240 ledninger. Dette tilsvarer en lengde på 10 651 m av ledningsnettets totale lengde på 14 200 m. I Vedlegg C finnes en oversikt over hvilke rør som ble oppdimensjonert.

3.5 Økonomisk analyse

I den økonomiske analysen ble kostnadseffektiviteten ved implementering av de ulike tiltakene, som ble vurdert i den hydrauliske analysen, sammenliknet ved hjelp av nåverdimetoden. Analyseperioden er satt til 100 år, som er antatt levetid for ledningsanlegget.

Målet er å bringe de totale skadekostnadene som oppstår i løpet av 100-års perioden i et fremtidig klima ned på dagens skadenivå ved å implementere tiltakene. Det var derfor nødvendig å sammenlikne de totale skadekostnadene som oppstår i løpet av en 100-års

periode med og uten implementering av tiltak i en fremtidig nedbørsituasjon (50 % klimatillegg) med dagens skadomkostninger (referansenivået).

For at tiltakene skal ansees som tilnærmet samfunnsøkonomisk optimale må tiltakenes kostnader være mindre enn tiltakenes gevinst over 100-års perioden. Det vil si at tiltakenes kostnader må være mindre enn kostnadene ved å ikke innføre tiltak.

3.5.1 Nåverdimetoden

I løpet av en 100-års periode kan man anta det vil oppstå et visst antall skadelige nedbørshendelser, som vist i Tabell 3-6, men det er umulig å si når disse hendelsene vil opptre i løpet av perioden. For å si noe om årlige skadekostnadene er det derfor hensiktsmessig å fordele de totale skadekostnadene jevnt utover 100-års perioden. Nåverdimetoden ble benyttet for å sammenlikne de årlige kostnads- og nyttevirkningene i løpet av perioden med utgangspunkt i at investeringene gjøres i dag.

Nåverdi er den nåværende verdien av fremtidige kontantstrømmer diskontert med en valgt rentefaktor (Jordan et al. 2011). Nåverdimetoden innebærer å neddiskontere de årlige nytte- og kostnadsvirkninger tilbake til investeringstidspunktet, som summeres til netto nåverdi. Netto nåverdi er altså nettoverdien i dag av alle nytte- og kostnadsvirkningene ved investeringen (Finansdepartementet 2005).

Netto nåverdi (NNV) beregnes ved bruk av følgende formel (Finansdepartementet 2005):

$$NNV = -I_0 \sum_{t=1}^n \frac{U_t}{(1+k)^t} \quad 3-1$$

hvor I_0 er investeringsutgift som påløper i år 0, U_t er nytteoverskuddet i år t , k er diskonteringsrente og n er antall år i den valgte analyseperioden.

I denne oppgaven vil investeringsutgiften være dagens investeringskostnad for de ulike tiltakene, og nytteoverskuddet vil være eventuelle besparelser i form av lavere skadekostnader fra år 1 til år 100. For å finne et eventuelt nytteoverskudd ble nåverdien for de gjennomsnittlige skadekostnadene med og uten implementering av tiltak beregnet med stigende klimatillegg fra 0-50 %.

For at investeringen skal anses som lønnsom må investeringens nytteoverskudd overstige eller tilsvare investeringsutgiften. Det vil si at netto nåverdi må være null eller positiv.

Diskonteringsrenten, k

Diskonteringsrenten er den renten de fremtidige kontantstrømmene neddiskonteres med. Ved å bruke en konstant diskonteringsrente gjennom analyseperioden antar man at fremtidige nytte- og kostnadsvirkninger ikke verdsettes like høyt som dagens nytte- og kostnadsvirkninger (Senter for statlig økonomistyring 2010). Diskonteringsrenten bør inneholde en risikofri realrente¹⁸ og et tillegg som gjenspeiler tiltakets systematiske risiko, dvs. graden av konjunkturfølsomhet i etterspørselen (Direktoratet for økonomistyring 2014).

Diskonteringsrenten vil gi store utslag på investeringens lønnsomhet. I denne oppgaven er analyseperioden veldig lang i forhold til vanlige analyser av nåverdi, og valget av diskonteringsrente vil derfor ha spesielt stor påvirkning på analysens resultater.

Diskonteringsrenten i denne oppgaven ble vurdert til 3 % på grunnlag av Finansdepartementets rundskriv R-109/2014 (Finansdepartementet 2014).

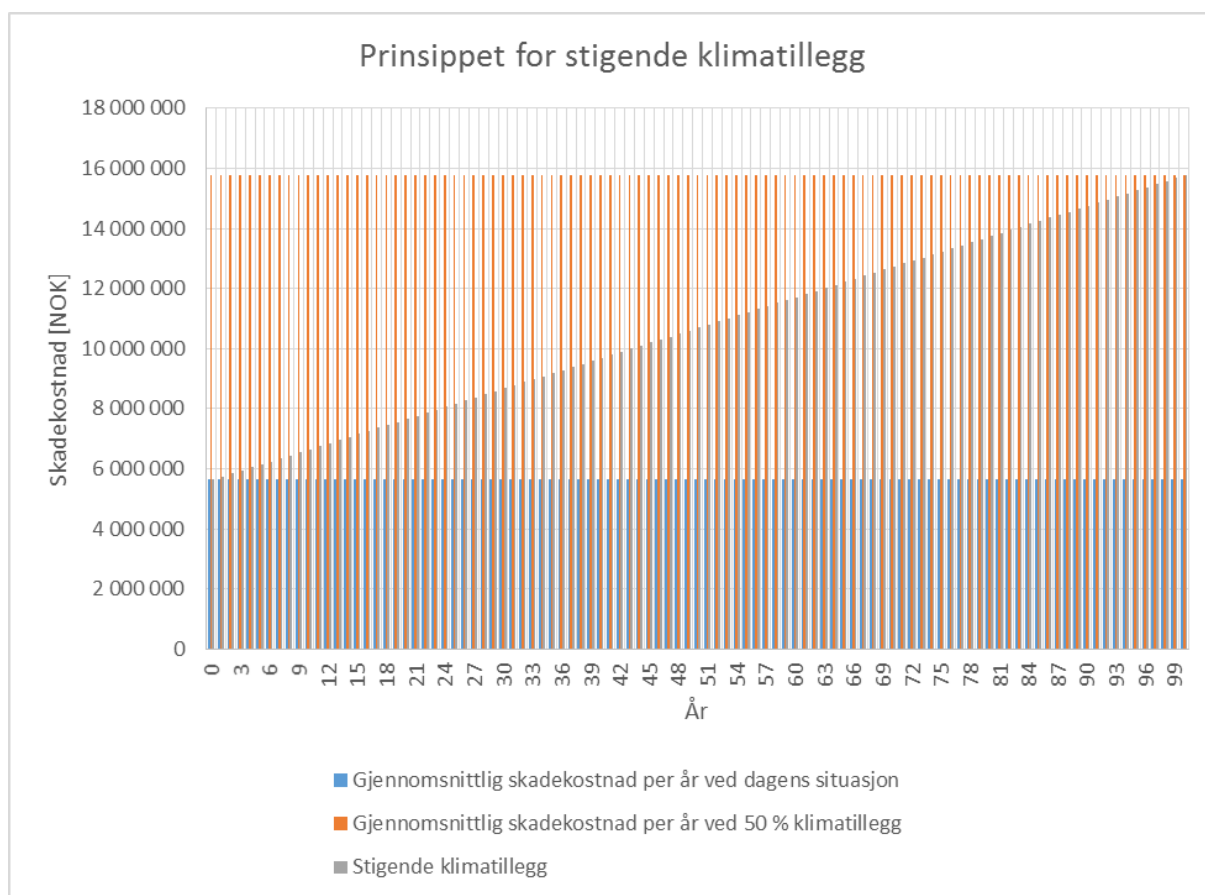
3.5.2 Stigende klimatillegg

Som beskrevet i avsnitt 2.5.2 anbefales det å anta en lineær økning i nedbørintensitet, for å si noe om nedbørsituasjonen de neste 100 årene. Det antas derfor at skadekostnadene vil stige med det samme lineære forholdet.

For å implementere det stigende klimatillegget i kostnadsanalysen ble følgende metode brukt (Bekkum 2012): Først finner man kostnadsforskjellen mellom nåverdien av de gjennomsnittlige årlige skadekostnadene for dagens situasjon (referansenivå) og situasjonen om 100 år (50 % klimatillegg). De gjennomsnittlige årlige skadekostnadene fra år 1 til år 100 økes med én prosent av denne forskjellen for hvert år. Skadekostnadene vil da stige med stigende klimatillegg. Oppsummerte skadekostnader med stigende klimatillegg deles på 100 år. Dette gir en ny gjennomsnittlig årlig skadekostnad som det beregnes nåverdi av.

Figur 3-16 viser en grafisk fremstilling av prinsippet for stigende klimatillegg.

¹⁸ Realrente er differansen mellom nominell rente og inflasjonsrate, og er et mål på reell lånekostnad eller realavkastning av finanskapital (Finansleksikon 2016).



Figur 3-16: Prinsippet for stigende klimatillegg.

3.5.3 Kostnader vurdert i analysen

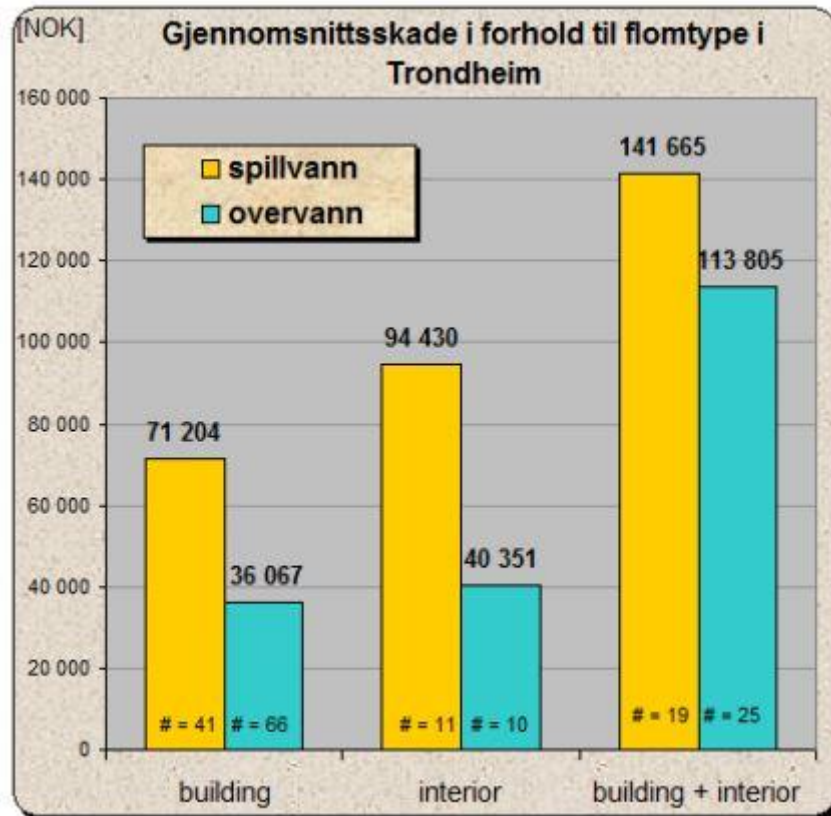
I avsnitt 2.6.1 ble samfunnsøkonomiske kostnader knyttet til urban oversvømmelse og flom diskutert, samt hva en samfunnsøkonomisk analyse bør inneholde.

I denne oppgaven vil den økonomiske analysen basere seg på skadekostnader som følge av vannskade på hus og bygninger og investeringskostnader for ulike overvannstiltak. Det ble valgt å se bort ifra driftskostnader da disse er såpass lave at de mest sannsynlig ikke vil ha noen innvirkning på oppgavens konklusjoner.

Grunnet oppgavens begrensninger vil resultatene være sterkt forenklet. Kostnadsbildet undervurderes med tanke på totale samfunnsøkonomiske kostnader. Nyttevirkningen undervurderes også da det ikke tas hensyn til indirekte og eksterne virkninger. Analysen tar ikke hensyn til at kostnadsbildet vil forandre seg i løpet av 100 år, og tar utgangspunkt i dagens verdier.

Skadekostnader

NORVAR (2004) har funnet gjennomsnittlige skadekostnader/erstatningsutbetalinger i forhold til flomtype for bygninger i Trondheim, som vist i Figur 3-17.



Figur 3-17: Gjennomsnittlige skadekostnader på bolig og interiør som funksjon av flomtype i Trondheim (NORVAR 2004)

Figur 3-17 viser at gjennomsnittlig skadekostnad på bygning og interiør for 19 bygninger med spillvannsskader hadde en verdi på 141 665 kr, mens den gjennomsnittlige skadekostnaden på bygning og interiør for 25 bygninger med overvannsskader hadde en verdi på 113 805 kr.

Overvannsnett i Mysen består av både felles- og separatsystem. Det ble derfor valgt å ta utgangspunkt i den gjennomsnittlige skadekostnaden uavhengig av flomtype, som har en verdi på 127 735 kr.

Statistisk Sentralbyrås kalkulator for Byggekostnadsindeks for boliger (Statistisk sentralbyrå 2016) ble brukt for å justere kostnadene for prisveksten fra 2004 til 2016, som viste en vekst på 54,9 %. På bakgrunn av dette ble total gjennomsnittlig skadekostnad for overvannsskader på boliger estimert til å være **197 862 kr**.

Investeringskostnader

Investeringskostnadene til de ulike overvannstiltakene er vanskelig å estimere, og er basert på kostnadstall etter Magnussen et al. (2015), se avsnitt 2.6.2.

Frakobling av takvann

Investeringskostnaden for frakobling av takrenner er relativt lav. Etter samtaler med Oddvar Lindholm (2016a) ble denne vurdert til **100 kr per huseier** som koblet fra takrenne.

Som tidligere nevnt ble det utført frakobling av takrenner på ca. 860 boliger i simuleringene.

Fordrøyning

Investeringskostnaden til fordrøyingsbasseng avhenger av om bassenget er lukket eller åpent, og om det er tørt eller vått. Det ble derfor regnet et gjennomsnitt av kostnadene i Tabell 2-7, som ga en gjennomsnittlig investeringskostnad på ca. **4 000 kr per m³**.

Det antas for enkelhetsskyld at alle de 29 fordrøyingsvolumene som ble simulert har en størrelse på 100 m³. Levetiden for et fordrøyingsbasseng antas å være 50 år. Etter 50 år må alle fordrøyingsvolumene oppgraderes eller fornyes, og det antas at denne kostnaden er lik dagens investeringskostnad.

Økning av rørdimensjon

Investeringen for økning av rørdimensjon avhenger av metode for oppdimensjonering, kompleksiteten på eksisterende infrastruktur osv. Investeringskostnaden ble vurdert til **6 500 kr per meter**, på grunnlag av kostnadsoverslagene i Tabell 2-7.

Som tidligere nevnt var det nødvendig å øke dimensjonen på 173 ledninger i simuleringene. Dette utgjorde en total lengde på 10 651 m, dvs. ca. 75 % av ledningsnettets totale lengde.

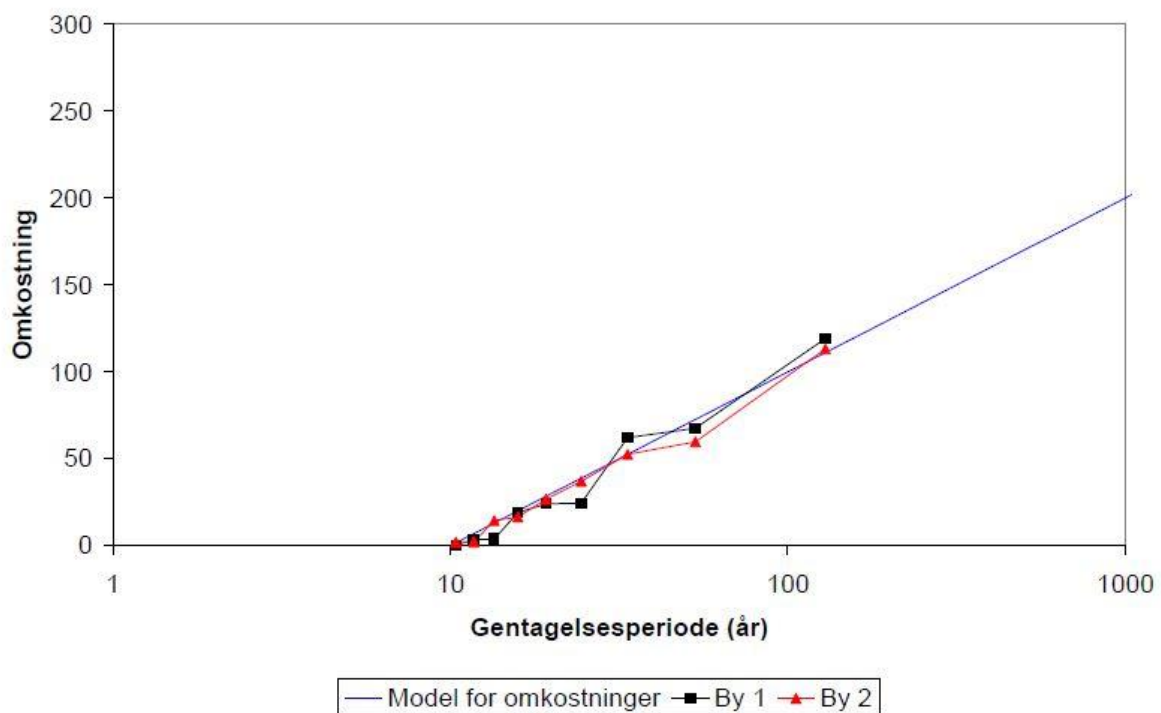
3.6 Dansk metode for beregning av totalt skadeomfang over tid

I denne oppgaven vil en metode utarbeidet av Arnbjerg-Nielsen et al. (2007), på oppdrag fra den danske Miljøstyrelsen, benyttes for å sammenlikne med egne analyser og resultater. Metoden ble utarbeidet som en del av en rapport om klimatilpasning av avløpssystemet i store byer i Danmark.

Metoden tar for seg sjeldne nedbørshendelser hvor begrepet gjentaksintervall står sentralt. Skadekostnadene for nedbørshendelser med ulike gjentaksintervall sammenliknes med hverandre. Det er kun målt skader for regn med 10- og 100-års gjentaksintervall, og det

understrekes at resultatene bygger på grove antagelser. Det antas at nedbørshendelser med gjentakintervall over 10 år vil gi skader, og at det derfor i løpet av en 90-års periode vil være 9 nedbørshendelser som gir skade. De fleste skadene vil være små, mens det vil være 2-3 hendelser som representerer de største skadene. Dette gir ifølge rapporten grunnlag for å si noe om det totale skadeomfanget i løpet av en 90-års periode.

Figur 3-18 viser et fiktivt eksempel på observerte skadekostnader for Roskilde og Aalborg under antagelsen om at 100-års hendelsen har kostnader på 100. I praksis vil de 2-3 største hendelsene utgjøre de dominerende utgiftene, og det vil være forskjell mellom de faktiske utgiftene og den gjennomsnittlige modellen. Dataen er i virkeligheten basert på observasjoner av ekstremregn (Arnbjerg-Nielsen et al. 2007).



Figur 3-18: Fiktivt eksempel på observerte skadekostnader i Roskilde og Aalborg ved ulike nedbørshendelser (Arnbjerg-Nielsen et al. 2007).

Figur 3-18 viser hvordan skadekostnadene stiger med stigende gjentakstintervall i Roskilde og Aalborg. Dersom modellen benyttes direkte blir det totale forventede skadeomfanget over 90 år lik 3,45 multiplisert med skadene av en 100-års hendelse. Dette kommer frem av Tabell 3-7, som er basert på modellen i Figur 3-18.

Tabell 3-7: Sammenheng mellom forventet gjentakintervall og forventet skadeomgang for de 9 hendelsene som forventes å gi skade i løpet av en observasjonsperiode på 90 år (Arnbjerg-Nielsen et al. 2007).

Rang	Forventet gjentakintervall av de største hendelsene ved 90-års observasjonsperiode [år]	Forventet skade per hendelse i forhold til enn 100-års hendelse (Dansk metode)
1	129,1	111,1
2	53,2	72,6
3	33,5	52,5
4	24,4	38,8
5	19,2	28,4
6	15,9	20,0
7	13,5	13,0
8	11,7	7,0
9	10,4	1,7
Sum	-	345,0

4 Resultater

4.1 Hydraulisk analyse

4.1.1 Dagens situasjon (referansenivå)

Resultatene i Tabell 4-1 viser hvordan overvannssystemet responderer på dagens nedbørshendelser.

Tabell 4-1: Antall oversvømte kummer og totalt oversvømt volum [m³] ved dagens nedbørintensitet for ulike gjentaksintervall.

Gjentaksintervall [år]	Oversvømte kummer		Totalt oversvømt volum [m ³]
	Antall	% av totalt antall kummer	
2	15	6,2	933
5	30	12,4	2 158
10	49	20,3	5 564
20	66	27,4	11 407
50	78	32,4	20 761
100	87	36,1	28 874

Resultatene viser at endringen i antall oversvømte kummer er størst mellom de lave gjentaksintervallene og at endringen avtar etter hvert som gjentaksintervallene øker.

