



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2019 30 stp.

Fakultet for realfag og teknologi

Gateløp som flomveier med casestudier fra Nordstrandsplatået

Streets as floodways – with cases from Nordstrand,
Oslo

Robel Ghetahun

Vann- og miljøteknikk

Forord

Denne Masteroppgaven er skrevet ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet (NMBU) som avslutning av min mastergrad i Vann- og miljøteknikk ved fakultetet for realfag og teknologi. Oppgaven er utarbeidet og skrevet våren 2019 og tilsvarer 30 studiepoeng.

Oppgaven er skrevet i samarbeid med vann- og avløpsetaten (VAV) i Oslo kommune. Tema er gateløp som flomveier og er valgt etter egen interesse for overvannshåndtering. Veilederne fra NMBU og Oslo kommune vann- og avløpsetaten har bidratt i å finne egnede oppgave knyttet til tema. Hensikten med oppgaven har vært å belyse muligheter for at gateløp skal kunne brukes som midlertidige flomveier under ekstreme hendelser, undersøke på vannføringskapasiteter for ulike gateprofil og ta en nærmere titt på enkelte områder på Nordstrand der det er kjente overvannsproblemer.

En stor takk sendes til min hovedveileder ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet), Vegard Nilsen for hyggelige samtaler og konstruktiv veiledning på faglige og akademiske områder gjennom hele prosessen. Jeg vil også rette dens takknemlighet til min eksterne veileder i Oslo kommune vann- og avløpsetaten, Bent C. Braskerud for praktiske råd, informasjon om tidligere kartlegging av Nordstrandskråningen og oppfølging gjennom hele skriveperioden. Til slutt vil jeg takke Bymiljøetaten i Oslo kommune som holder på med ny Gate- og veinormal for alle møter med gode innspill til oppgaven der flomvier er et viktig tema.

Ås, mai 2019

Robel Ghetahun

Robel Ghetahun

Sammendrag

Eksisterende overvannsystemer er designet til å håndtere overvann for et annet klimaforhold enn det framtidige klimaframskrivinger viser. I tilfeller av ekstrem nedbør, hvor normale systemer ikke klarer å håndtere overvannet kan gateløp fungere som midlertidige flomveier. Oslo kommune holder på med revidering av byens Gate- og veinormal og denne oppgaven skal undersøke vannføringskapasiteter til ulike gatetverrsnitt og vurdere flomfaren for mennesker som bidrag til arbeidet. I tillegg skal et område på Nordstrand i Oslo med kjente overvannsproblemer studeres nærmere ved hjelp av HEC-RAS 2D, dette for å vurdere og anbefale tiltak som kan bedre situasjonen.

Vannføringskapasiteter til tre forskjellige tverrsnitt; takfall, ensidigfall og V-profil med ulike vegbredder og kantsteinhøyder på 10 cm og 13 cm er beregnet. For å sammenligne hvor stort nedbørfelt ulike tverrsnitt kan håndtere, er arealkapasitet til samtlige tverrsnitt beregnet for regnehendelse med returperiode på 200 år og en varighet på 10 min. Flomfare vurdering for mennesker i de ulike tverrsnitt er beregnet etter en engelsk metode som kombinasjon av flomdybde og hastighet, fordi prestasjonen til en gate som flomvei ikke bare kan vurderes etter vannføringskapasitet, men også bør fungere som bilvei uten å bli ødelagt.

Resultatene av beregningene viser at tverrsnitt type V-profil kommer best ut i alle tre vegbredder, mens gatetverrsnitt med takfall er nest beste. Endring av tverrfallet fra 3% til 2% gir en vesentlig økning i vannføringskapasiteter for takfall og ensidig fall, men for V-profil oppnår man større kapasitet med en tverrfall på 3%. Flomfare resultatene viser lav flomfare for mennesker for gatetversnitt med takfall og ensidig fall med 10 cm kantsteinhøyde, og moderat flomfare for de fleste med V-profil, fordi dybden i gatens sentrum begynner å få betydning. Sammenlignet med et tverrsnitt av 10 cm kantsteinhøyde gir gatetverrsnitt med 13 cm kantsteinhøyde større fare verdier, på grunn av dybden som er en av viktige faktorer i flomfare vurderingen.