Endringen i antall oversvømte kummer fra et regn med 2-års gjentaksintervall til et regn med 5-års gjentaksintervall er 100 %, mens endringen i antall oversvømte kummer fra et regn med 50-års gjentaksintervall til et regn med 100-års gjentaksintervall er 11,5 %. Dette tyder på at kapasiteten til overvannssystemet er sprengt allerede ved lave gjentaksintervall, og at antall oversvømte kummer holder seg mer stabilt ved høye gjentaksintervall.

Resultatene kan tyde på at systemet ikke er tilfredsstillende dimensjoneringskravene i NS-EN 752. Dette er vanskelig å etterprøve. Det kan også hende at modellen ikke gir resultater som representerer den virkelige situasjonen. Dette og andre mulige årsaker til resultatet drøftes i kapittel 5.

Resultatene i Tabell 4-2 viser hvor mange hus og bygninger som antas å bli skadd ved dagens nedbørshendelser.

Tabell 4-2: Antall oversvømte kummer med oversvømmelsesvolum $\geq 10 \text{ m}^3$ og antall skadde hus og bygninger ved dagens nedbørintensitet for ulike gjentaksintervall.

Gjentaksintervall [år]	Antall oversvømte kummer, oversvømmelsesvolum $\geq 10\text{m}^3$	Antall skadde hus og bygninger
2	8	27
5	17	57
10	33	111
20	43	145
50	67	226
100	74	249

4.1.2 Situasjonen om 100 år

Resultatene i Tabell 4-3 viser hvordan overvannssystemet vil respondere på nedbørshendelser med 50 % høyere intensitet enn dagens nedbørintensitet.

Tabell 4-3: Antall oversvømte kummer og totalt oversvømt volum [m^3] ved 50 % klimatillegg for ulike gjentaksintervall.

Gjentaksintervall [år]	Oversvømte kummer		Totalt oversvømt volum [m^3]
	Antall	% av totalt antall kummer	
2	50	20,7	4 122
5	79	32,8	17 713
10	92	38,2	30 138
20	98	40,7	42 331
50	106	44,0	59 553
100	109	45,2	72 437

Resultatene viser at overvannssystemet i Mysen, selv ved lave gjentaksintervall, ikke har kapasitet til å håndtere nedbørshendelser med 50 % høyere intensitet. Dette er ikke overraskende da simuleringene viste at systemet ikke tåler nedbørshendelser med dagens nedbørintensitet uten klimatillegg.

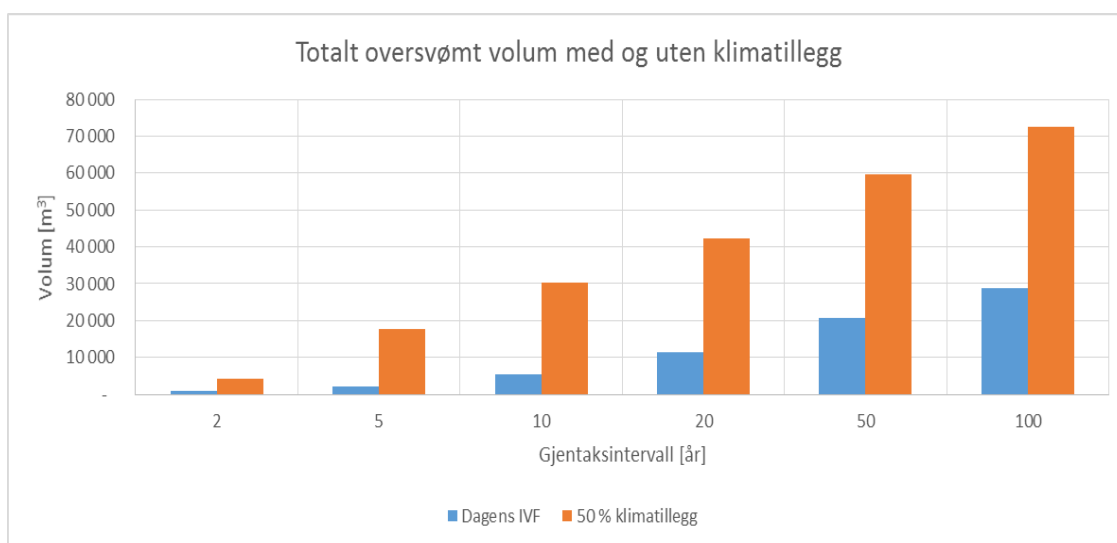
Resultatene i Tabell 4-4 viser hvor mange hus og bygninger som antas å bli skadd ved nedbørshendelser med 50 % høyere nedbørintensitet enn dagens nedbørshendelser.

Tabell 4-4: Antall oversvømte kummer med oversvømmelsesvolum $\geq 10 \text{ m}^3$ og antall skadde hus og bygninger ved 50 % klimatillegg for ulike gjentaksintervall.

Gjentaksintervall [år]	Antall oversvømte kummer, oversvømmelsesvolum $\geq 10 \text{ m}^3$	Antall skadde hus og bygninger
2	30	101
5	66	222
10	74	249
20	84	283
50	88	297
100	95	320

4.1.3 Sammenlikningen av dagens situasjon og situasjonen om 100 år

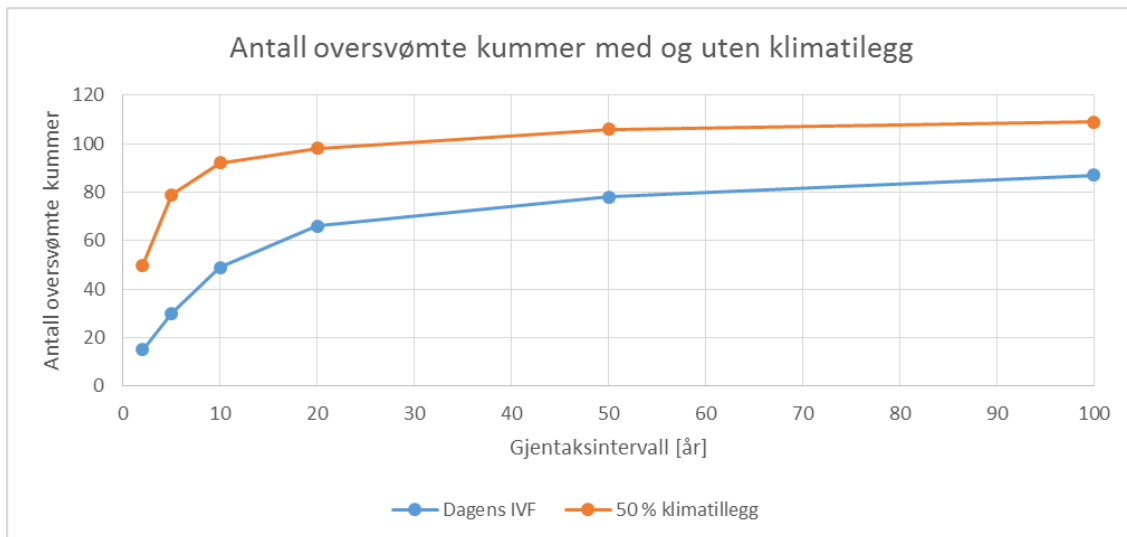
Figur 4-1 viser totalt oversvømt volum i nedslagsfeltet ved ulike nedbørshendelser med og uten klimatillegg. Målet med implementeringen av klimatilpasningstiltakene er å få oversvømmelsesnivået med 50 % klimatillegg ned på dagens nivå.



Figur 4-1: Sammenlikning av totalt oversvømt volum for nedbørshendelser med og uten klimatillegg.

Resultatet viser en lineær økning i totalt oversvømt volum i forhold til gjentaksintervall.

Figur 4-2 viser antall oversvømte kummer i nedslagsfeltet ved ulike nedbørshendelser med og uten klimatillegg.



Figur 4-2: Sammenlikning av antall oversvømte kummer for nedbørshendelser med og uten klimatillegg.

For dagens situasjon begynner kurven å flate ut etter ca. 20-års gjentaksintervall, og for situasjonen med klimatillegg begynner kurven å flate ut allerede etter ca. 10-års gjentaksintervall. Dette tyder på at kapasiteten til systemet er sprengt. Det vil si at for hendelser større enn henholdsvis 20- og 10-års nedbørshendelser vil alle flaskehalsen i systemet være berørt slik at tilstanden i andre ledninger og kummer blir uendret. Dette stemmer med resultatene fra foregående avsnitt.

4.1.4 Frakobling av takvann

Tabell 4-5 viser sammenlikningen av antall oversvømte kummer for ulike nedbørshendelser. Antall oversvømte kummer ved frakobling av takvann sammenliknes med dagens situasjon. Effekten av frakobling av takvann er vist som prosentvis reduksjon i forhold til situasjonen med klimatillegg.

Tabell 4-5: Sammenlikning av antall oversvømte kummer for nedbørshendelser med og uten klimatillegg, med og uten frakobling av takvann.

Gjentaksintervall [år]	Antall oversvømte kummer (Dagens IVF)	Antall oversvømte kummer (50 % klimatillegg)	Antall oversvømte kummer (Frakobling takvann)	Prosentvis reduksjon
2	15	50	15	70
5	30	79	72	9
10	49	92	85	8
20	66	98	95	3
50	78	106	116	-9
100	87	109	118	-8

Resultatene viser at frakobling av takvann kun vil ha betydelig reduksjon av antall oversvømte kummer for regn med 2-års gjentaksintervall. Da reduseres antall oversvømte kummer med 70 %. For regn med kraftigere nedbørintensitet vil frakoblingen gi minimal reduksjon basert på 50 % klimatillegg. Årsaken til at antall oversvømte kummer økte for regn med 50- og 100-års gjentaksintervall, vil mest sannsynlig være at simuleringene med frakobling av takvann viste høyere feilmargin enn simuleringene med 50 % klimatillegg.

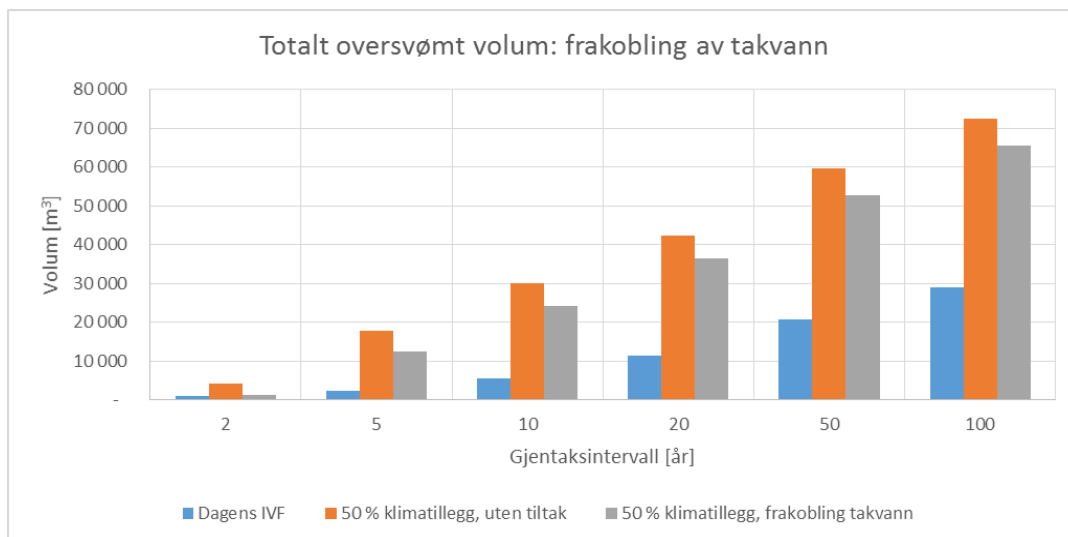
Tabell 4-6 viser sammenlikningen av antall skadde hus og bygninger for ulike nedbørshendelser. Antall skadde hus og bygninger ved frakoblingen av takvann sammenliknes med dagens situasjon.

Tabell 4-6: Sammenlikning av antall skadde hus og bygninger for nedbørshendelser med og uten klimatillegg, med og uten frakobling av takvann.

Gjentaksintervall [år]	Antall skadde hus og bygninger (Dagens IVF)	Antall skadde hus og bygninger (50 % klimatillegg)	Antall skadde hus og bygninger (Frakobling av takvann)
2	27	101	27
5	57	222	158
10	111	249	226
20	145	283	253
50	226	297	297
100	249	320	320

Resultatene viser at frakobling av takvann vil være tilstrekkelig for å redusere skadeomfanget basert på 50 % klimatillegg for et regn med 2-års gjentaksintervall. Frakobling av takvann ved 2-års gjentaksintervallet vil redusere antall skadde hus og bygninger med ca. 73 % basert på 50 % klimatillegg. For et fremtidig regn med 5-års gjentaksintervall vil antall skadde hus og bygninger reduseres med ca. 29 % dersom takvannet frakobles.

Figur 2-1 viser sammenlikningen av totalt oversvømt volum for ulike nedbørshendelser. Det oversvømte volumet ved frakoblingen av takvann sammenliknes med dagens situasjon.



Figur 4-3: Sammenlikning av totalt oversvømt volum for nedbørshendelser med og uten klimatillegg, med og uten frakobling av takvann.

Ved 20-års gjentaksintervall vil totalt oversvømt volum øke fra 11 407 m³ for dagens regn til 42 331 m³ for regn med klimatillegg. Etter frakoblingen av takvann reduseres det oversvømte volumet til 36 444 m³, dvs. at tiltaket har en fordrøyningseffekt på 5 887 m³ og vil redusere totalt oversvømt volum med ca.14 % i forhold til regnet med klimatillegg.

4.1.5 Fordrøyning

Tabell 4-7 viser sammenlikningen av antall oversvømte kummer for ulike nedbørshendelser. Antall oversvømte kummer ved implementering av fordrøyningsbasseng sammenliknes med dagens situasjon. Effekten av fordrøyningen er vist som prosentvis reduksjon i forhold til situasjonen med klimatillegg.

Tabell 4-7: Sammenlikning av antall oversvømte kummer for nedbørshendelser med og uten klimatillegg, med og uten implementering av fordrøyningsbasseng.

Gjentaksintervall [år]	Antall oversvømte kummer (Dagens IVF)	Antall oversvømte kummer (50 % klimatillegg)	Antall oversvømte kummer (Fordrøyning)	Prosentvis reduksjon
2	15	50	32	36
5	30	79	60	24
10	49	92	80	13
20	66	98	90	8
50	78	106	98	8
100	87	109	97	11

Resultatene viser at fordrøyning ikke vil gi tilfredsstillende reduksjon i antall oversvømte kummer for noen av gjentaksintervallene.

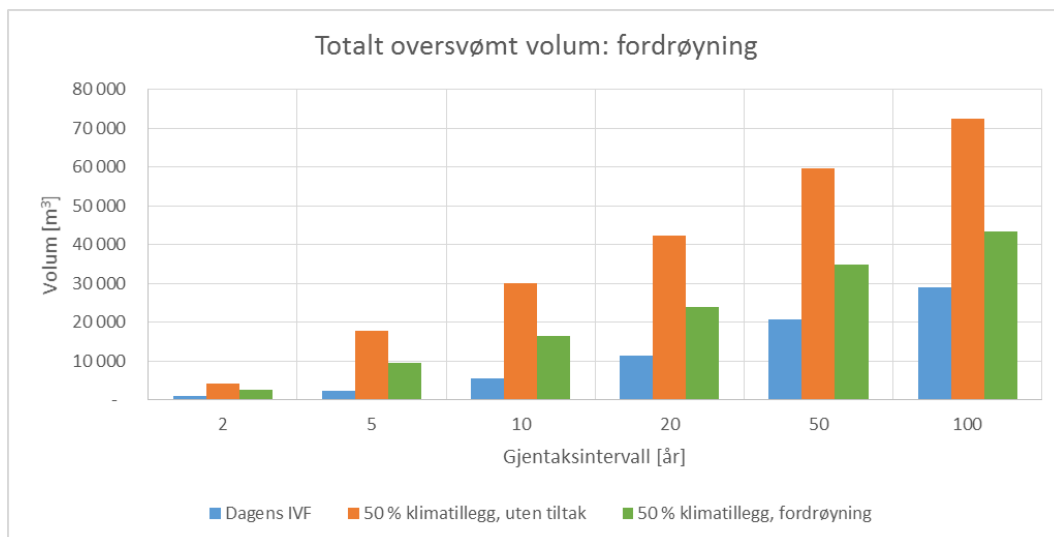
Tabell 4-8 viser sammenlikningen av antall skadde hus og bygninger for ulike nedbørshendelser. Antall skadde hus og bygninger ved implementering av fordrøyningsbasseng sammenliknes med dagens situasjon

Tabell 4-8: Sammenlikning av antall skadde hus og bygninger for nedbørshendelser med og uten klimatillegg, med og uten implementering av fordrøyningsbasseng.

Gjentaksintervall [år]	Antall skadde hus og bygninger (Dagens IVF)	Antall skadde hus og bygninger (50 % klimatillegg)	Antall skadde hus og bygninger (Fordrøyning)
2	27	101	61
5	57	222	135
10	111	249	175
20	145	283	216
50	226	297	253
100	249	320	276

Resultatene viser at fordrøyning ikke vil gi tilfredsstillende reduksjon i antall skadde hus og bygninger ved noen av gjentaksintervallene. For et fremtidig regn med 2- og 5-års gjentaksintervall vil antall skadde hus og bygninger reduseres med ca. 39 % dersom fordrøyningsbassengene implementeres i nedslagsfeltet.

Figur 4-7 viser sammenlikningen av totalt oversvømt volum for ulike nedbørshendelser. Det oversvømte volumet ved implementering av fordrøyningsbasseng sammenliknes med dagens situasjon.



Figur 4-4: Sammenlikning av totalt oversvømt volum for nedbørshendelser med og uten klimatillegg, med og uten implementering av fordrøyningstiltak.

Ved 20-års gjentaksintervall vil totalt oversvømt volum øke fra 11 407 m³ for dagens regn til 42 331 m³ for regn med klimatillegg. Etter implementeringen av fordrøyningsbassengene reduseres det oversvømte volumet til 23 857 m³, dvs. at tiltaket har en fordrøyningseffekt på 18 474 m³ og vil redusere totalt oversvømt volum med ca. 44 % i forhold til regnet med klimatillegg.

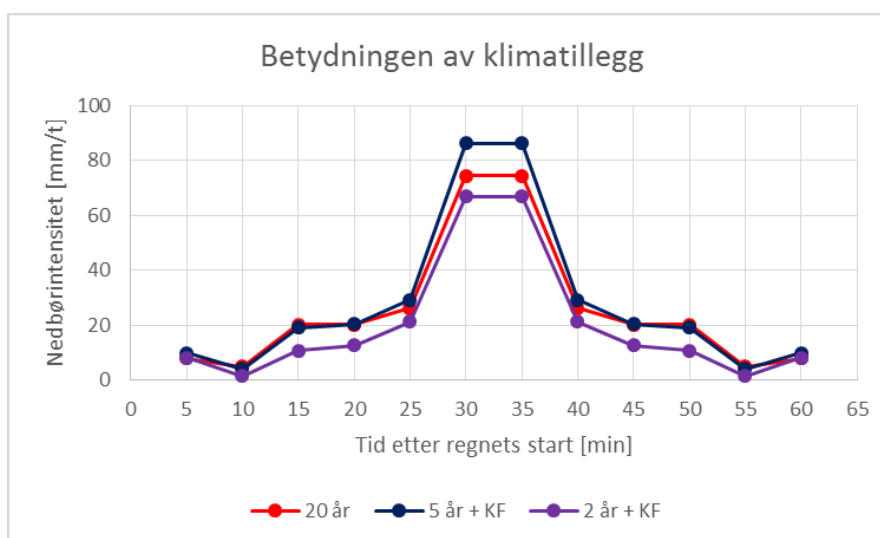
4.1.6 Økning av rørdimensjoner

Tabell 4-9 viser sammenlikningen av antall oversvømte kummer for ulike nedbørshendelser. Antall oversvømte kummer ved økning av rørdimensjoner sammenliknes med dagens situasjon. Effekten av dimensjonsøkningen er vist som prosentvis reduksjon i forhold til situasjonen med klimatillegg.

Tabell 4-9: Sammenlikning av antall oversvømte kummer for nedbørshendelser med og uten klimatillegg, med og uten økning av rørdimensjoner.

Gjentaksintervall [år]	Antall oversvømte kummer (Dagens IVF)	Antall oversvømte kummer (50 % klimatillegg)	Antall oversvømte kummer (Økning av rørdim)	Prosentvis reduksjon
2	15	50	2	96
5	30	79	43	46
10	49	92	66	28
20	66	98	81	17
50	78	106	92	13
100	87	109	100	8

Resultatene viser at økningen av rørdimensjoner vil gi tilfredsstillende reduksjon i antall oversvømte kummer for regn med 2-års gjentaksintervall. For regn med høyere nedbørintensitet avtar effekten basert på 50 % klimatillegg. Dette er ikke et overraskende resultat da rørenes dimensjon ble økt for å tåle et regn med 20-års gjentaksintervall med dagens regnintensitet. Spissintensiteten til et regn med 20-års gjentaksintervall uten klimatillegg er lavere enn spissintensiteten til et regn med 5-års gjentaksintervall med klimatillegg, som vist i Figur 4-5. Økning av rørdimensjonene vil derfor kun gi systemet nok kapasitet til å tåle et fremtidig regn med 2-års gjentaksintervall.



Figur 4-5: Sammenlikning av nedbørintensitet for regn med 20-års gjentaksintervall uten klimatillegg og 2- og 5-års gjentaksintervall med klimatillegg.

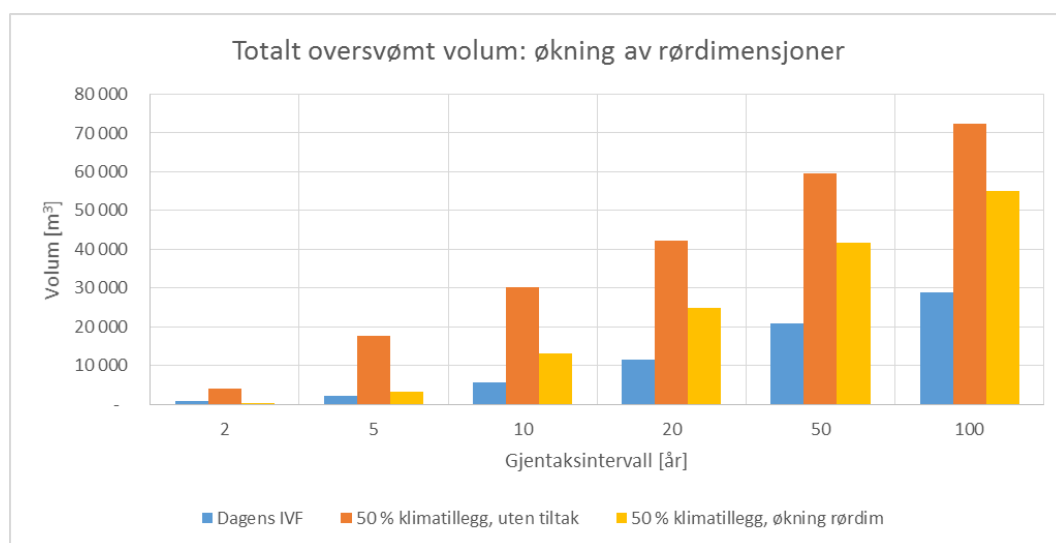
Tabell 4-10 viser sammenlikningen av antall skadde hus og bygninger for ulike nedbørshendelser. Antall skadde hus og bygninger ved økning av rørdimensjoner sammenliknes med dagens situasjon.

Tabell 4-10: Sammenlikning av antall skadde hus og bygninger for nedbørshendelser med og uten klimatillegg, med og uten økning av rørdimensjoner.

Gjentaksintervall [år]	Antall skadde hus og bygninger (Dagens IVF)	Antall skadde hus og bygninger (50 % klimatillegg)	Antall skadde hus og bygninger (Økning av rørdim)
2	27	101	7
5	57	222	61
10	111	249	128
20	145	283	179
50	226	297	246
100	249	320	280

Resultatene viser at økning av rørdimensjoner vil gi tilfredsstillende reduksjon i antall skadde hus og bygninger for regn med 2-års gjentaksintervall. For regn med 5- og 10-års gjentaksintervall er antallet skadde hus og bygninger henholdsvis 4 og 17 fra å bringe skadene ned på dagens nivå. For et fremtidig regn med 20-års gjentaksintervall vil antall skadde hus og bygninger reduseres med ca. 37 % dersom rørdimensjonene økes.

Figur 4-6 viser sammenlikningen av totalt oversvømt volum for ulike nedbørshendelser. Det oversvømte volumet ved økning av rørdimensjoner sammenliknes med dagens situasjon.

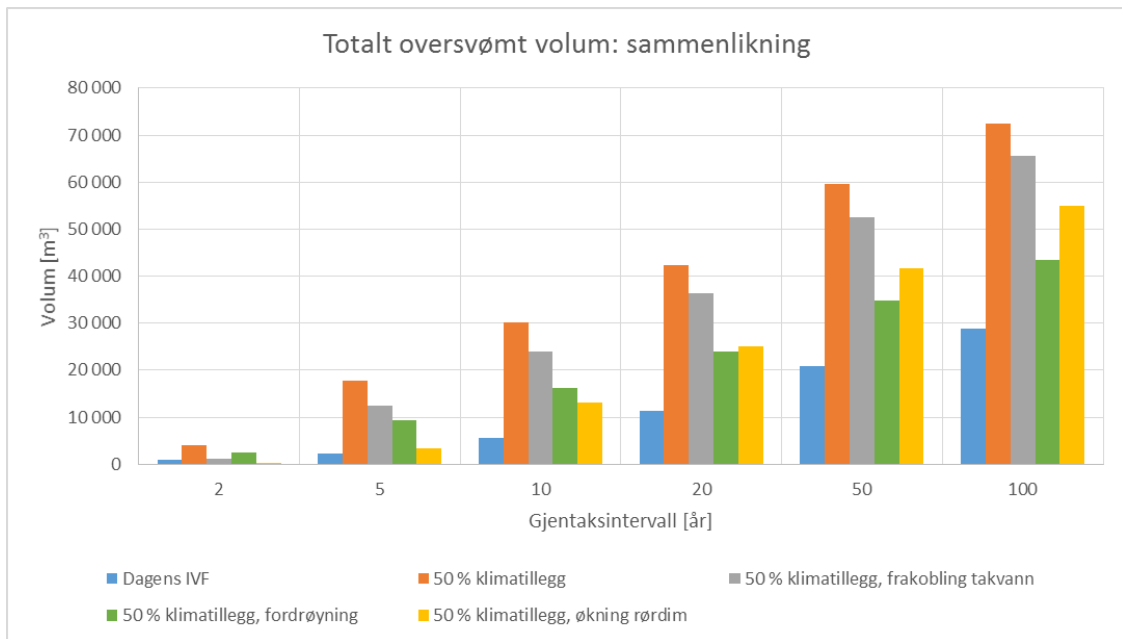


Figur 4-6: Sammenlikning av totalt oversvømt volum for nedbørshendelser med og uten klimatillegg, med og uten økning av rørdimensjoner.

Ved 20-års gjentaksintervall vil totalt oversvømt volum øke fra 11 407 m³ for dagens regn til 42 331 m³ for regn med klimatillegg. Etter økning av rørdimensjoner reduseres det oversvømte volumet til 24 969 m³, dvs. at tiltaket har en fordrøynings effekt på 17 362 m³ og vil redusere totalt oversvømt volum med ca. 41 % i forhold til regnet med klimatillegg.

4.1.7 Sammenlikning av tiltak

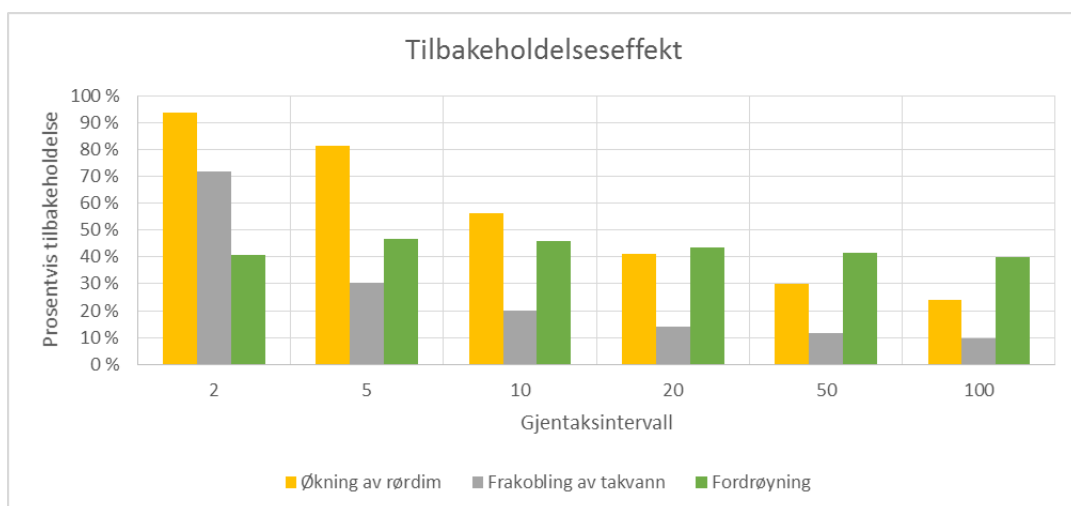
Figur 4-7 viser det totale oversvømte volumet som oppstår ved implementering av de ulike tiltakene for ulike nedbørshendelser. Den blå søylene viser dagens situasjon, mens de andre søylene viser situasjonen med 50 % klimatillegg med og uten implementering av tiltak.



Figur 4-7: Sammenlikning av totalt oversvømt volum ved implementering av ulike tiltak ved ulike nedbørshendelser.

Resultatene viser at det kun er frakobling av takvann og økning av rørdimensjon ved nedbørshendelser med 2-års gjentaksintervall som gir ønsket effekt.

Figur 4-8 illustrer hvor mye avrenning som holdes tilbake ved implementering av de ulike tiltakene i forhold til totalt oversvømt volum uten implementering av tiltak, dvs. hvor stor tilbakeholdelseeffekt de ulike tiltakene har.

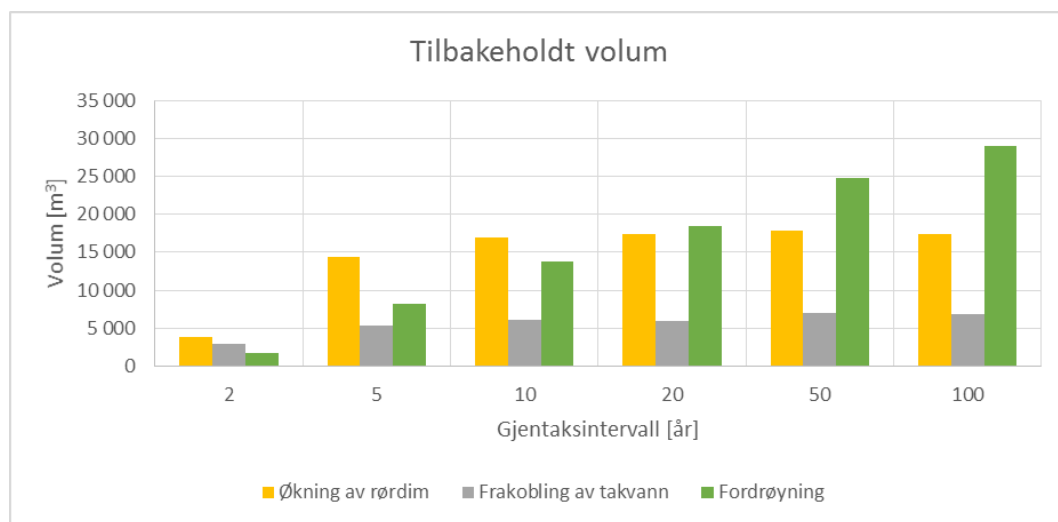


Figur 4-8: Sammenlikning av tilbakeholdelseeffekt for de ulike tiltakene ved ulike nedbørshendelser.

Resultatene viser at økning av rørdimensjoner fører til mest tilbakeholdelse av avrenning for regn med korte gjentaksintervall. For regn med høye gjentaksintervall er det implementering

av fordrøyningsbasseng som fører til mest tilbakeholdelse. Frakobling av takvann gir i gjennomsnitt minst tilbakeholdelse av avrenningen.

Resultatene viser også at tilbakeholdelseeffekten ved økning av rørdimensjoner og frakobling av takvann er avtakende i forhold til totalt oversvømt volum uten tiltak. Ved implementering av fordrøyningsbasseng er tilbakeholdelseeffekten mer stabil uavhengig av nedbørintensitet. Årsaken til dette er illustrert i Figur 4-9 hvor man ser at tilbakeholdt volum ved implementering av fordrøyningsbasseng har en lineær sammenheng med økt nedbørintensitet. For de to andre tiltakene er det ingen klar lineær sammenheng mellom tilbakeholdt volum og nedbørintensitet. Mengde tilbakeholdt volum er mer konstant for disse tiltakene, som tyder på at tiltakene har et maksimalt tilbakeholdelsesnivå.



Figur 4-9: Sammenlikning av tilbakeholdt volum ved ulike nedbørshendelser for de ulike tiltakene.

Årsaken til den lineære sammenhengen mellom tilbakeholdt volum og nedbørintensitet ved implementering av fordrøyningstiltak kan være at dette tiltaket, som tidligere nevnt, ble simulert ved å øke tilrenningstiden til bestemte delfelt. Resultatene tyder da på at økning av tilrenningstid fører til at mer av nedbøren rekker å infiltrere i grunnen slik at avrenningen fra delfeltene blir mindre, dvs. økt tilbakeholdt volum.

Det vil i praksis være mest hensiktsmessig å kombinere tiltakene, og finne den optimal kombinasjonen i forhold til tilbakeholdelse. I denne oppgaven var det ikke tid til å gjøre en slik betraktning.

4.2 Økonomisk analyse

4.2.1 Sammenlikning av dagens situasjon og situasjonen om 100 år

Tabell 4-11 viser nåverdien av de totale skadekostnadene som vil oppstå i løpet av en 100-års periode i dagens nedbørsituasjon (referansenivå) og situasjonen om 100 år (50 % klimatillegg) dersom ingen tiltak implementeres. Antall nedbørshendelser er hentet fra Tabell 3-6, og antall skadde hus og bygninger er hentet fra resultatene i den hydrauliske analysen.

Tabell 4-11: Totale skadekostnader uten implementering av klimatilpasningstiltak.

Gjentaks-intervall [år]	Antall nedbørshendelser	Dagens IVF		50 % klimatillegg	
		Antall skadde hus og bygninger	Totale skadekostnader [kr]	Antall skadde hus og bygninger	Totale skadekostnader [kr]
2	30	27	160 030 786	101	600 115 446
5	10	57	113 355 140	222	440 084 660
10	5	111	110 021 165	249	246 714 128
20	3	145	86 016 547	283	168 032 325
50	1	226	44 675 261	297	58 677 955
100	1	249	49 342 826	320	63 345 519
Sum			563 441 724		1 576 970 033
Gjennomsnittlig skadekostnad per år			5 634 417		15 769 700
Nåverdi			178 041 417		498 305 268
Nåverdi med stigende klimatillegg					339 774 662

Nåverdien av de totale skadekostnadene med dagens nedbørintensitet beskriver skadekostnadene i løpet av 100 år dersom klimaendringene ikke inntreffer. Nåverdien av de totale skadekostnadene med 50 % klimatillegg beskriver skadekostnadene i løpet av 100 år dersom klimaendringene inntreffer. Disse verdiene brukes for å beregne nåverdien med stigende klimatillegg, som beskriver skadekostnadene i løpet av 100 år uten implementering av klimatilpasningstiltak, hvor nedbørintensiteten stiger fra 1 til 50 %.

Skadesummene kan virke høye, men det er viktig å merke seg at hele feltet består av totalt 1615 hus og bygninger og at analysen strekker seg over en 100-års periode.

4.2.2 Frakobling av takvann

Tabell 4-12 viser nåverdien av de totale skadekostnadene som vil oppstå i løpet av en 100-års periode dersom takrenner frakobles. Antall nedbørshendelser er hentet fra Tabell 3-6, og antall skadde hus og bygninger er hentet fra resultatene i den hydrauliske analysen.

Tabell 4-12: Totale skadekostnader ved frakobling av takvann.

Gjentaksintervall [år]	Antall nedbørshendelser	Antall skadde hus og bygninger	Totale skadekostnader [kr]
2	30	27	160 030 786
5	10	158	313 393 622
10	5	226	223 376 305
20	3	253	150 028 862
50	1	297	58 677 955
100	1	320	63 345 519
Sum			968 853 048
Nåverdi med stigende klimatillegg			242 734 715

Resultatet viser at de totale skadekostnadene over 100 år ved frakobling av takvann har en nåverdi på 242 734 715 kr.

Tabell 4-13 viser tiltakets netto nåverdi, hvor kostnadsbesparelsen representerer nytteoverskuddet over 100 år ved implementering av tiltaket.

Tabell 4-13: Netto nåverdiberegning ved frakobling av takvann.

			Nåverdi [kr]	
Total skadekostnad uten klimatilpasningstiltak			339 774 662	
Total skadekostnad ved frakobling av takvann			242 734 715	
Kostnadsbesparelse grunnet frakobling av takvann			97 039 947	
	Enhetskostnad [kr/bolig]	Antall enheter [boliger]		
Investeringskostnad	100	860	86 000	
			Netto nåverdi [kr]	
Lønnsomhet				96 953 947

Resultatet viser at frakobling av takvann fører til en kostnadsbesparelse på 97 039 947 kr over 100-års perioden. Investeringskostnadene er veldig lave, og tiltaket får en positiv netto nåverdi. Tiltaket kan derfor anses som lønnsomt på grunnlag av forutsetningene som er gjort i beregningene.

4.2.3 Fordrøyning

Tabell 4-14 viser nåverdien av de totale skadekostnadene som vil oppstå i løpet av en 100-års periode dersom fordrøyningsvolumer implementeres. Antall nedbørshendelser er hentet fra Tabell 3-6, og antall skadde hus og bygninger er hentet fra resultatene i den hydrauliske analysen.

Tabell 4-14: Totale skadekostnader ved implementering av fordrøyningsvolumer.

Gjentaksintervall [år]	Antall nedbørshendelser	Antall skadde hus og bygninger	Totale skadekostnader [kr]
2	30	61	360 069 268
5	10	135	266 717 976
10	5	175	173 366 684
20	3	216	128 024 628
50	1	253	50 009 621
100	1	276	54 677 185
Sum			1 032 865 362
Nåverdi med stigende klimatillegg			252 949 446

Resultatet viser at de totale skadekostnadene over 100 år ved implementering av fordrøyningsvolumer har en nåverdi på 252 949 446 kr.

Tabell 4-15 viser tiltakets netto nåverdi, hvor kostnadsbesparelsen representerer nytteoverskuddet over 100 år ved implementering av tiltaket.

Tabell 4-15: Netto nåverdiberegning ved implementering av fordrøyningsvolumer.

			Nåverdi [kr]	
Total skadekostnad uten klimatilpasningstiltak			339 774 662	
Total skadekostnad ved implementering av fordrøyningsvolumer			252 949 446	
Kostnadsbesparelse grunnet fordrøyningsvolumer			86 825 216	
	Enhetskostnad [kr/m³]	Antall enheter [m³]		
Investering år 0	4 000	2 900	11 600 000	
Fornyelse år 50	912	2 900	2 646 042	
Investeringskostnad			14 246 042	
				Netto nåverdi [kr]
Lønnsomhet				72 579 173

Resultatet viser at implementering av fordrøyningsvolumer fører til en kostnadsbesparelse på 86 825 216 kr over 100-års perioden. Tiltaket får en positiv netto nåverdi, og kan derfor anses som lønnsomt på grunnlag av forutsetningene som er gjort i beregningene.

4.2.4 Økning av rørdimensjon

Tabell 4-16 viser nåverdien av de totale skadekostnadene som vil oppstå i løpet av en 100-års periode dersom rørdimensjoner økes. Antall nedbørshendelser er hentet fra Tabell 3-6, og antall skadde hus og bygninger er hentet fra resultatene i den hydrauliske analysen.

Tabell 4-16: Totale skadekostnader ved økning av rørdimensjoner.

Gjentaksintervall [år]	Antall nedbørshendelser	Antall skadde hus og bygninger	Totale skadekostnader [kr]
2	30	7	40 007 696
5	10	61	120 023 089
10	5	128	126 691 039
20	3	179	106 020 395
50	1	246	48 676 031
100	1	280	55 343 980
Sum			496 762 230
Nåverdi med stigende klimatillegg			167 401 072

Resultatet viser at de totale skadekostnadene over 100 år ved implementering av fordrøyningsvolumer har en nåverdi på 167 401 072 kr.

Fra den hydrauliske analysen kom det frem at økning av rørdimensjoner har størst effekt på regn med lave gjentaksintervall. De totale skadekostnadene vil avhenge mest av regn med lave gjentaksintervall, og økning av rørdimensjoner vil derfor være det tiltaket som gir laveste totale skadekostnader.

Tabell 4-17 viser tiltakets netto nåverdi, hvor kostnadsbesparelsen representerer nytteoverskuddet over 100 år ved implementering av tiltaket.

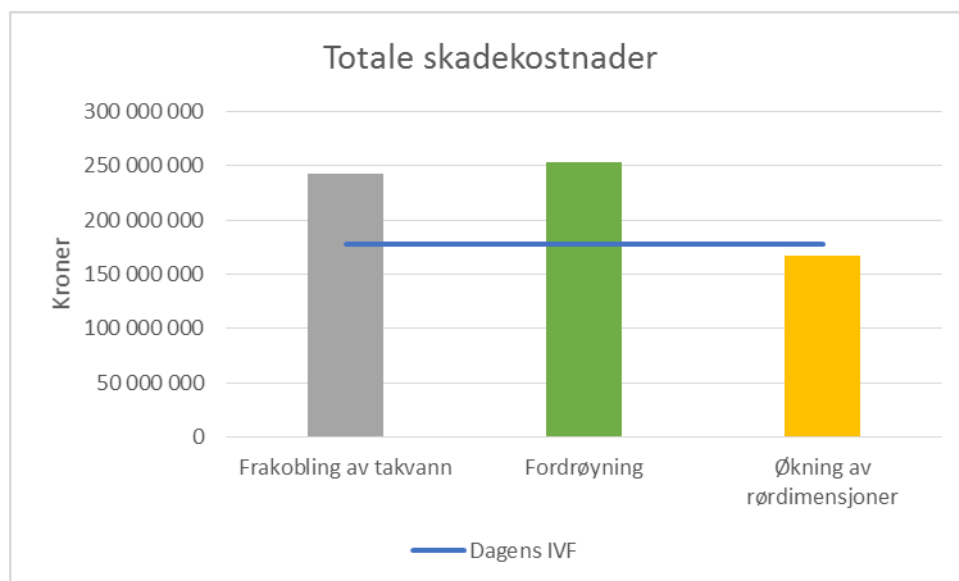
Tabell 4-17: Netto nåverdiberegning ved økning av rørdimensjoner.