Resultatene fra bruk av modellverktøyet HEC-RAS 2D viser at etablering av gateløp med tverrsnitt med V-profil vil bidra i økt vannføringskapasitet. Her blir mengde transportert overvannet større og kan dermed avlaste utsatte områder til en viss grad. Likevel viser 2D simuleringer at når kapasiteten til tverrsnittet overstige vil vannet følge naturlige dreneringslinjer mot private tomter som kan føre til skader. Der hvor kapasiteten til gatetverrsnitt ikke kan håndtere store nedbørmengder og bør ytterligere tiltak vurderes.

Abstract

Existing stormwater systems are designed to handle stormwater for a different climate than climate future scenarios show. In cases of extreme rainfall, where normal systems fail to handle the stormwater, urban streets can be used as temporary floodwaters. Oslo municipality is conducting a revision of its street design guidelines, this study will investigate water conveyance for different cross sections and road widths and flood hazard assessments for people as a contribution. In addition, an area at Nordstrand, Oslo with known stormwater problems will be studied more closely using HEC-RAS 2D in order to assess and recommend measures that can improve the situation.

Water conveyance capacities of three different cross-sections; typical road cross section, one-sided fall and V-profile with different road width and curb heights of 10 cm and 13 cm are calculated. In order to compare how large catchment areas different cross sections can handle, in addition area capacity for cross-sections mentioned above is calculated using a return period of 200 years and rain duration of 10 min. Danger to people is assessed based on an English method, expressed as a combination of flood depth and velocity, this because the performance of a road used as a floodways can not only be assessed by conveyance capacity, but should perform well as a roadway without being damaged.

The results of the calculations show that cross-section type V-profile comes out on top in all road widths, while road with typical road cross section is second best. Changing the cross-sectional slope from 3% to 2% gives a significant increase in water conveyance capacities for a typical road cross section and road with one-sided falls, to the contrary will a V-profile give greater capacity with a cross-sectional slope of 3%. Flood hazard for people show results of low flood hazard in roads of typical road cross section and one-sided fall with 10 cm curb heights and moderate flood hazard for most roads with V-profile where the depth at the center of the street begins to play a role. Compared with a cross section of 10 cm curb height, a road with 13 cm curb height gives greater flood hazard values due to increasing depth which is one of the important factors in the flood hazard assessment.

The results from HEC-RAS 2D show that the establishment of streets with a cross-section type V-profile will contribute to increased water conveyance capacity, transported surface water will be larger and thus relieve the exposed area to a certain extent. However, 2D simulations show

also that when capacity of the cross section reaches maximum level, overflow will follow natural drainage lines that can cause damage. In situations where cross sections are unable to handle large amounts of precipitation further measures should be considered.

Innholdsfortegnelse

Forord.....	I
Sammendrag	III
Abstract	IV
Innholdsfortegnelse	VII
Figurliste	IX
Tabelliste	XI
Vedleggsliste.....	XII
Ordforklaringer.....	XIII
1 Innledning	1
1.1 Problemstilling.....	2
1.2 Om Nordstrandskråningen.....	2
2 Teori	3
2.1 Klima.....	3
2.1.1 Klimaendringer og historikk	3
2.1.2 Klima i Norge	5
2.1.3 Framtiden	6
2.2 Overvann	7
2.2.1 Overvannshåndtering.....	7
2.2.2 Konvensjonell overvannshåndtering.....	7
2.2.3 Åpne og lokale overvannstiltak	8
2.2.4 Tretrinnsstrategien	9
2.3 Urbanhydrologi.....	10
2.4 Beregning av overvann.....	12
2.4.1 Den rasjonelle metode	12
2.4.2 Kanalstrømning	13
2.5 Bakgrunnsmateriale	14
2.6 Gateutforming.....	15
2.6.1 Taktverrfall	15
2.6.2 Ensidig tverrfall.....	16
2.6.3 V-Profil.....	16
3 Metode	17
3.1 Vannføringskapasitet i ulike gatetverrsnitt.....	17
3.2 Arealkapasitet av ulike gatetverrsnitt	22