			Nåverdi [kr]	
Total skadekostnad uten klimatilpasningstiltak			339 774 662	
Total skadekostnad ved økning av rørdimensjoner			167 401 072	
Kostnadsbesparelse grunnet økning av rørdimensjoner			172 373 590	
	Enhetskostnad [kr/m]	Antall enheter [m]		
Investeringskostnad	10 651	6 500	69 231 500	
				Netto nåverdi [kr]
Lønnsomhet				103 142 090

Resultatet viser at økning av rørdimensjoner fører til en kostnadsbesparelse på 172 373 590 kr over 100-års perioden. Tiltaket får en positiv netto nåverdi, og kan derfor anses som lønnsomt på grunnlag av forutsetningene som er gjort i beregningene.

4.2.5 Sammenlikning av tiltakene

Figur 4-10 viser de totale skadekostnadene for de ulike tiltakene sammenliknet med dagens skadenivå.



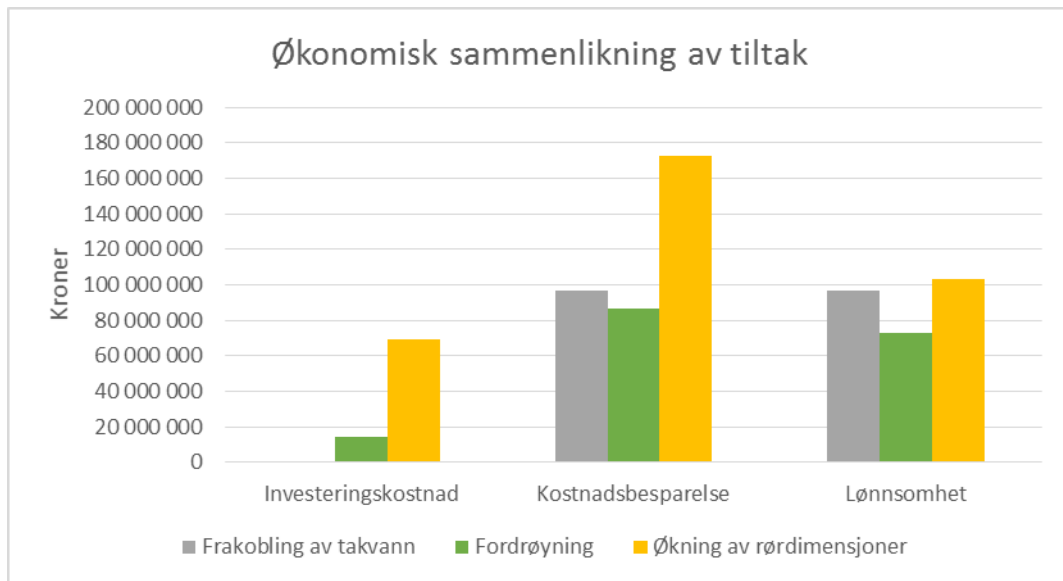
Figur 4-10: Totale skadekostnader ved implementering av ulike tiltak sammenliknet med dagens situasjon.

Resultatene viser at økning av rørdimensjoner er det eneste tiltaket som får de totale skadekostnadene ned på dagens nivå, og dermed er det eneste tiltaket som når effektivitetsmålet. De totale skadekostnadene ved frakobling av takvann og implementering av fordrøyingsvolumer er henholdsvis 36 % og 42 % høyere enn dagens skadenivå, og når henholdsvis 60 % og 54 % av effektivitetsmålet.

Figur 4-11 og Tabell 4-18 viser en oppsummert sammenlikning av investeringskostnad, kostnadsbesparelse og lønnsomhet for de tre tiltakene.

Tabell 4-18: Investeringskostnad, kostnadsbesparelse og lønnsomhet for de ulike tiltakene.

	Frakobling av takvann [kr]	Fordrøyning [kr]	Økning av rørdimensjoner [kr]
<i>Investeringskostnad</i>	86 000	14 246 042	69 231 500
<i>Kostnadsbesparelse</i>	97 039 947	86 825 216	172 373 590
<i>Lønnsomhet</i>	96 953 947	72 579 173	103 142 090



Figur 4-11: Økonomisk sammenlikning av de ulike tiltakene.

Resultatene viser at alle tiltakene fører til kostnadsbesparelse og tilfredsstillende økonomiske kravet om lønnsomhet på grunnlag av forutsetningene som er gjort i analysen.

Økning av rørdimensjoner har den høyeste økonomiske lønnsomheten, fordi tiltaket fører til mest kostnadsbesparelse i forhold til investeringskostnad. Dette kommer som nevnt av at tiltaket har høy effekt for lave gjentakintervall, som utgjør hoveddelen av de totale skadekostnadene. I tillegg tyder simuleringene i den hydrauliske analysen på at ledningsnett er underdimensjonert etter dagens dimensjoneringskrav. Den økonomiske analysen understreker derfor nødvendigheten av å utvide kapasiteten på ledningsnett.

Frakobling av takvann har den laveste investeringskostnaden. Tiltaket klarer ikke å bringe skadekostnadene ned på dagens nivå, men når 60 % av effektivitetsmålet. På bakgrunn av den lave investeringskostnaden og delvis oppnåelse av effektivitetsmålet, vil det være hensiktsmessig å vurdere muligheten for å investere i tiltaket. Det samme gjelder implementering av fordrøyningsvolumer, som når 54 % av effektivitetsmålet og som i tillegg vil være et positivt blågrønt element i bybildet.

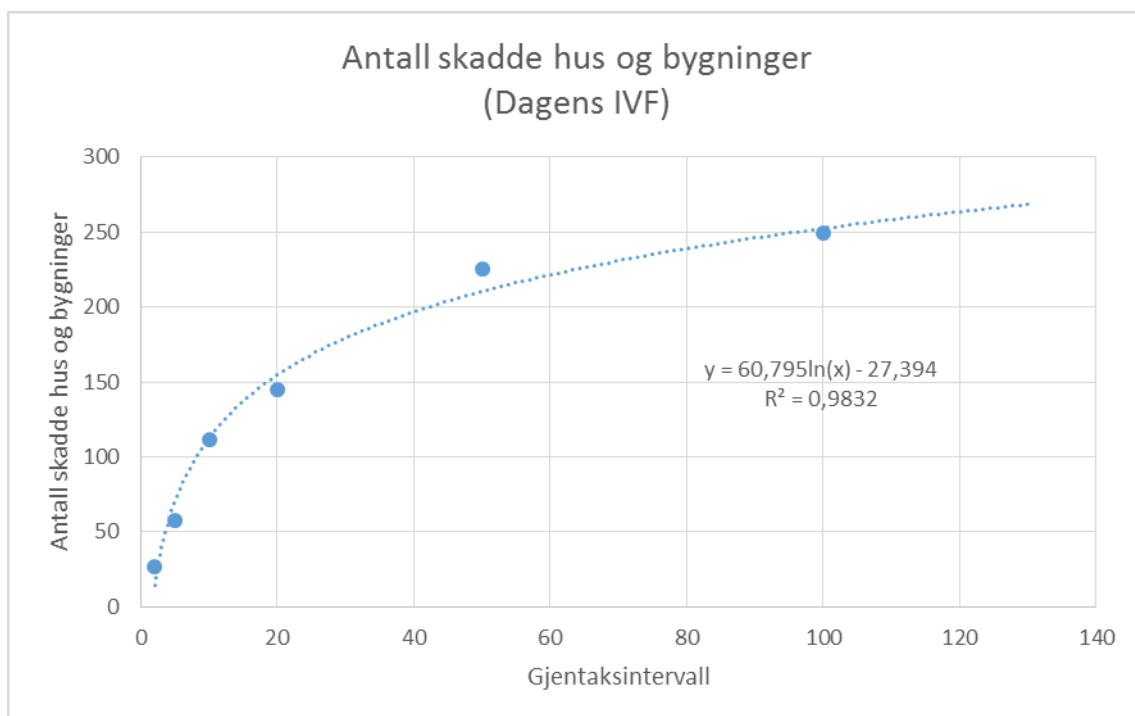
Som i den hydrauliske analysen vil det i praksis være mest hensiktsmessig å kombinere tiltakene, og finne én kombinasjon som er samfunnsøkonomisk optimal. I denne oppgaven var det ikke tid til å gjøre en slik betraktning.

4.3 Dansk metode

I delkapittel 3.6 er det en beskrivelse av den danske metoden utarbeidet av Arnbjerg-Nielsen et al. (2007). Metoden går ut på at de forventede totale skadene som vil oppstå i løpet av en 90-års periode kan beregnes ved å multiplisere skadeomfanget av en 100-års hendelse med en faktor på 3,45.

I denne oppgaven ble de forventede skadene ved et 60 minutters regn med 100-års gjentakintervall i dagens nedbørsituasjon simulert til å være 249 antall skadde hus og bygninger. Dersom man overfører resultatet fra den danske rapporten direkte til resultatene fra denne oppgaven vil det totale skadeomfanget i løpet av 90 år bli: $249 * 3,45 = 859,05$ skadde hus og bygninger. Om denne faktoren kan overføres til nedslagsfeltet i Mysen vil bli vurdert videre i dette delkapittelet.

Arnbjerg-Nielsen et al. (2007) valgte i sin rapport ut 9 nedbørshendelser som ga forventet skade over 90-års perioden. De samme hendelsene vil bli brukt i denne analysen. For å finne forventet antall skadde bygninger for de ulike hendelsene er metoden etter Myking (2012) benyttet. Den går ut på å ekstrapolere og interpolere resultatene fra simuleringene med 2-, 5-, 10-, 20-, 50- og 100-års gjentakintervall, som vist i Figur 4-12.



Figur 4-12: Antall skadde hus og bygninger ved ulike gjentakintervall i dagens nedbørsituasjon. Den logaritmiske trendlinjen representerer grunnlaget for ekstrapolering og interpolering av resultatene.

Tabell 4-19 viser resultatene fra ekstrapoleringen og interpoleringen i Figur 4-12.

Tabell 4-19: Sammenheng mellom forventet gjentakintervall og forventet skadeomfang fra den danske metoden, sammenliknet med forventet antall skadde hus og bygninger i Mysen ved de samme gjentakintervallene.

Rang	Forventet gjentakintervall av de største hendelsene ved 90-års observasjonsperiode [år]	Forventet skade per hendelse i forhold til en 100-års hendelse (Dansk metode)	Forventet antall skadde hus og bygninger per hendelse (Mysen)
1	129,1	111,1	268,1
2	53,2	72,6	214,2
3	33,5	52,5	186,1
4	24,4	38,8	166,8
5	19,2	28,4	152,3
6	15,9	20,0	140,8
7	13,5	13,0	130,8
8	11,7	7,0	122,1
9	10,4	1,7	115,0
Sum	-	345,0	1496,2

Som i analysen til Myking (2012) er ikke tallene fra simuleringene i Mysen justert med indeks 100 for 100-års gjentakintervall, da dette ikke vil ha innvirkning på resultatene.

Det forventede totale skadeomfanget i Roskilde og Aalborg over en periode på 90 år ved de utvalgte nedbørshendelsene er 345. Dette gir at de totale skadene representeres ved 100-års hendelsen med indeks 100 multiplisert med 3,45, som tidligere beskrevet.

Faktor i dansk rapport: $345/100 = 3,45$.

For Mysen er det forventede skadeomfanget over en 90-års periode ved de samme utvalgte nedbørshendelsene 1496 skadde hus og bygninger. Dette gir at de totale skadene representeres ved 100-års hendelsen som gir skade på 249 hus og bygninger multiplisert med 6,01.

Faktor for modellen over Mysen: $249/1496 = 6,01$.

Faktoren for modellen over Mysen er 74,2 % større enn den danske faktoren, som vil si at den danske metoden ikke er direkte overførbart til modellen av Mysen. Resultatet til Myking (2012) var en faktor på 6,42, som kun er 6 % større enn resultatet i denne analysen.

Årsaken til forskjellen mellom faktorene i den danske metoden og faktoren for modellen til Mysen er vanskelig å konkludere med, men Myking (2012) hadde i sin masteroppgave noen forslag:

- Modellen opprettet i SSA av nedslagsfeltet i Mysen gjenspeiler ikke de fysiske forholdene i feltet på en tilfredsstillende måte.
- De laveste skadeberegningene den danske rapporten tar for seg er for regn med 10-års gjentaksintervall. I denne oppgaven er det brukt både regn med 2- og 5-års gjentaksintervall, og resultatene i den økonomiske analysen viste at regnene med lave gjentaksintervall har størst innvirkning på de totale skadekostnadene i modellen av Mysen. Det kan derfor være en mulighet for at den danske metoden ikke kan overføres til felt hvor man antar skade ved lave gjentaksintervall.
- Det er en grov antagelse å si at man kan beregne totale skadekostnader for en 90-års periode med bakgrunn i en 100-års hendelse og en gitt faktor. I praksis er det kanskje ikke umulig å gjøre en slik forenkling?
- Den danske metoden er ikke overførbart til andre felt.

Det er vanskelig å trekke noen konklusjoner om hvorfor den danske metoden ikke er direkte overførbart til modellen av Mysen ved kun å gjøre én vurdering. Det er mange mulige feilkilder, og det bør derfor gjøres flere sammenlikninger både med modeller og fysiske hendelser før metoden kan sies å verifiseres eller forkastes.

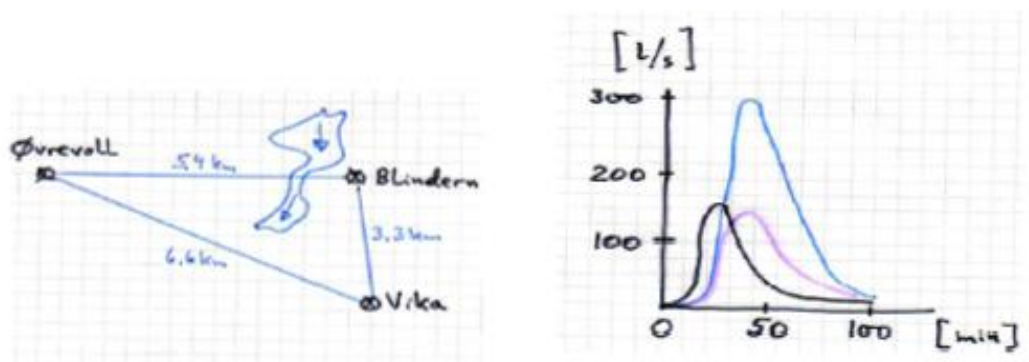
5 Diskusjon

5.1 Usikkerhet i bakgrunns materialet

5.1.1 Nedbørsdata

I denne oppgaven ble det benyttet nedbørsdata i form av IVF-kurver hentet fra målestasjon 3810 Askim II. Denne målestasjonen ligger ca. 10 km fra nedslagsfeltet i Mysen.

Nedbøren på et bestemt tidspunkt i et gitt område kan variere mye selv over korte avstander. Dette er illustrert i Figur 5-1, som viser beregnende hydrogrammer i samme nett, men med data fra tre ulike målestasjoner som var plassert kun noen km fra hverandre (Lindholm 2015e).



Figur 5-1: Tre hydrogrammer beregnet med bakgrunn i verdier fra tre ulike målestasjoner ved samme regnhendelse (Lindholm 2015e).

Dette betyr at målt nedbør ikke kan kobles direkte til avrenningen, fordi nedbørsmengden i feltet kan avvike fra mengdene som er målt ved målestasjonen.

I forbindelse med en analyse av feltet «Søren Jaabæksgate» i Oslo oppdaget man betydningen av å ta hensyn regnbyggets hastighet og retning. Ved å la regnbyggen følge avløpsnettets hovedretning nedstrøms i nettet og med vannets hastighet på ca. 2 m/s, fikk man en økning i Q_{maks} for overvann på ca. 10 % i forhold til et stasjonært regn (Lindholm 2015e).

Nedbørsdataen fra målestasjonen i Askim kan derfor variere noe fra de faktiske nedbørsforholdene i Mysen, men ble allikevel benyttet fordi det er den mest nærliggende målestasjonen. Dersom Eidsberg kommune ønsker å forbedre SSA-modellen, vil det være hensiktsmessig å foreta nedbørsmålinger i det aktuelle feltet over en lenger periode.

5.1.2 Kartdata og data om ledningsnett

For at SSA-modellen skal gjøre riktige beregninger av overflateavrenning og rørstrømning er det viktig at informasjon om topografi, andel tette flater, rørdimensjoner og helning på rør er

korrekt. Modellen er laget med bakgrunn i digitale grunnkart over Eidsberg kommune og kommunens database i Gemini VA. Denne informasjonen kan være mangelfull og burde vært etterkontrollert. I den opprinnelige modellen opprettet av Norconsult var det gjort interpoleringer der det manglet informasjon om høyder på topp og bunn kum. Det vil si at høydene i deler av modellen ikke stemmer, noe som gir utslag i helning på rørene og som kan påvirke rørstrømningen og flaskehalsene som er vist i simuleringene.

5.2 Usikkerhet i SSA-modellen

Ved bruk av hydrauliske og hydrologiske modeller må man være klar over usikkerheten knyttet til datagrunnlaget og annen informasjon man bygger opp modellen med, fordi en slik modell har en rekke svakheter og usikkerhet som vil påvirke resultatene. Som beskrevet i avsnitt 2.7.8 er en modell kun en matematisk beskrivelse av prosessene vi ønsker å simulere, men som aldri vil klare å beskrive virkeligheten slik den er (Engan 2015).

Det ble tatt utgangspunkt i at modellen som ble opprettet av Norconsult var et godt grunnlag for simuleringene, og at det kun var nødvendig å gjøre små justeringer. Etter å ha studert SSA og den opprinnelige modellen viste det seg at det var nødvendig med en rekke justeringer for å få modellen til å fungere mer optimalt (jf. delkapittel 3.2). Blant annet ble det valgt å endre hydrologisk beregningsmetode fra den rasjonelle metode til EPA SWMM, det ble gjort en rekke justeringer i inngangsdataen og det viste seg at det ligger en rekke begrensninger i SSA.

5.2.1 Hydrologisk beregningsmetode

I SSA kan man velge mellom flere hydrologiske metoder for beregning av overflateavrenning, (jf. delkapittel 2.7.1). Den opprinnelige modellen var satt opp med bruk av den rasjonelle metode, men etter testkjøring av modellen og samtaler med veiledere og kommunen ble det bestemt å opprette en modell med EPA SWMM som beregningsmetode.

Ved bruk av den rasjonelle metode brukes Kirpichs likning for å beregne konsentrasjonstiden til de ulike delfeltene. Denne konsentrasjonstiden brukes for å beregne en nedbørintensitet for hvert av delfeltene. Det vil si at hvert delfelt får sitt spesielle regn med sin spesielle regnvarighet som tilsvarer maksimalt ugunstige regnvarighet. Dette ga ekstremt store samlede vannføringer, og kan ikke sies å representere virkeligheten på en god måte. Ved bruk av EPA SWMM ble det lagt inn nedbørshyetogram for ulike gjentaksintervall. Da utsettes alle delfeltene for ett bestemt regn samtidig, noe som ga mer tilfredsstillende resultater enn ved bruk av den rasjonelle metode.

I avsnitt 3.2.3 ble det diskutert flere årsaker til at EPA SWMM gir bedre og mer realistiske resultater enn den rasjonelle metode.

5.2.2 Inngangsparametere

Som tidligere nevnt er resultatene fra simuleringen sterkt avhengig av datamateriale og annen informasjon, som er grunnlaget for inngangsparametere i modellen.

I avsnitt 3.2.4 er resultatet fra følsomhetsanalysen presentert. Analysen var begrenset og tok kun for seg noen sentrale parametere. Resultatet fra følsomhetsanalysen viste at andel tette flater hadde størst effekt på den maksimale vannføringen, og at denne parameteren var den eneste som kunne kategoriseres som en følsom parameter.

Det er knyttet usikkerhet til alle inngangsparametere ettersom de er lagt inn manuelt basert på kartstudier, egne betraktninger, forenklinger og forutsetninger som er gjort i oppgaven. I delkapittel 3.2 finnes detaljert informasjon om hvilke inngangsverdier som er valgt både ved tilpasning av den opprinnelige modellen og ved opprettelse av den nye modellen, samt en begrunnelse for valgene. Foruten de manuelt justerte inngangsparametere er det flere forhold som ikke er tatt hensyn til. For eksempel er det ikke justert for tap i ledningene, eller lagt inn informasjon om hvilke typer bend man har i ledningene. Overvannsnettet i Mysen består av både separat- og fellessystem, men i denne oppgaven behandles begge systemene på samme måte. Dette fører til en undervurdering av skadeomfanget, fordi det kritiske nivået til et fellessystem ofte settes til kjellergulvet.

Infiltrasjonskapasiteten er basert på NGUs kartdata (jf. avsnitt 3.1.3), da det ikke er foretatt infiltrasjonsmålinger i feltet og det heller ikke var en del av oppgavens omfang å foreta slike målinger. Dersom man skal kjøre langtidssimuleringer med høye nedbørintensiteter i modellen, vil det være hensiktsmessig å foreta slike målinger, da man ved slike simuleringer vil se større effekt av infiltrasjonskapasiteten. Hamnes (2013) foretok en langtidssimulering i en liknende masteroppgave, og konkluderte med at infiltrasjonskapasiteten i feltet har stor betydning for effekten av LOD-tiltak. For å bestemme den beste plasseringen av tiltakene vil det derfor være hensiktsmessig å gjennomføre infiltrasjonsmålinger flere steder i det aktuelle nedslagsfeltet.

5.2.3 Kalibrering

Det er viktig å understreke at modellen ikke er kalibrert, og at dette er noe som er høyest nødvendig for å kontrollere at resultatene fra simuleringene stemmer overens med virkelige målte verdier.

Dersom Eidsberg kommune ønsker å oppgradere SSA-modellen burde det foretas målinger av vannføring og avrenning i feltet over en lengre periode og sammenlikne disse målingene med simulerte verdier, for så å justere modellparametere inntil verdiene stemmer (Ødegaard et al. 2014).

5.2.4 Begrensninger

SSA-modellen inneholder en rekke standardinnstillinger, og det er i denne oppgaven kun gjort noen manuelle tilpasninger. Ved bruk av EPA SWMM beregnes blant annet delfeltene som rektangulære delfelt, noe som er en sterk tilnærming til virkeligheten og som vil virke inn på de beregnede tilrenningstidene til de ulike delfeltene.

Tilrenningen til de ulike kummene er veldig urealistisk, da all overflateavrenning fra et delfelt drenerer til kun én kum. I virkeligheten vil overflateavrenningen fra de ulike delfeltene være mer spredt og drenere til flere nærliggende kummer. I resultatene fra simuleringen ser det derfor ut som det er oversvømmelse i kummene delfeltene drenerer til. Dersom det hadde vært tatt høyde for en mer realistisk fordeling av overflateavrenningen fra delfeltene i modellen, ville oversvømmelsesbildet sett annerledes ut.

Modellen er satt opp slik at det oversvømte vannet i kummene lagres over kummene og strømmer tilbake når systemet har kapasitet. I virkeligheten vil ikke alt det oversvømte vannet lagres over kummen, men fortsette nedover i terrenget, drenere til andre kummer eller forsvinne fra systemet.

Det var også en rekke forhold det ikke var mulig å ta hensyn til i denne oppgaven. For eksempel mener Eidsberg kommune at det er usikkert om alt overvannet er koblet til det kommunale ledningsnett og at avrenning fra boligområder i feltet ledes ut på permeable områder og til steinfyllingsmagasiner som er plassert under boligene. Det ble også påpekt at Smedgaten burde hatt større problemer enn det simuleringene viste. Dette var umulig å etterkontrollere eller verifisere i denne oppgaven fordi det ikke er foretatt undersøkelser eller målinger. Det ble derfor gjort en forutsetning om at nettet som er beskrevet med hjelp av SSA-modellen er det beste som kan benyttes i dette oppgavearbeidet.

5.3 Vurdering av metode

Simuleringene er basert på enkelte nedbørshendelser med 2-, 5-, 10-, 20- og 100-års gjentakintervall og 60 minutters varighet. Dersom nødvendig data og informasjon hadde vært tilgjengelig og tidsperspektivet for oppgaven hadde vært lenger, ville det vært interessant å gjennomføre en langtidssimulering med nedbørsdata fra lengre perioder.

I praksis kan man si at nedbørshendelsene er simulert i en tørrværsituasjon i sommerhalvåret. For små nedbørsfelt (20-50 ha) er det kortidsregn i sommersituasjonen som er dimensjonerende (jf. avsnitt 2.4.2). Nedbørsfeltet i Mysen er på 258 ha, og defineres derfor som et større nedbørsfelt. Da bør man beregne langvarige regn for vinteravrenning på frossen mark og høstavrenningen på våt mark. Den mest ugunstige situasjonen gir den dimensjonerende avrenningen for feltet. Grunnet kort tidsperspektiv er ikke dette gjort i denne oppgaven.

I oppgaven er det benyttet en klimafaktor på 1,5, som gir et 50 % tillegg på dagens nedbørintensiteter. Dette er et høyt estimat, men innenfor retningslinjene (jf. avsnitt 2.5.2). Denne klimafaktoren sier kun noe om intensiteten på det fremtidige regnet, og tar ikke hensyn til at det i tillegg til dette vil bli flere tette flater i fremtiden. I den økonomiske analysen ble det antatt at klimatillegget var lineært stigende i løpet av analyseperioden. Det ble vurdert som en hensiktsmessig måte å beskrive klimaendringene på og dermed skadekostnadene, selv om man ikke vet noe sikkert om hvordan utviklingen vil bli (jf avsnitt 2.5.2).

Som tidligere nevnt ble simuleringen av de ulike tiltakene forenklet, da det ikke var mulig å simulere LOD-tiltak direkte i SSA. Det ble ikke tatt hensyn til utformingen av tiltakene, og det ble brukt enkle justeringer i SSA for å etterligne den hydrauliske virkningen tiltakene vil ha på overvannssystemet. Selv om dette er en best mulig tilnærming kan det ikke sies å gi et fullstendig realistisk bilde av effekten de ulike tiltakene vil ha på overvannssystemet. Det er for eksempel ikke tatt hensyn til om fordrøyningsbassengene er lukkede eller åpne, tørre eller våte, eller om de anlegges med strupet utløp, virvelkammer eller lignende for å styre den videreførte vannmengden. Fordrøyningsbassengene i simuleringene kan sies å representere en nedsenkning med V-utløp eller lignende. Det ville derfor vært interessant å brukt et modelleringsprogram som gir mulighet for å simulere ulike LOD-tiltak. Dette ble for eksempel gjort av Hamnes (2013), som simulerte ulike LOD-tiltak ved bruk av det hydrologiske modelleringsprogrammet STORM i sin masteroppgave.

Frakobling av takrenner er gjort på alle boliger, noe som burde være mulig å gjennomføre i praksis. Fordrøyningsvolumene er plassert der det var 100 m² tilgjengelig areal. Dette er basert kun på kartstudier, og det vil være nødvendig med undersøkelser av feltet for å verifisere at fordrøyningsbassengene får plass og at det er hensiktsmessig å anlegge dem på de utvalgte stedene. Etter Norsk Vanns anbefaling om oversvømmelseshyppighet i boligområder (jf. avsnitt 2.3.1) ble utvalgte rør utvidet der det var nødvendig for at nettet skulle tåle et 60 minutters regn med 20-års gjentakintervall. Det var som tidligere nevnt nødvendig å øke

dimensjonene på 10 651 m av ledningsnettets totale lengde på 14 200 m. Det er urealistisk at dette vil bli gjort på kort tid, men indikerer at det er et stort behov for fornyelse av ledningsnett for at det skal være innenfor gjeldende normer og ikke minst for at det skal tåle fremtidige klimaendringer.

Som nevnt både i den hydrauliske og den økonomiske analysen ville det vært mest hensiktsmessig å simulere nedslagsfeltet med implementering av flere LOD-tiltak, samt utvidelse av rørdimensjoner, for å finne en optimal kombinasjon. Ved en slik optimalisering ville det mest sannsynlig vært mulig å holde igjen mer avrenning. Arbeidet med å finne denne optimale kombinasjonen ville vært veldig tidkrevende og kunne derfor ikke gjennomføres i denne oppgaven.

5.4 Vurdering av resultat

Resultatene i analysene er preget av de høye overvannsmengdene i simuleringene, og nettet ser ut til å nå sitt «metningspunkt» allerede ved lave gjentaksintervall. I Vedlegg D er resultatene fra en simulering med et 60 minutters regn med 5-års gjentaksintervall ved dagens nedbørintensitet presentert. Resultatet viser oversvømmelse i 30 kummer (12,4 % av alle kummene i feltet), et totalt oversvømt volum på 2158 m³ og som tilsvarer skade på 57 bygninger. I tillegg til dette ser man at det er oppstuvning i store deler av nettet, som tyder på at nettet er mettet. Det blir ingen oversvømmelser eller oppstuvning ved utløpet, fordi vannet ikke kommer frem.

Som tidligere nevnt kan dette tyde på at systemet ikke tilfredsstillers dimensjoneringskravene i NS-EN 752, eller at modellen ikke gir resultater som representerer den virkelige situasjonen. Dette er vanskelig å etterprøve og det er finnes ikke grunnlag for å konkludere med hva som er årsaken. Andre tanker rundt mulige årsaker er listet opp nedenfor.

- Mye av overvannet som er koblet på i modellen er mest sannsynlig ikke koblet på i virkeligheten. Som tidligere nevnt mener for eksempel Eidsberg kommune at avrenningen fra flere boligområder ikke er koblet direkte på det kommunale ledningsnett, men ledes ut på permeable flater og til steinfyllingsmagasiner under boligene.
- Erfaring viser at ledningsnett ofte tåler mer enn det simuleringen ved bruk av overvannsmodeller viser (Lindholm 2016e).
- Det er flere utløp i nedslagsfeltet.
- Det er overløp i nedslagsfeltet som trer i funksjon når det er mye vann i nettet.

- Det er lekkasjer og feilkoblinger på nettet som fører til at vannet forlater systemet på andre måter.
- Det er mer infiltrasjonen i feltet enn det som kommer frem av simuleringene.
- Årsakene kan også være knyttet til andre usikkerhetsmomenter ved bakgrunnsmateriale, modelleringsverktøyet SSA og metodene som er diskutert tidligere i kapittelet.

Det er i tillegg viktig å merke seg at overvannssystemet i Mysen består av en del ledninger med små dimensjoner. Ved å øke dimensjonene på de minste rørene i systemet elimineres mange av flaskehalsene. Dette støtter påstanden om at nettet ikke er optimalt dimensjonert, eller dimensjonert etter tidligere standarder.

Denne usikkerheten understreker behovet for en kalibrering av modellen, for å kontrollere at det er overenstemmelse mellom modellens resultater og observasjoner i feltet.

5.4.1 Hydraulisk analyse

I denne oppgaven ble markoverflaten valgt som kritisk nivå for oversvømmelse. Dette tilfredsstiller kravene i NS-EN 752 og anbefalinger fra Norsk Vann for separat system (jf. avsnitt 2.3.1), og ble valgt fordi ca. $\frac{3}{4}$ av overvannssystemet i Mysen består av separatsystem. I denne oppgaven simuleres kun korte nedbørshendelser, og det antas derfor at det ikke vil bli stående vann rundt bygningenes grunnmur over lengre tid og at man derfor kan se bort ifra skader ved lavere kritisk nivå. I virkeligheten vil det mest sannsynlig forekomme skader da noen få hus (1-3 %) har feilkobling mellom spillvanns- og overvannsledninger og inntrengning av vann via drens-systemet der overvannet er koblet til (Lindholm 2016f). I denne oppgaven er ikke slike skader tatt hensyn til, noe som vil gi en liten undervurdering av det totale skadeomfanget.

Antall skadde hus og bygninger ved de ulike nedbørshendelsene ble beregnet ved å anta at et oversvømmelsesvolum ved en kum større eller lik 10 m^3 ga skade på 3,37 hus/bygninger. Dette kriteriet er nokså tilfeldig valgt, og gir usikkerhet til resultatene. Dersom kriteriet hadde vært endret til 5 m^3 ville man ved et 60 minutters regn med 20-års gjentakintervall ved dagens nedbørintensitet få 48 skadde hus og bygninger i stedet for 43. Ved å øke kriteriet til 15 m^3 ville man ved den samme nedbørshendelsen få 41 skadde hus og bygninger. Skadeomfanget er bedre representert ved totalt oversvømt volum, siden antall skadde hus og bygninger ikke sier noe om mengden vann og dermed feilvurdere skadene. Ved noen kummer i systemet er oversvømmelsesvolumet veldig høyt. Dette kommer frem av resultatet gjennom

totalt oversvømt volum, men påvirker ikke skadenivået og er derfor med på å undervurdere det totale skadeomfanget. Det er viktig å understreke at det totale skadeomfanget i den hydrauliske analysen kun sier noe om antatt skadenivå på hus og bygninger, og inkluderer ikke andre typer skader på for eksempel veier, ledningsnett og kummer. Dette er også en kilde til at skadene blir undervurdert.

5.4.2 Økonomisk analyse

I den økonomiske analysen ble metoden etter Bekkum (2012) og Myking (2012) brukt for å beregne antall skadelige nedbørhendelser i løpet av 100 år. Dette er som Bekkum (2012) beskriver kun «*en statistisk, og ikke fullstendig realistisk, beskrivelse av virkeligheten*». For å kunne gjennomføre den økonomiske analysen var det nødvendig å bruke en slik metode for å beskrive antall hendelser i løpet av 100 år.

Det er vanskelig å si noe om kostnadsbildet i fremtiden. En nåverdianalyse over 100 år vil derfor gi meget usikre resultater (Guttormsen 2016). Investeringskostnadene er utelukkende basert på kostnadsvurderinger gjort av Magnussen et al. (2015) og anbefalinger fra Oddvar Lindholm (2016a). Kostnadene ansees som representative, men avhenger, som nevnt i avsnitt 2.6.2, av lokale forhold med hensyn til geografi, grunnforhold og kompleksiteten på eksisterende infrastruktur. Dersom det hadde vært mer tilgjengelig data og større tidsperspektiv på oppgavearbeidet, ville det vært hensiktsmessig å gjøre en grundigere vurdering av disse kostnadene. Driftskostnadene er som tidligere nevnt utelatt i analysen, fordi de i liten grad vil påvirke oppgavens resultater. Skadekostnadene er basert på skadenivået i den hydrauliske analysen, og sier derfor ikke noe om de totale samfunnsøkonomiske kostnadene som følge av oversvømmelse og flom. Dette vil inkludere indirekte og eksterne skadekostnader som for eksempel skade på veier, avløpssystemet osv. Skadekostnadene i denne oppgaven antas derfor å være sterkt undervurdert.

Resultatene viser at oppdimensjonering av ledningsnett vil være det mest kostnadseffektive tiltaket. Dette støtter påstanden om at nettet er underdimensjonert, og at man ved en oppdimensjonering vil eliminere flaskehalsene i nettet. Grunnet behovet for oppdimensjonering eller utskifting av rørene kan man si at nåverdien av kostnadene for økning av rørdimensjoner er overvurdert. Selv om frakobling av takvann og implementering av fordrøyningsbassenger ikke klarer å bringe skadenivået ned på dagens skadenivå vil det, som tidligere nevnt, være hensiktsmessig å vurdere om tiltakene allikevel burde implementeres grunnet lav investeringskostnad og/eller delvis oppnåelse av effektivitetsmålet.

6 Konklusjon

Konklusjonen i denne oppgaven er gjort på bakgrunn av resultatene fra analysene. Resultatene antas kun å være gjeldende for nedslagsfeltet i Mysen, gitt oppgavens antagelser og forutsetninger. Grunnet usikkerhetsmomentene og svakhetene som er diskutert i kapittel 5, kan det ikke gis konkrete svar på oppgavens problemstilling. Nedenfor vil det derfor presenteres noen generelle funn fra oppgavearbeidet.

Klimaendringene vil føre til økt nedbørintensitet og hyppigere nedbørshendelser. Dette vil sammen med økt fortetting føre til et stort behov for å benytte nye bærekraftige løsninger for å behandle overvannet.

Modelleringsverktøy er nyttig for å simulere overvannssystemer, og gjør det mulig å studere hvordan endring av nedbørintensitet og andre parametere vil gi utslag i ledningsnett. Følsomhetsanalysen viste at vannføringen i overvannsnett er følsom for endringer i andel tette flater. Dette bør tas hensyn til ved videre utbygging av Mysen. Modellen er ikke kalibrert. Dette anbefales å gjøres for å øke modellens troverdighet.

Overvannssystemet i Mysen er svært sårbart for økt nedbørintensitet. Resultatene viser høy grad av oversvømmelser og skadeomfang selv ved nedbørhendelser med lave gjentaksintervall. Det vil være en stigende prosentvis økning i antall skadde hus og bygninger helt til nettet når sitt «metningspunkt». Systemet kan synes å være underdimensjonert i forhold til gjeldende standard. For at systemet skal klare å overholde dimensjoneringskriteriene i et fremtidig klima, er det nødvendig å utvide systemet i kombinasjon med implementering av LOD-tiltak. Det burde også tas sikte på å separere avløpssystemet i Mysen.

De totale skadekostnadene på hus og bygninger i løpet av 100 år har en nåverdi på ca. 340 millioner kroner, forutsatt at klimaendringene fører til at nedbørintensiteten stiger lineært til en 50 % økning i nedbørintensitet. Små intensive regn med lave gjentaksintervall vil gi det største bidraget til disse kostnadene. Dette representerer ikke de totale skadekostnadene i nedslagsfeltet, som også inkluderer indirekte og eksterne skader som for eksempel skade på veier, avløpssystemet osv.

Frakobling av takrenner og utvidelse av rørdimensjoner har størst effekt på nedbørshendelser med lave gjentaksintervall, mens implementering av fordrøyningsbasseng har tilnærmet lik effekt ved alle gjentaksintervallene. Det er kun frakobling av takrenner og utvidelse av

rørdimensjoner ved nedbørhendelsen med 2-års gjentakintervall som klarer å bringe skadeomfanget ned på dagens nivå. Økning av rørdimensjoner vil være det mest kostnadseffektive tiltaket.

Resultatene fra den hydrauliske analysen viser effekten av de ulike tiltakene i nedslagsfeltet, og representerer kun en relativ sammenlikning som kan benyttes for å velge hvilke tiltak som er aktuelle å implementere i nedslagsfeltet. Selv om økning av rørdimensjoner ser ut til å være det mest kostnadseffektive alternativet, vil LOD-tiltak være et bærekraftig alternativ for å håndtere økte overvannsmengder grunnet fortetting og klimaendringer i fremtiden. Det vil være hensiktsmessig å finne den optimale kombinasjonen av tiltak, for å få best mulig forsinkelses- og tilbakeholdelseeffekt på avrenningen i nedslagsfeltet.

6.1.1 Videre arbeid

Nedenfor følger noen forslag til videre arbeid med bakgrunn i analysene og arbeidet som er gjort i denne oppgaven.

- Måle vannføring i feltet for å kalibrere modellen. Dette vil gi en mer troverdig modell.
- Kontrollere data vedrørende ledningsnettet og kotehøyder, samt andre forhold i feltet.
- Kartlegge infiltrasjonskapasiteten i nedslagsfeltet ved å foreta infiltrasjonsmålinger.
- Utføre langtidssimuleringer som inkluderer vinterhalvåret for å studere langtids- og sesongeffekter.
- Opprette en ny liknende modell i et program hvor LOD-tiltak kan simuleres, og sammenlikne resultatene med denne oppgaven hvor det er prøvd å etterlikne tiltakene.
- Simulere flere tiltak samtidig. Finne den optimale samfunnsøkonomiske kombinasjonen ved å kombinere lokale og tradisjonelle overvannsløsninger.
- Kartlegge drifts- og investeringskostnader for ulike LOD-tiltak, samt konvensjonelle tiltak, for en mer troverdig økonomisk analyse.
- Utføre en grundig hydraulisk og økonomisk analyse av ulike tiltak for lokal overvannshåndtering med et detaljert skade- og kostnadsbilde, for å finne det optimale samfunnsøkonomiske skadenivået.
- Det bør utarbeides en veileder for lokal overvannshåndtering for kommunen, for å sikre at LOD-tiltak inkluderes ved videre utbygging og/eller fornyelse av Mysen. Dette arbeidet vil være svært omfattende, og krever blant annet kartlegging av hvilke tiltak som er aktuelle i Mysen og hvor de kan plasseres.
- Installere LOD-tiltak i Mysen og gjøre målinger for å se på effekten av tiltakene.

- Som en del av arbeidet med lokal overvannshåndtering ville det vært interessant å se på muligheten for å bruke blågrønn faktor (BGF) som et hjelpemiddel for å øke andel blågrønne elementer i Mysen.
- I denne oppgaven ble ikke forurensningsperspektivet til overvannshåndtering tatt i betraktning, men det ville vært interessant å se på renseeffekten av LOD-tiltak. For eksempel ved å simulere tiltakene i modelleringsprogrammet STORM.