3.3	Flomfare for mennesker	23
3.4	Case-studie i Nordstrandskrånningen	25
3.4.1	Beskrivelse av caseområdet	25
3.4.2	Kartlagt flomveier i Nordstrandskrånningen.....	26
3.5	Modellering – HEC-RAS	27
3.5.1	Generelt om modellering	28
3.5.2	Grunnlagsdata	28
3.5.3	Terrengmodell	29
3.5.4	Mannings ruhetskoeffisient og grensebetingelser.....	31
3.5.5	Nedbør.....	32
3.5.6	Simuleringsstabilitet og simuleringstid	33
3.5.7	Planlegging av gateløp som flomveier.....	34
3.6	Datamaskinens spesifikasjoner	36
4	Resultat	37
4.1	Vannføringskapasitet med vanlig Mannings formel	37
4.2	Vannføringskapasitet med Mannings formel fra ASCE	40
4.3	Arealkapasitet av tverrsnittene.....	42
4.4	Flomfare	44
4.5	HEC-RAS.....	46
5	Diskusjon	49
5.1	Vannføringskapasitet	49
5.2	Arealkapasitet.....	51
5.3	Flomfare	52
5.4	HEC-RAS.....	53
6	Konklusjon	55
7	Referanser	56
8	Vedlegg	59

Figurliste

Figur 1.1: Situasjonsskart av bydel grenser og caseområde.....	3
Figur 2.1: Energiutveksling mellom jorda og verdensrommet	4
Figur 2.2: Endring i global overflatetemperatur i forhold til gjennomsnittet 1951-1980	4
Figur 2.3 : Utvikling av årsmiddeltemperatur for fastlands-Norge 1900–2014,	5
Figur 2.4 : Observerte og prognostiserte endringer i global gjennomsnittstemperatur	6
Figur 2.5 : Konvensjonelt system for overvannshåndtering	8
Figur 2.6: Åpen og lokal håndtering av overvann	9
Figur 2.7: Prinsippskisse for tretrinnstrategien	10
Figur 2.8: Urbanisering og effekt på avrenningens mengde og intensitet.....	11
Figur 2.9: Taktverrfall som viser oppsamling av vann under store nedbørhendelser	16
Figur 2.10: Ensidig fall som viser oppsamling av vann under store nedbørhendelser	16
Figur 2.11: V-profil som viser oppsamling av vann under store nedbørhendelser.....	17
Figur 3.1: Gater med 2 kjørefelt/kantparkering (mål i m).....	17
Figur 3.2: Tverrsnitt geometri - takfall	18
Figur 3.3: Tverrsnitt geometri - ensidig fall	18
Figur 3.4: Tverrsnitt geometri - V-profil.....	19
Figur 3.5: Strømning i et trekantet tverrsnitt	19
Figur 3.6: Strømning i et takfall tverrsnitt.....	21
Figur 3.7: Strømning i et V-profil-tverrsnitt.....	21
Figur 3.8: Oversiktskart over caseområdet	25
Figur 3.9: Kartlagt flomveier av problemområdet med trafikklysmetoden	27
Figur 3.10: Import av terrengdataene til HEC-RAS.....	29
Figur 3.11: Importeringsprosess av terrengdataene.....	29
Figur 3.12: Resultatet av importert terrengdataene i HEC-RAS	30
Figur 3.13: Oversikt over beregningsnett og gitterceller.....	31
Figur 3.14: Nedstrøms grensebetingelse.....	32
Figur 3.15: Registrert nedbør 6. aug. 2016 kl. 10:00 - kl. 14:15	33
Figur 3.16: Strekingen med endret gate tverrsnitt.....	35
Figur 3.17: Nytt takfall tverrsnitt i eksisterende terreng ved Granstuveien.....	35
Figur 3.18: Nytt V-profil tverrsnitt i eksisterende terreng ved Granstuveien	36
Figur 4.1: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 10 cm kantsteinhøyde, $S_x = 3\%$ og $S_0 = 3\%$	37
Figur 4.2: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 10 cm kantsteinhøyde, $S_x = 2\%$ og $S_0 = 3\%$	38

Figur 4.3: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 13 cm kantsteinhøyde, $S_x = 3\%$ og $S_0 = 3\%$	39
Figur 4.4: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 13 cm kantsteinhøyde, $S_x = 2\%$ og $S_0 = 3\%$	39
Figur 4.5: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 10 cm kantsteinhøyde, $S_x = 3\%$ og $S_0 = 3\%$	40
Figur 4.6: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 10 cm kantsteinhøyde, $S_x = 2\%$ og $S_0 = 