7 Referanser

- Ardila, P. & de Caprona, M. (2014). Blågrønn faktor - Veileder byggesak. Hoveddelen. 9 s.
- Arnbjerg-Nielsen, K., Sneftrup, H., Hansen, J. H., Olsen, D. B., Seidelin, C., Nielsen, T. & Kunnerup, T. (2007). *Klimatilpasning af afløbssystemer og metodeafprøvning: økonomisk analyse*. Miljøprojekt, b. 1187: Miljøstyrelsen. 91 s.
- Autodesk Inc. (2014). *Autodesk Storm and Sanitary Analysis 2015 - User's Guide*.
- Bekkum, I. (2012). *Analyse av klimatilpasningstiltak - En casestudie av overvannsnett på Bogaffjell i Sandnes kommune*. Master thesis. Ås: Universitetet for miljø- og biovitenskap, Institutt for matematiske realfag og teknologi. 130 s.
- Blackhurst, M., Hendrickson, C. & Matthews, H. S. (2010). Cost-effectiveness of green roofs. *Journal of Architectural Engineering*, 16 (4): 136-143.
- Buchdal, J. & Hare, S. (2000). Encyclopedia of the Atmospheric Environment - Climate change. Tilgjengelig fra: <http://www.ecoca.ro/meteo/tutorial/english.html> (lest 12.01.16).
- Buhler, L. (2013). *Analyse av klimaendringens påvirkning på Rustadfeltet med kalibrert modell*. Master thesis. Ås: Universitetet for miljø- og biovitenskap, Institutt for matematiske realfag og teknologi. 95 s.
- Butler, D. & Davies, J. W. (2010). *Urban Drainage*. 3. utg. Abingdon, Oxon: Spon Press.
- Bøyum, Å. & Thorolfsson, S. T. (1992). *VA-teknikk : 2 : Avløp*. Trondheim: Institutt for vassbygging, Norges tekniske høgskole.
- Bøyum, Å., Eidsmo, T., Lindholm, O., Noreide, T., Semb, T., Skretteberg, R. & Markus, E. (1997). *Anvendt urbanhydrologi. Publikasjon (Norges vassdrags- og energiverk : trykt utg.)*. Oslo: Norges vassdrags- og energiverk. 198 s.
- Carter, T. & Keeler, A. (2008). Life-cycle cost-benefit analysis of extensive vegetated roof systems. *Journal of environmental management*, 87 (3): 350-363.
- Cleveland, T. G., Thompson, D. B. & Fang, X. (2011). Use of the rational and modified rational method for hydraulic design: Texas Tech University. 143 s.
- Dannveig, P. & Harstveit, K. E. (2013). Klima i Norge. Tilgjengelig fra: https://snl.no/Klima_i_Norge (lest 14.01.16).
- Direktoratet for økonomistyring. (2014). *Veileder i samfunnsøkonomiske analyser*. Oslo: Fagbokforlaget Vigmostad & Bjørke AS.

- Eidsberg kommune. (2007). Kommunedelplan for Mysen 2006-2018. Strategisk del.
- Eidsberg kommune. (2013). Saneringsplan for avløpsnett 2013-2026.
- Eidsberg kommune. (2015a). Kommuneplanens arealdel Eidsberg 2015-2027. Bestemmelser og retningslinjer.
- Eidsberg kommune. (2015b). Kommuneplanens arealdel Eidsberg 2015-2027. Planbeskrivelse.
- Eikerol, H. M. (2013). *Parametere for hydraulisk klassifisering og rørinspeksjonsklassifisering basert på studie i Søråsen, Bærum kommune*. Master thesis. Ås: Universitetet for miljø- og biovitenskap, Institutt for matematiske realfag og teknologi. 71 s.
- eKlima. (2016). *Statistikk - Hyppighet for nedbør - IVF-kurver*: Meteorologisk institutt. Tilgjengelig fra: http://sharki.oslo.dnmi.no/portal/page?_pageid=73,39035,73_39113:73_39149&_dad=portal&_schema=PORTAL (lest 02.02.2016).
- Endresen, S. (2009). Overflateinfiltrasjon. *VA/Miljø-blad nr. 92*.
- Engan, J. A. (2015). *Modellbygging, kalibrering og praktisk bruk av modeller av vannforsyningsnett*. THT300 Vassdragsplanlegging og VA-systemer, Institutt for matematiske realfag og teknologi, Norges miljø- og biovitenskaplige universitet.
- Finansdepartementet. (2005). *Veileder i samfunnsøkonomiske analyser*. Finansdepartementet.
- Finansdepartementet. (2014). Prinsipper og krav ved utarbeidelse av samfunnsøkonomiske analyser mv., Rundskriv R-109/14. Oslo: Finansdepartementet. 8 s.
- Finansleksikon. (2016). Realrente. Tilgjengelig fra: <http://www.finansleksikon.no/Finansleksikon/R/Realrente.html> (lest 04.04.2016).
- Guttormsen, A. (2016). *Nåverdianalyse* (E-post til Line Mosbæk 08.04.16).
- Hammes, K. (2013). *Effekt av lokal overvannshåndtering i Sandnes sentrum: Resultater fra modellstudier med programmet STORM*. Master thesis. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for vann- og miljøteknikk. 73 s.
- Hanssen-Bauer, I., Førland, E. J., Haddeland, I., Hisdal, H., Mayer, S., Nesje, A., Nilsen, J. E. Ø., Sandven, S., Sandø, A. B., Sorteberg, A., et al. (2015). *Klima i Norge 2100 : Kunnskapsgrunnlag for klimatilpasning oppdatert 2015*, 2015:2. Oslo: Norsk klimaservicesenter.
- Holm, E. (2013). Grønne tak. *VA/Miljø-blad nr. 107*.

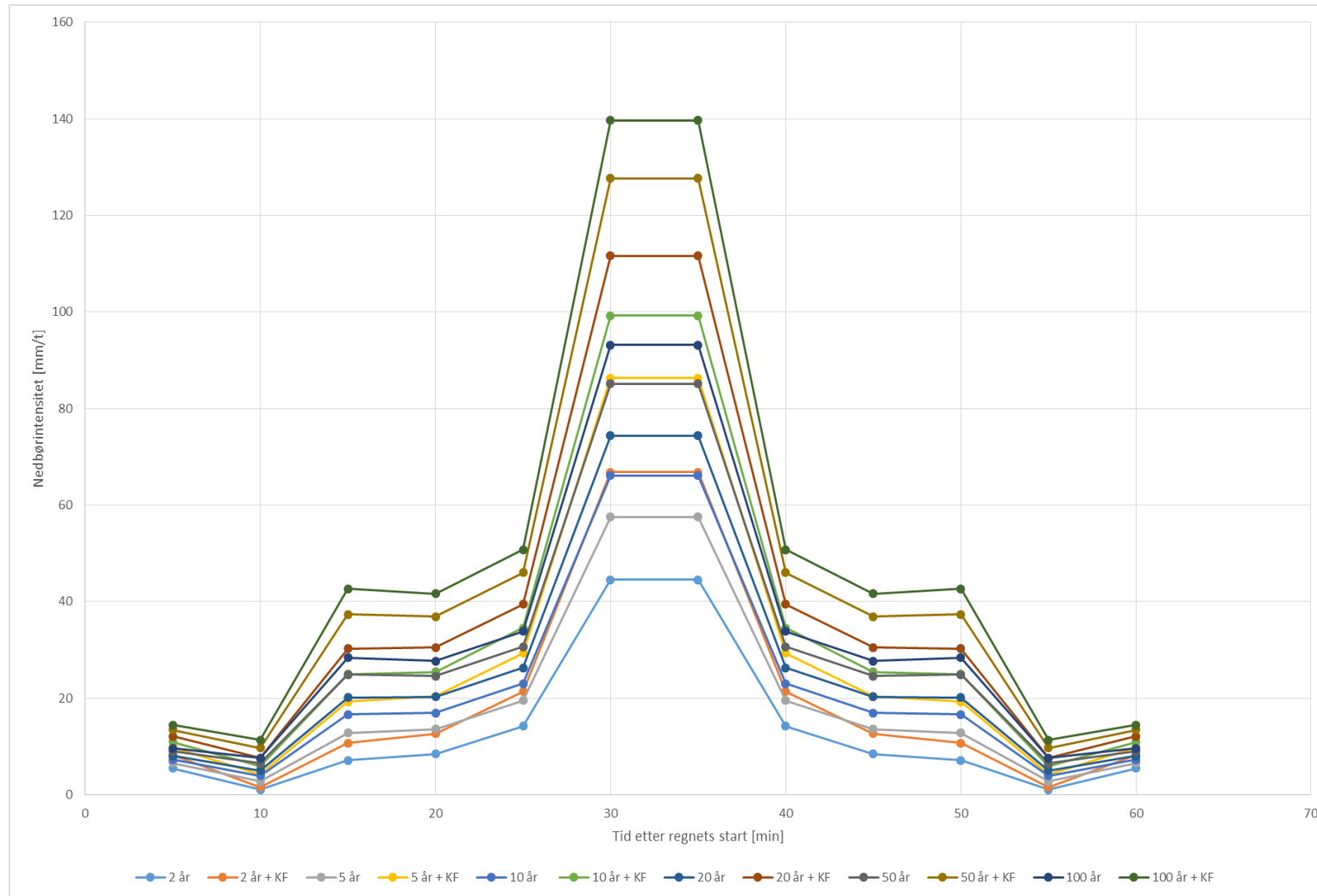
- Horton, R. E. (1941). An approach toward a physical interpretation of infiltration-capacity. *Soil science society of America journal*, 5 (C): 399-417.
- IDA Spildevandskomiteen. (2008). Forventede ændringer i ekstremregn som følge af klimaændringer. *Spildevandskomiteen Skrift*, 29. 37 s.
- IPCC. (2016). Organization. Tilgjengelig fra:
<http://www.ipcc.ch/organization/organization.shtml> (lest 12.01.16).
- Jordan, B. D., Westerfield, R. & Ross, S. A. (2011). *Corporate finance essentials*. 7. utg.: McGraw-Hill/Irwin.
- Kiehl, J. & Trenberth, K. E. (1997). Earth's Annual Global Mean Energy Budget. *Bulletin of the American Meteorological Society*, 78 (2): 197-208.
- klimatilpasning.no. (2014). Blågrønn faktor - verktøy for å sikre kvalitet i uterom. Tilgjengelig fra:
http://www.miljodirektoratet.no/no/Klimatilpasning_Norge/Bibliotek/Erfaringer/Blagronn-faktor---verktoy-for-a-sikre-kvalitet-i-uterom/ (lest 01.02.2016).
- Le Treut, H., Somerville, R., Cubasch, U., Ding, Y., Mauritzen, C., Mokssit, A., Peterson, T. & Prather, M. (2007). Historical Overview of Climate Change Science. 95-127.
- Lindholm, O. & Aune, B. (1978). Konstruksjon og bruk av nedbørhyetogrammer. *VANN nr. 2*. 5 s.
- Lindholm, O., Engan, J., Rapp, Ø., Øverleir, P. & Markhus, E. (2003). Revurdering av beregningskriterier for avløpssystemer, flom i kommunale avløpssystem, 4652-2003. 106 s.
- Lindholm, O., Endresen, S., Thorolfsson, S., Sægrov, S., Jakobsen, G. & Aaby, L. (2008). *Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering*. Norsk Vann rapport (trykt utg.), b. 162, 2008. Hamar: Norsk vann.
- Lindholm, O., Nie, L. & Bjerkholt, J. T. (2009). Klimaeffektens betydning for oppstuvninger og forurensningsutslipp fra avløpssystemer i byer : delrapport for perioden desember 2007 - desember 2008 for ISP-prosjekt om flom i byer knyttet til klimaendringer : 2 : Delrapport. *IMT-rapport (Universitetet for miljø- og biovitenskap. Institutt for matematiske realfag og teknologi : trykt utg.)*. Ås: Universitetet for miljø- og biovitenskap, Institutt for matematiske realfag og teknologi. 31 s.
- Lindholm, O., Endresen, S., Smith, B. T. & Thorolfsson, S. (2012). *Veiledning i dimensjonering og utforming av VA-transportssystem*. Norsk Vann rapport (trykt utg.), b. 193-2012. Hamar: Norsk Vann.
- Lindholm, O. (2014a). *Avløpssystem*. THT261 Vannforsynings- og avløpssystemer, Institutt for matematiske realfag og teknologi, Norges miljø- og biovitenskaplige universitet.

- Lindholm, O. (2014b). *Overvann*. THT261 Vannforsynings- og avløpssystemer, Institutt for matematiske realfag og teknologi, Norges miljø- og biovitenskaplige universitet.
- Lindholm, O. (2015a). Beregning av dimensjonerende avløpsmengder. *VA/Miljø-blad nr. 115*.
- Lindholm, O. (2015b). Beregning av utslipp av miljøgifter til vannforekomster. *VA/Miljø-blad nr. 114*.
- Lindholm, O. (2015c). *Om matematiske modeller for beregning av urbane avløpssystemer*. THT300 Vassdragsplanlegging og VA-systemer, Institutt for matematiske realfag og teknologi, Norges miljø- og biovitenskaplige universitet.
- Lindholm, O. (2015d). *Status og utfordringer for VA-nettet*. THT300 Vassdragsplanlegging og VA-systemer, Institutt for matematiske realfag og teknologi, Norges miljø- og biovitenskaplige universitet.
- Lindholm, O. (2015e). *Videregående emner om nedbør til bruk i urbanhydrologi*. THT300 Vassdragsplanlegging og VA-systemer, Institutt for matematiske realfag og teknologi, Norges miljø- og biovitenskaplige universitet.
- Lindholm, O. (2016a). *Diskonteringsrente* (E-post til Line Mosbæk 04.04.16).
- Lindholm, O. (2016b). *Lokal overvannsdiskontering* (E-post til Line Mosbæk 06.05.16).
- Lindholm, O. (2016c). *Oppstuvning* (E-post til Line Mosbæk 11.03.16).
- Lindholm, O. (2016d). *Personlig meddelelse* (24.02.16).
- Lindholm, O. (2016e). *Personlig meddelelse* (17.03.16).
- Lindholm, O. (2016f). *Personlig meddelelse* (21.04.16).
- Magnussen, K., Wingstedt, A., Rasmussen, I. & Reinvang, R. (2015). Kostnader og nytte ved overvannstiltak. COWI. Rapport 2015/02: 84 s.
- Mays, L. W. (2001). *Stormwater collection systems design handbook*. McGraw-Hill handbooks. New York: McGraw-Hill.
- Meteorologisk institutt. (2016a). Hva er klima? Tilgjengelig fra: http://met.no/Klima/Hva_er_klima+/ (lest 12.01.16).
- Meteorologisk institutt. (2016b). Klima. Tilgjengelig fra: <http://met.no/Klima/> (lest 12.01.16).
- Miljødirektoratet. (2014). FNs klimapanel konkluderer: Klimatilpasning og raske utslippskutt er nødvendig. Tilgjengelig fra:

- http://www.miljodirektoratet.no/no/Tema/klima/FNs_klimapanel_IPCC/Femte-hovedrapport-fra-FNs-klimapanel/Synteserapporten/FNs-klimapanel-konkluderer-Klimatilpasning-og-raske-utslippskutt-er-nodvendig/ (lest 13.01.16).
- Myking, J. S. E. (2012). *Analyse av klimatilpasningstiltak -En casestudie av avløpsnett i Veumdalen, Fredrikstad kommune*. Master thesis. Ås: Universitetet for miljø- og biovitenskap, Institutt for matematiske realfag og teknologi. 108 s.
- Nicolaisen, R. (2016). *Personlig meddelelse* (08.03.16).
- Noregs vassdrags- og energidirektorat. (2015). Urbanhydrologi. Tilgjengelig fra: <https://www.nve.no/hydrologi/vannstand-og-vannfoering/urbanhydrologi/> (lest 19.01.2016).
- Noreng, K., Kvalvik, M., Busklein, J. O., Ødegård, I. M., Clewing, C. S. & French, H. K. (2012). Grønne tak. Resultater fra et kunnskapshentingsprosjekt. *SINTEF Byggeforsk. Prosjektrapport nr. 104*. 102 s.
- Norges geologiske undersøkelse. (2016). *Kart - Landskap - Grunnkart - Løsmasser - infiltrasjonsevne*. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/minkommune/>.
- Norsk klimaservicesenter. (2016). Klimaframskrivninger. Tilgjengelig fra: http://klimaservicesenter.no/faces/desktop/scenarios.xhtml?climateIndex=precipitation_amount&period=Annual&scenario=RCP85®ion=R1&mapInterval=2085 (lest 14.01.16).
- NORVAR. (2004). Kurskompendium etterutdanningskurs. "Reduksjon av oversvømmelser - Planlegging, dimensjonering, drift og vedlikehold av overvanns- og avløpsnett". 107 s.
- Pachauri, R. K., Allen, M., Barros, V., Broome, J., Cramer, W., Christ, R., Church, J., Clarke, L., Dahe, Q. & Dasgupta, P. (2014). *Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Geneva, Switzerland: IPCC. 151 s.
- Paludan, B., Höegh Nielsen, N., Nybo Jensen, L., Brink-Kjær, A., Linde, J. J. & Mark, O. (2011). En kagebog for analyser af klimaændringers effekter på oversvømmelser i byer. *DANVA Forsknings-og udredningsprojekt* (19): 159 s.
- Paus, K. & Braskerud, B. C. (2013). Forslag til dimensjonering og utforming av regnbed for norske forhold. *VANN nr. 1*. 14 s.
- Paus, K. (2015). *Stormwater Management Using Infiltration Practices - The Functioning and Design of Bioretention Cells*. THT280 Separate avløpsanlegg, Institutt for matematiske realfag og teknologi, Norges miljø- og biovitenskaplige universitet.

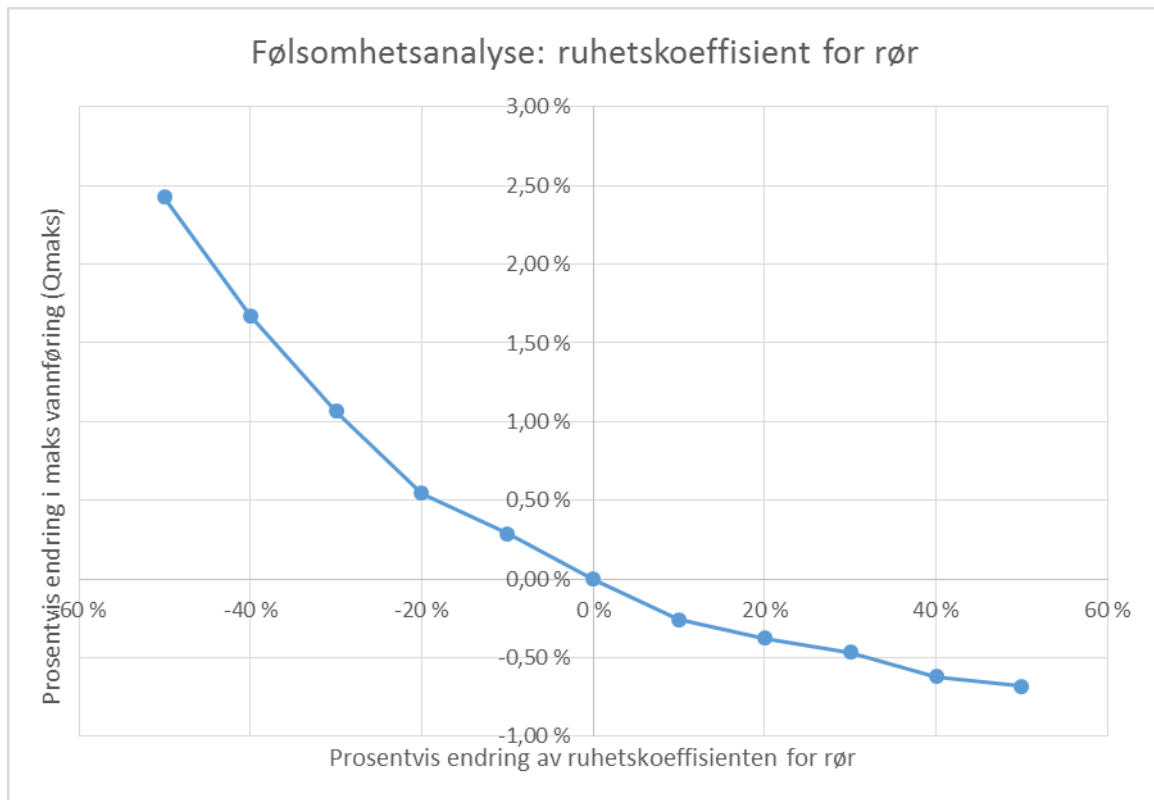
- Senter for statlig økonomistyring. (2010). *Veileder. Håndbok for samfunnsøkonomiske analyser*: SSØ. 76 s.
- Shepherd, D. J. M., Shindell, D. & O'Carroll, C. M. (2005). NASA - What's the Difference Between Weather and Climate? Tilgjengelig fra: http://www.nasa.gov/mission_pages/noaa-n/climate/climate_weather.html (lest 12.01.16).
- Sleigh, D. P. A. & Goodwill, D. I. M. (2000). The St Venant Equations. School of Civil Engineering: University of Leeds. 18 s.
- Statistisk sentralbyrå. (2016). Byggjekostnadsindeks for bustader, februar 2016. Tilgjengelig fra: <https://www.ssb.no/priser-og-prisindekser/statistikker/bkibol> (lest 01.04.2016).
- Sæterbø, E., Høseth, K. A., Fergus, T. & Norges vassdrags- og energidirektorat. (2010). *Vassdragshåndboka : håndbok i vassdragsteknikk*. Ny rev. utg. utg. Trondheim: Tapir akademisk forl.
- Villarreal, E. L., Semadeni-Davies, A. & Bengtsson, L. (2004). Inner city stormwater control using a combination of best management practices. *Ecological Engineering*, 22 (4): 279-298.
- Winther, L., Linde, J. J., Jensen, H. T., Mathiasen, L. L. & Johansen, N. B. (2006). *Afløbsteknikk*. 5. utg. Danmark: Polyteknisk Forlag. 635 s.
- Ødegaard, H., Heistad, A., Lindholm, O., Mosevoll, G., Sægrov, S., Thorolfsson, S. T. & Østerhus, S. W. (2014). *Vann- og avløpsteknikk*. 2. utg. VA-teknikk. Hamar: Norsk Vann. 664 s.
- Åstebøl, S. O., Robba, S., Stenvik, G., Kristoffersen, H. V. & Olsen, S. B. (2013). På lag med regnet. Veileder for lokal overvannshåndtering: COWI. 60 s.

Vedlegg A: Nedbørshyetogram

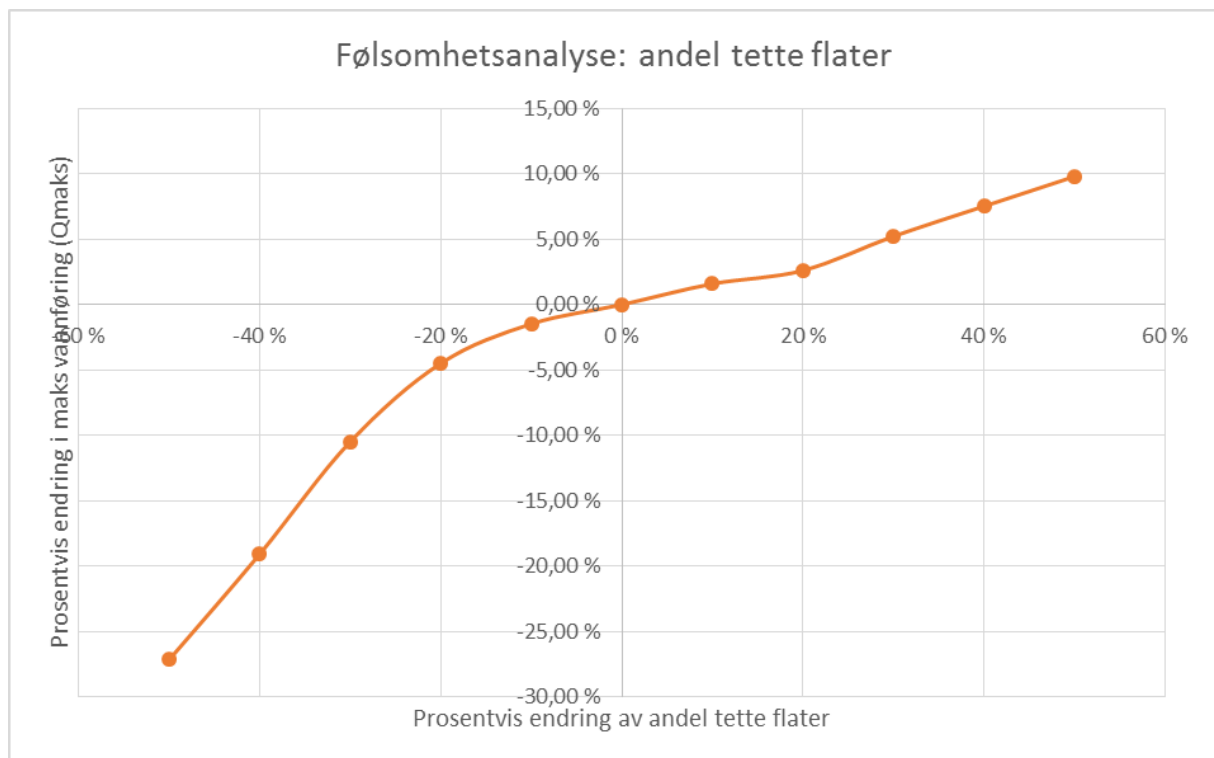


Figur A - 1: Nedbørshyetogrammer for et 60 minutters regn med ulike gjentakintervall, med og uten klimafaktor.

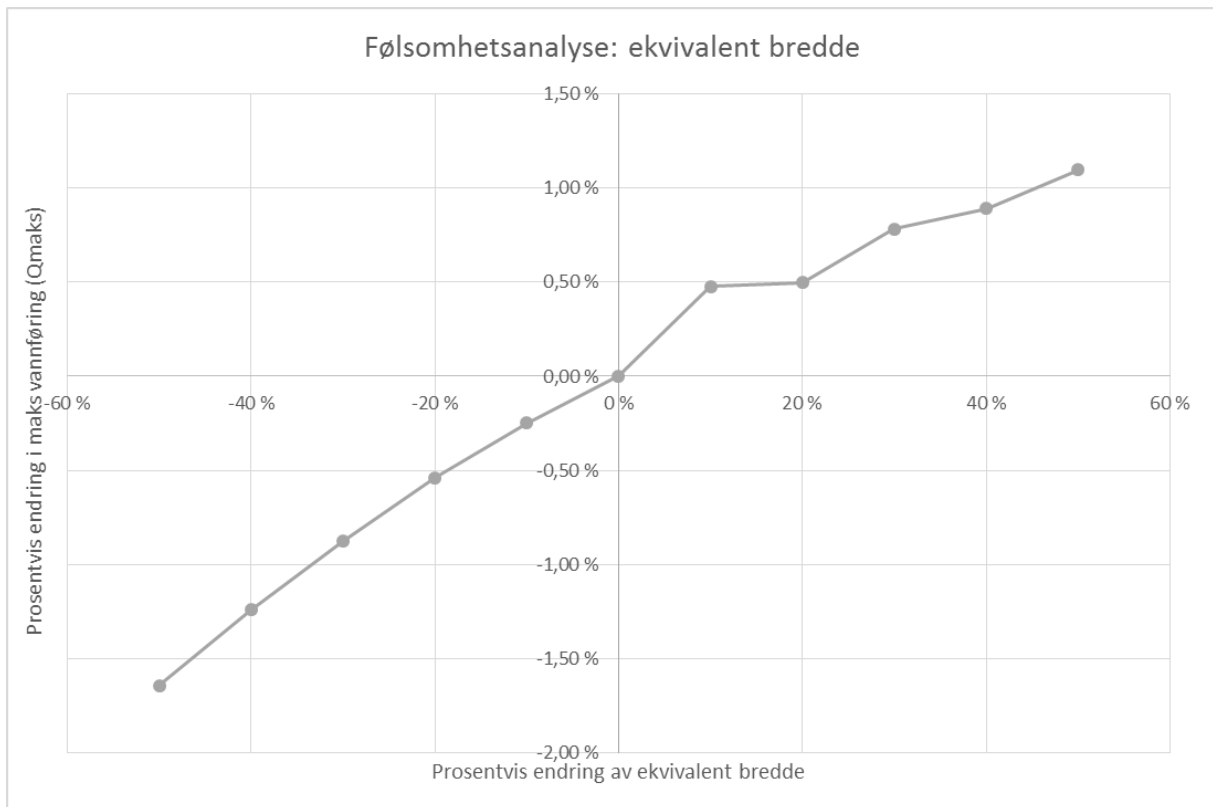
Vedlegg B: Resultater fra følsomhetsanalysen



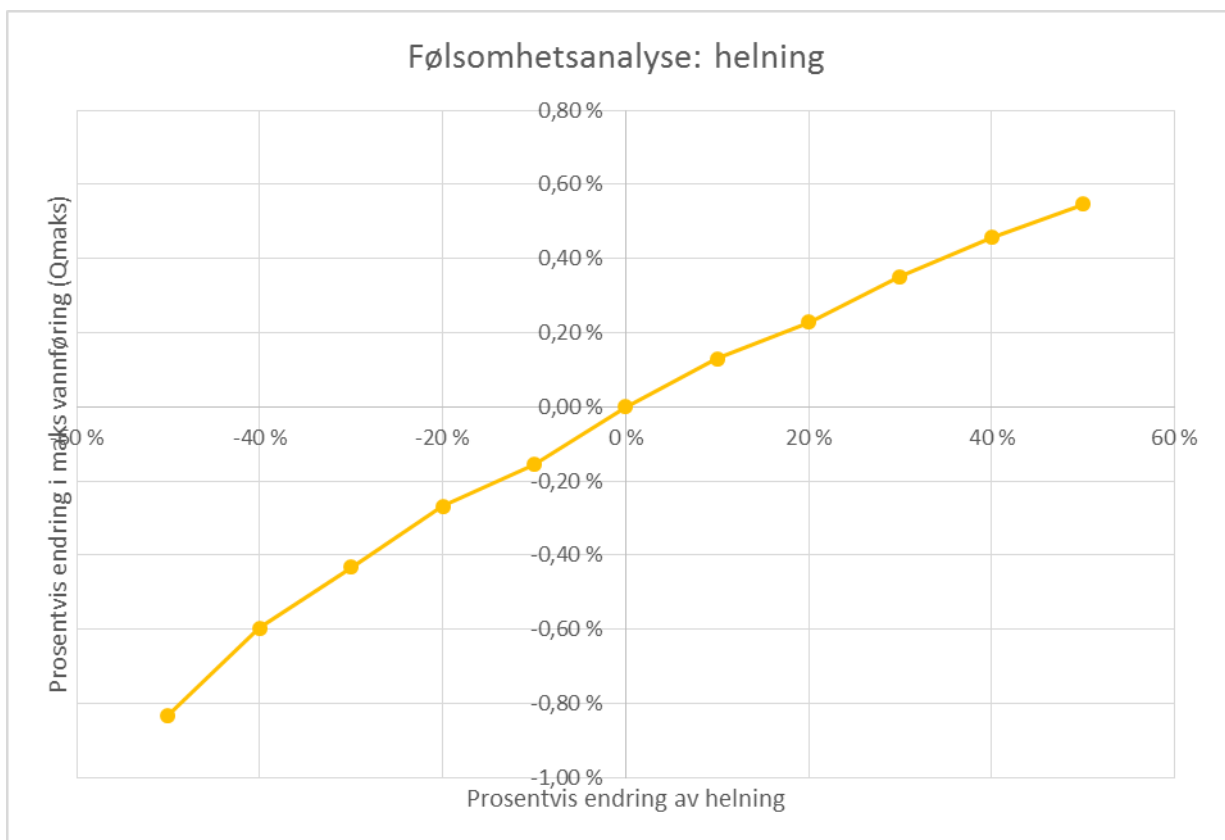
Figur B - 1: Modellens følsomhet for endring i ruhetkoeffisienten for rør i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).



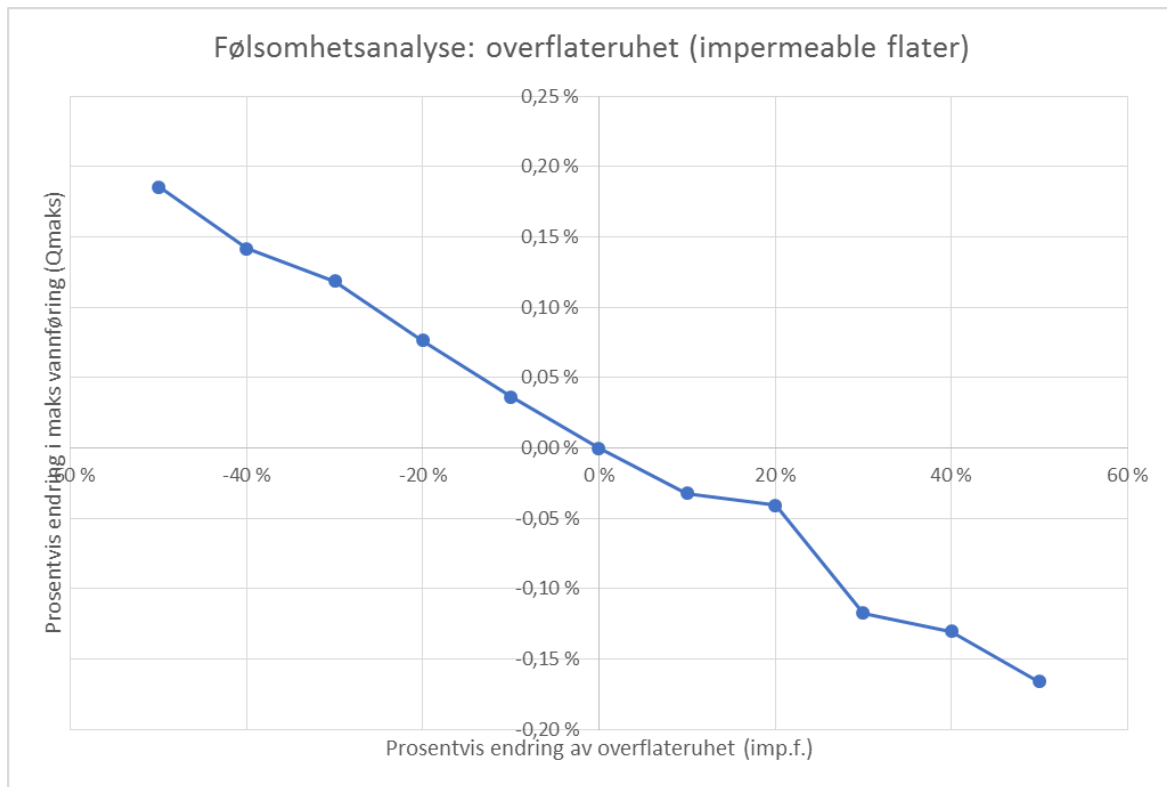
Figur B - 2: Modellens følsomhet for endring i andel tette flater i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).



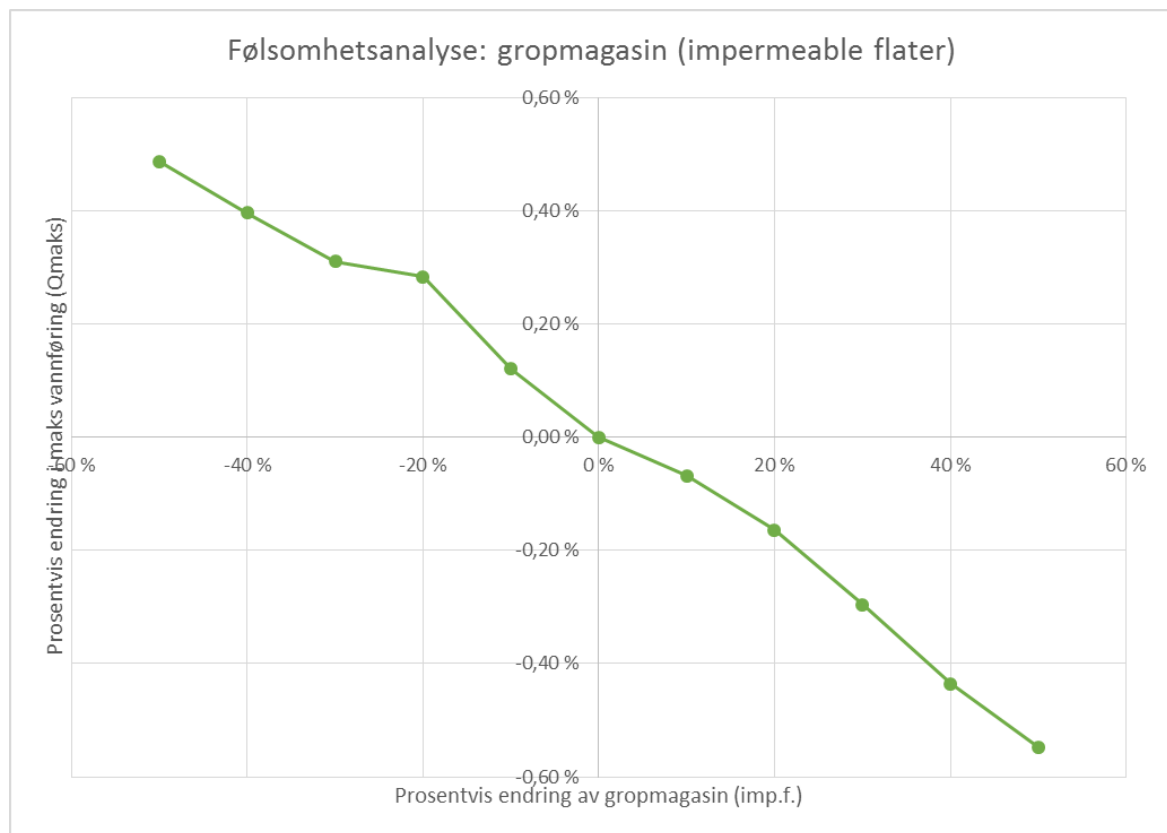
Figur B - 3: Modellens følsomhet for endring i ekvivalent bredde i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).



Figur B - 4: Modellens følsomhet for endring i gjennomsnittlig helning i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).



Figur B - 5: Modellens følsomhet for endring i overflateruhet (imp.f.) i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).



Figur B - 6: Modellens følsomhet for endring i gropmagasin (imp.f.) i forhold til maksimal vannføring (Q_{maks}).

Vedlegg C: Justeringer i SSA-modellen ved simulering av tiltak

Simulering av frakobling av takrenner

Tabell C - 1: Delfelt som ble endret for å simulere frakobling av takvann. Bidrag fra tak på boliger ble satt til 0.

Delfelt	Andel impermeable flater Opprinnelig [%]	Andel impermeable flater Frakobling av takvann [%]
{Site 1}.Site 1-1	9	2
{Site 1}.Site 1-10	35	22
{Site 1}.Site 1-11	27	12
{Site 1}.Site 1-12	23	8
{Site 1}.Site 1-13	16	10
{Site 1}.Site 1-14	17	0
{Site 1}.Site 1-15	17	0
{Site 1}.Site 1-16	7	0
{Site 1}.Site 1-17	9	0
{Site 1}.Site 1-19	12	0
{Site 1}.Site 1-2	2	0
{Site 1}.Site 1-20	18	5
{Site 1}.Site 1-21	30	16
{Site 1}.Site 1-22	12	0
{Site 1}.Site 1-23	18	4
{Site 1}.Site 1-24	24	11
{Site 1}.Site 1-25	27	16
{Site 1}.Site 1-26	22	6
{Site 1}.Site 1-27	20	4
{Site 1}.Site 1-28	13	4
{Site 1}.Site 1-29	10	4
{Site 1}.Site 1-3	17	0
{Site 1}.Site 1-30	10	3
{Site 1}.Site 1-31	14	3
{Site 1}.Site 1-32	11	0
{Site 1}.Site 1-33	18	3
{Site 1}.Site 1-34	23	8
{Site 1}.Site 1-35	20	4
{Site 1}.Site 1-36	13	7
{Site 1}.Site 1-37	10	1
{Site 1}.Site 1-38	7	0
{Site 1}.Site 1-39	20	4
{Site 1}.Site 1-4	48	43
{Site 1}.Site 1-40	6	2
{Site 1}.Site 1-41	15	8
{Site 1}.Site 1-42	22	6
{Site 1}.Site 1-44	13	2
{Site 1}.Site 1-45	1	0
{Site 1}.Site 1-48	15	3
{Site 1}.Site 1-49	20	5
{Site 1}.Site 1-50	12	6

{Site 1}.Site 1-51	11	2
{Site 1}.Site 1-52	9	5
{Site 1}.Site 1-53	8	5
{Site 1}.Site 1-54	20	4
{Site 1}.Site 1-55	21	6
{Site 1}.Site 1-56	18	4
{Site 1}.Site 1-57	21	5
{Site 1}.Site 1-58	20	4
{Site 1}.Site 1-59	17	0
{Site 1}.Site 1-60	19	10
{Site 1}.Site 1-61	23	8
{Site 1}.Site 1-62	30	16
{Site 1}.Site 1-63	24	13
{Site 1}.Site 1-64	29	14
{Site 1}.Site 1-66	17	0
{Site 1}.Site 1-67	25	13
{Site 1}.Site 1-69	21	5
{Site 1}.Site 1-70	23	8
{Site 1}.Site 1-71	17	0
{Site 1}.Site 1-73	16	4
{Site 1}.Site 1-74	19	7
{Site 1}.Site 1-75	22	6
{Site 1}.Site 1-8	79	77

Simulering av fordrøyning

Tabell C - 2: Delfelt som ble endret for å simulere implementering av fordrøyningsbasseng. Ekvivalent bredde ble satt til 10 % av opprinnelig verdi og helning ble satt til 0,5 %.

Delfelt	Ekvivalent bredde Opprinnelig [m]	Ekvivalent bredde Fordrøyning [m]	Helning Opprinnelig [%]	Helning Fordrøyning [%]
{Site 1}.Site 1-1	579,45	58	7,55	0,5
{Site 1}.Site 1-10	244,1	24	3,17	0,5
{Site 1}.Site 1-13	419,47	42	4,7	0,5
{Site 1}.Site 1-23	487,39	49	0,77	0,5
{Site 1}.Site 1-25	671,61	67	6,75	0,5
{Site 1}.Site 1-28	346,58	35	2,6	0,5
{Site 1}.Site 1-29	370,13	37	14,18	0,5
{Site 1}.Site 1-30	990,57	99	10	0,5
{Site 1}.Site 1-31	674,95	67	7,1	0,5
{Site 1}.Site 1-32	229,14	23	14,22	0,5
{Site 1}.Site 1-36	320,7	32	4,14	0,5
{Site 1}.Site 1-37	452,93	45	15,54	0,5
{Site 1}.Site 1-38	666,37	67	14,47	0,5
{Site 1}.Site 1-40	412,54	41	10	0,5
{Site 1}.Site 1-41	364,52	36	2,16	0,5
{Site 1}.Site 1-43	735,25	74	7,48	0,5
{Site 1}.Site 1-44	763,84	76	14,71	0,5
{Site 1}.Site 1-45	821,92	82	17,01	0,5
{Site 1}.Site 1-46	488,02	49	9,46	0,5
{Site 1}.Site 1-47	551,67	55	1,57	0,5

{Site 1}.Site 1-48	393,89	39	3,03	0,5
{Site 1}.Site 1-49	324,32	32	1,67	0,5
{Site 1}.Site 1-50	406,06	41	7,58	0,5
{Site 1}.Site 1-51	244,71	24	6,48	0,5
{Site 1}.Site 1-52	377,02	38	9,69	0,5
{Site 1}.Site 1-53	614,28	61	6,35	0,5
{Site 1}.Site 1-65	333,39	33	13,5	0,5
{Site 1}.Site 1-68	833,11	83	2,95	0,5
{Site 1}.Site 1-71	415,1	42	9,16	0,5

Simulering av økning av rørdimensjoner

Tabell C - 3: Ledninger som ble endret for å simulere økning av rørdimensjoner. Diameterne ble økt slik at nedslagsfeltet tåle belastningen fra et 60 minutters regn med 20-års gjentaksintervall.

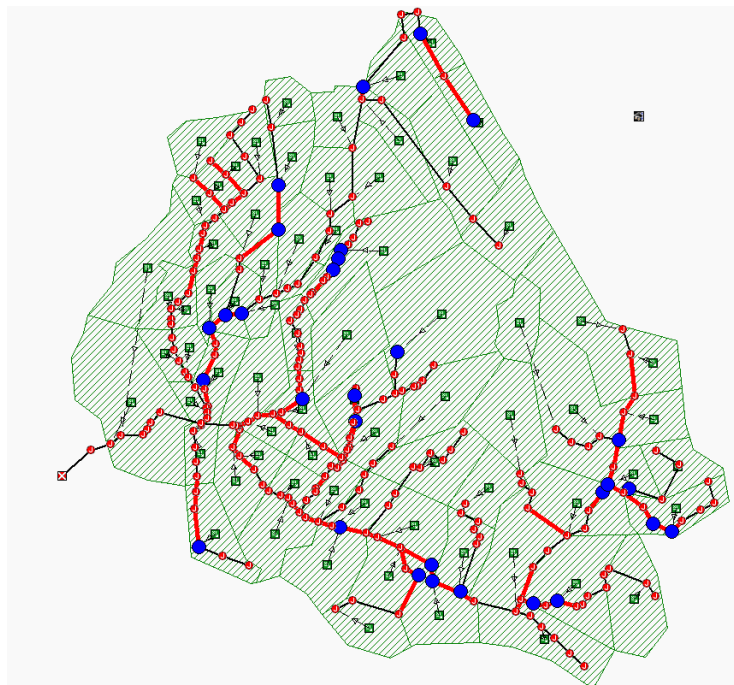
Rør	Diameter Opprinnelig [mm]	Diameter Økning av rørdim [mm]
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (100) (Ledningsnett - 3)	300	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (101) (Ledningsnett - 3)	300	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (102) (Ledningsnett - 3)	300	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (104) (Ledningsnett - 3)	200	500
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (105) (Ledningsnett - 3)	200	500
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (106) (Ledningsnett - 3)	200	500
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (109) (Ledningsnett - 3)	400	600
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (110) (Ledningsnett - 3)	400	600
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (111) (Ledningsnett - 3)	500	800
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (112) (Ledningsnett - 3)	500	800
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (113) (Ledningsnett - 3)	500	800
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (114) (Ledningsnett - 3)	500	800
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (115) (Ledningsnett - 3)	500	800
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (116) (Ledningsnett - 3)	500	800
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (117) (Ledningsnett - 3)	500	800
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (120) (Ledningsnett - 3)	300	1000
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (121) (Ledningsnett - 3)	300	1000
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (122) (Ledningsnett - 3)	300	1000
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (123) (Ledningsnett - 3)	300	1000
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (124) (Ledningsnett - 3)	300	1000
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (135) (Ledningsnett - 3)	350	500
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (136) (Ledningsnett - 3)	350	500
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (137) (Ledningsnett - 3)	350	500
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (138) (Ledningsnett - 3)	350	500
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (151) (Ledningsnett - 3)	600	1000
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (152) (Ledningsnett - 3)	600	1000
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (153) (Ledningsnett - 3)	250	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (154) (Ledningsnett - 3)	250	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (155) (Ledningsnett - 3)	250	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (156) (Ledningsnett - 3)	200	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (157) (Ledningsnett - 3)	350	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (158) (Ledningsnett - 3)	350	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (159) (Ledningsnett - 3)	280	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (161) (Ledningsnett - 3)	170	400

{Ledningsnett - 3}.Ledning - (76) (Ledningsnett - 3)	380	1000
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (77) (Ledningsnett - 3)	380	1000
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (94) (Ledningsnett - 3)	300	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (95) (Ledningsnett - 3)	300	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (96) (Ledningsnett - 3)	300	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (97) (Ledningsnett - 3)	300	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (98) (Ledningsnett - 3)	300	400
{Ledningsnett - 3}.Ledning - (99) (Ledningsnett - 3)	300	400
L03	200	600
L04	400	600
L05	200	500
L06	500	800
L07	300	1000
L11	170	400
L12	280	400
L13	300	400
L16	1000	1600
L17	380	600
L18	300	1000
L21	1000	1600
L22	1000	1600
L23	200	500
L24	1000	1600
L25	1000	1600
L26	1000	1600
L27	1000	1600
L28	1000	1600
L29	1000	1600
L30	1000	1600
L31	1000	1600
L32	300	800
L33	380	800
L36	400	600
L39	230	400
L40	200	800

Vedlegg D: Eksempel på sluttrapport fra simulering i SSA

Nedenfor er deler av sluttrapporten fra en simulering i SSA av et 60 minutters regn med 5-års gjentakintervall presentert. Figur D - 1 viser en visuell fremstilling av resultatet fra simuleringen. Den fullstendige utskriften var meget omfattende, og det ble derfor valgt å kun presentere data fra utvalgte ledninger, noder og delfelt.

Sluttrapporten omfatter; Project Description, Analysis Options, Input Summary, Continuity Errors, Subbasin Runoff, Node Depths, Node Inflows, Outfall Loadings, Link Flows, Flow Classifications og Stability Results



Figur D - 1: Simulering av et 60 minutters regn med 5-års gjentakintervall ved dagens nedbørintensitet. Røde ledninger representerer oppstuvning i ledningen og blå prikker representerer oversvømmelse i kum.

Autodesk® Storm and Sanitary Analysis 2016 - Version 10.1.53 (Build 1)

Project Description

File Name Mysen-statusquo-SWMM-NY.SPF

Description

X:\nor\oppdrag\Askim\513\38\5133854\DAK\Teknisk_Infrastruktur\Modell\OV_mysen_parseller.dwg

Analysis Options

Flow Units LPS
 Subbasin Hydrograph Method. EPA SWMM
 Infiltration Method Horton
 Link Routing Method Hydrodynamic
 Storage Node Exfiltration.. None
 Starting Date OCT-25-2013 00:00:00
 Ending Date OCT-25-2013 03:00:00
 Antecedent Dry Days 0.0
 Report Time Step 00:00:20
 Wet Time Step 00:00:20
 Dry Time Step 00:00:20
 Routing Time Step 20.00 sec

Element Count

Number of rain gages 1
 Number of subbasins 73
 Number of nodes 241
 Number of links 240
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Raingage Summary

Gage ID	Data Source	Data Type	Recording Interval min
RG01	5 yr - 60	INTENSITY	5.00

Subbasin Summary (10 utvalgte delfelt)

Subbasin ID	Total Area hectares	Equiv. Width m	Imperv. Area %	Average Slope %	Raingage
{Site 1}.Site 1-1	12.45	579.45	9.00	7.5500	RG01
{Site 1}.Site 1-10	1.28	244.10	35.00	3.1700	RG01
{Site 1}.Site 1-11	1.62	251.73	27.00	3.4100	RG01
{Site 1}.Site 1-12	1.25	289.39	23.00	0.6300	RG01
{Site 1}.Site 1-13	1.92	419.47	16.00	4.7000	RG01
{Site 1}.Site 1-14	3.90	528.76	17.00	4.5800	RG01
{Site 1}.Site 1-15	4.88	371.89	17.00	4.3500	RG01
{Site 1}.Site 1-16	2.31	407.11	7.00	3.9500	RG01
{Site 1}.Site 1-17	3.85	474.68	9.00	6.1400	RG01
{Site 1}.Site 1-18	3.71	357.47	93.00	1.7100	RG01

Node Summary (10 utvalgte noder + utløpet)

Node ID	Element Type	Invert Elevation m	Maximum Elev. m	Ponded Area m ²	External Inflow
100	(Ledningsnett - 3)JUNCTION	104.80	108.66	10000.00	
101	(Ledningsnett - 3)JUNCTION	104.53	108.52	10000.00	
102	(Ledningsnett - 3)JUNCTION	104.28	106.70	10000.00	
103	(Ledningsnett - 3)JUNCTION	104.06	106.00	10000.00	
104	(Ledningsnett - 3)JUNCTION	102.47	105.04	10000.00	
105	(Ledningsnett - 3)JUNCTION	100.22	104.29	10000.00	
106	(Ledningsnett - 3)JUNCTION	94.05	96.30	10000.00	
108	(Ledningsnett - 3)JUNCTION	190.40	192.14	10000.00	
109	(Ledningsnett - 3)JUNCTION	189.82	196.97	10000.00	
110	(Ledningsnett - 3)JUNCTION	189.17	197.78	10000.00	
Out01	OUTFALL	71.49	72.89	0.00	

Link Summary (10 utvalgte ledninger)

Link ID	From Node	To Node	Element Type	Length m	Slope %	Manning's Roughness
L30	231 (Ledningsnett - 3)	255 (Ledningsnett - 3)	CONDUIT	23.1	0.1729	0.0130
L31	255 (Ledningsnett - 3)	233 (Ledningsnett - 3)	CONDUIT	34.1	0.4685	0.0130
L32	294 (Ledningsnett - 3)	303 (Ledningsnett - 3)	CONDUIT	39.8	3.0924	0.0130
L33	317 (Ledningsnett - 3)	301 (Ledningsnett - 3)	CONDUIT	79.1	3.7916	0.0130
L35	326 (Ledningsnett - 3)	334 (Ledningsnett - 3)	CONDUIT	59.1	7.9871	0.0130
L36	334 (Ledningsnett - 3)	328 (Ledningsnett - 3)	CONDUIT	87.2	3.1689	0.0130
L37	311 (Ledningsnett - 3)	322 (Ledningsnett - 3)	CONDUIT	76.7	1.7725	0.0130
L39	299 (Ledningsnett - 3)	317 (Ledningsnett - 3)	CONDUIT	149.6	2.7094	0.0130
L40	329 (Ledningsnett - 3)	314 (Ledningsnett - 3)	CONDUIT	29.3	1.8765	0.0130
L41	322 (Ledningsnett - 3)	329 (Ledningsnett - 3)	CONDUIT	55.5	0.1803	0.0130

Cross Section Summary (10 utvalgte ledninger)

Link ID	Shape	Depth/ Diameter m	Width m	No. of Barrels	Cross Sectional Area m ²	Full Flow Hydraulic Radius m	Design Flow Capacity LPS
L30	CIRCULAR	1.00	1.00	1	0.79	0.25	996.89
L31	CIRCULAR	1.00	1.00	1	0.79	0.25	1641.21
L32	CIRCULAR	0.30	0.30	1	0.07	0.07	170.06
L33	CIRCULAR	0.38	0.38	1	0.11	0.09	346.30
L35	CIRCULAR	0.40	0.40	1	0.13	0.10	588.60
L36	CIRCULAR	0.40	0.40	1	0.13	0.10	370.75
L37	CIRCULAR	0.60	0.60	1	0.28	0.15	817.52
L39	CIRCULAR	0.23	0.23	1	0.04	0.06	83.00
L40	CIRCULAR	0.20	0.20	1	0.03	0.05	44.93
L41	CIRCULAR	0.60	0.60	1	0.28	0.15	260.74

*****	Volume	Depth
Runoff Quantity Continuity	hectare-m	mm
*****	-----	-----
Total Precipitation	4.854	18.822
Evaporation Loss	0.000	0.000
Infiltration Loss	3.941	15.281
Surface Runoff	0.827	3.207
Final Surface Storage	0.086	0.334
Continuity Error (%)	-0.004	

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	Mliters
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	0.827	8.272
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.821	8.209
Surface Flooding	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.030	0.296
Continuity Error (%)	-2.821	

Subbasin Runoff Summary (10 utvalgte delfelt)

Subbasin ID	Total Rainfall mm	Total Runon mm	Total Evap. mm	Total Infil. mm	Total Runoff mm	Peak Runoff LPS	Runoff Coefficient	Time of Concentration hh:mm:ss
{Site 1}.Site 1-1	18.82	0.00	0.00	17.03	1.65	191.01	0.088	0 00:00:00
{Site 1}.Site 1-10	18.82	0.00	0.00	12.04	6.25	74.88	0.332	0 00:00:00
{Site 1}.Site 1-11	18.82	0.00	0.00	13.56	4.85	73.15	0.258	0 00:00:00

{Site 1}.Site 1-12	18.82	0.00	0.00	14.37	4.11	47.59	0.218	0	00:00:00
{Site 1}.Site 1-13	18.82	0.00	0.00	15.55	3.03	55.82	0.161	0	00:00:00
{Site 1}.Site 1-14	18.82	0.00	0.00	15.44	3.13	114.50	0.166	0	00:00:00
{Site 1}.Site 1-15	18.82	0.00	0.00	15.51	3.06	138.31	0.162	0	00:00:00
{Site 1}.Site 1-16	18.82	0.00	0.00	17.29	1.43	31.90	0.076	0	00:00:00
{Site 1}.Site 1-17	18.82	0.00	0.00	9.10	4.80	90.20	0.255	0	00:00:00
{Site 1}.Site 1-18	18.82	0.00	0.00	1.28	16.06	513.85	0.854	0	00:00:00

Node Depth Summary (10 utvalgte noder + utløpet)

Node ID	Average Depth Attained m	Maximum Depth Attained m	Maximum HGL Attained m	Time of Max Occurrence days hh:mm	Total Flooded Volume ha-mm	Total Time Flooded minutes	Retention Time hh:mm:ss
100 (Ledningsnett - 3)	0.90	1.39	106.19	0 00:29	0	0	0:00:00
101 (Ledningsnett - 3)	0.65	1.04	105.56	0 00:29	0	0	0:00:00
102 (Ledningsnett - 3)	0.43	0.76	105.04	0 00:29	0	0	0:00:00
103 (Ledningsnett - 3)	0.12	0.17	104.23	0 00:30	0	0	0:00:00
104 (Ledningsnett - 3)	0.12	0.16	102.64	0 01:53	0	0	0:00:00
105 (Ledningsnett - 3)	0.10	0.22	100.44	0 00:40	0	0	0:00:00
106 (Ledningsnett - 3)	0.08	0.25	94.30	0 00:40	0	0	0:00:00
108 (Ledningsnett - 3)	0.04	0.16	190.56	0 00:40	0	0	0:00:00
109 (Ledningsnett - 3)	0.04	0.15	189.98	0 00:42	0	0	0:00:00
110 (Ledningsnett - 3)	0.03	0.10	189.27	0 00:40	0	0	0:00:00
Out01		0.22	0.42	71.91	0 00:57	0	0 0:00:00

Node Flow Summary (10 utvalgte noder + utløpet)

Node ID	Element Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Peak Inflow LPS	Time of Peak Inflow Occurrence days hh:mm	Maximum Flooding Overflow LPS	Time of Peak Flooding Occurrence days hh:mm
---------	--------------	----------------------------	-----------------	---	-------------------------------	---

100 (Ledningsnett - 3)	JUNCTION	0.00	102.99	0 00:29	0.00	
101 (Ledningsnett - 3)	JUNCTION	0.00	102.57	0 00:29	0.00	
102 (Ledningsnett - 3)	JUNCTION	0.00	102.60	0 00:29	0.00	
103 (Ledningsnett - 3)	JUNCTION	0.00	97.23	0 00:57	0.00	
104 (Ledningsnett - 3)	JUNCTION	0.00	99.15	0 00:31	0.00	
105 (Ledningsnett - 3)	JUNCTION	232.05	328.96	0 00:40	0.00	
106 (Ledningsnett - 3)	JUNCTION	0.00	327.87	0 00:40	0.00	
108 (Ledningsnett - 3)	JUNCTION	28.43	28.43	0 00:40	0.00	
109 (Ledningsnett - 3)	JUNCTION	0.00	21.27	0 00:40	0.00	
110 (Ledningsnett - 3)	JUNCTION	24.06	41.52	0 00:40	0.00	

Out01	OUTFALL	0.00	2805.01	0 00:57	0.00	
-------	---------	------	---------	---------	------	--

Outfall Loading Summary

Outfall Node ID	Flow Frequency (%)	Average Flow LPS	Peak Inflow LPS
-----------------	--------------------	------------------	-----------------

Out01	98.24	1028.07	2805.01
-------	-------	---------	---------

System	98.24	1028.07	2805.01
--------	-------	---------	---------

Link Flow Summary (10 utvalgte ledninger)

Link ID	Element Type	Time of Peak Flow Occurrence days hh:mm	Maximum Velocity Attained m/sec	Length Factor	Peak Flow during Analysis LPS	Design Flow Capacity LPS	Ratio of Max /Design Flow	Ratio of Max Flow Depth	Total Time Surcharged min	Reported Condition
L30	CONDUIT	0 00:40	2.04	3.80	1595.64	996.89	1.60	1.00	13	SURCHARGED
L31	CONDUIT	0 00:41	2.03	3.06	1561.95	1641.21	0.95	1.00	6	SURCHARGED
L32	CONDUIT	0 00:55	2.98	2.07	210.93	170.06	1.24	1.00	25	SURCHARGED
L33	CONDUIT	0 00:40	3.16	1.27	268.16	346.30	0.77	0.73	0	Calculated
L35	CONDUIT	0 00:41	2.52	2.25	215.98	588.60	0.37	0.80	0	Calculated
L36	CONDUIT	0 00:39	3.98	1.13	474.57	370.75	1.28	1.00	6	SURCHARGED
L37	CONDUIT	0 00:37	1.48	1.39	418.13	817.52	0.51	1.00	147	SURCHARGED
L39	CONDUIT	0 00:40	2.25	1.00	97.46	83.00	1.17	1.00	3	SURCHARGED
L40	CONDUIT	0 00:31	3.08	1.93	96.44	44.93	2.15	1.00	148	SURCHARGED
L41	CONDUIT	0 00:49	1.27	1.21	360.02	260.74	1.38	1.00	149	SURCHARGED

Flow Classification Summary (10 utvalgte ledninger)

Link	--- Fraction of Time in Flow Class ---							Avg. Froude	Avg. Flow Number Change
	Up Dry	Down Dry	Sub Dry	Sup Crit	Up Crit	Down Crit	Sup Crit		
L30	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.51	0.0031
L31	0.02	0.00	0.00	0.48	0.50	0.00	0.00	0.77	0.0019
L32	0.02	0.00	0.00	0.75	0.23	0.00	0.00	0.40	0.0031
L33	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	2.37	0.0013
L35	0.02	0.00	0.00	0.58	0.40	0.00	0.00	1.05	0.0009
L36	0.02	0.00	0.00	0.05	0.93	0.00	0.00	2.20	0.0027
L37	0.02	0.00	0.00	0.96	0.02	0.00	0.00	0.07	0.0017
L39	0.02	0.00	0.00	0.70	0.27	0.00	0.00	0.45	0.0026
L40	0.02	0.00	0.00	0.89	0.09	0.00	0.00	0.14	0.0050
L41	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.01	0.0050

Highest Continuity Errors

- Node 192 (Ledningsnett - 3) (-39.54%)
- Node 308 (Ledningsnett - 3) (-34.78%)
- Node 283 (Ledningsnett - 3) (-29.24%)
- Node 191 (Ledningsnett - 3) (16.19%)
- Node 292 (Ledningsnett - 3) (-7.20%)

Time-Step Critical Elements

- Link {Ledningsnett - 3}.Ledning - (99) (Ledningsnett - 3) (25.69%)
- Link L18 (13.82%)
- Link {Ledningsnett - 3}.Ledning - (121) (Ledningsnett - 3) (9.02%)
- Link {Ledningsnett - 3}.Ledning - (235) (Ledningsnett - 3) (8.33%)
- Link {Ledningsnett - 3}.Ledning - (194) (Ledningsnett - 3) (6.67%)

Highest Flow Instability Indexes

- Link {Ledningsnett - 3}.Ledning - (287) (Ledningsnett - 3) (45)
- Link {Ledningsnett - 3}.Ledning - (180) (Ledningsnett - 3) (32)
- Link {Ledningsnett - 3}.Ledning - (97) (Ledningsnett - 3) (32)
- Link {Ledningsnett - 3}.Ledning - (186) (Ledningsnett - 3) (32)
- Link {Ledningsnett - 3}.Ledning - (98) (Ledningsnett - 3) (31)

Routing Time Step Summary

- Minimum Time Step : 0.91 sec
- Average Time Step : 10.60 sec
- Maximum Time Step : 20.00 sec
- Percent in Steady State : 0.00
- Average Iterations per Step : 4.69

Analysis began on: Tue Apr 26 12:07:30 2016

Analysis ended on: Tue Apr 26 12:07:31 2016

Total elapsed time: 00:00:01



Norges miljø- og biovitenskapelig universitet
Noregs miljø- og biovitenskapelige universitet
Norwegian University of Life Sciences

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway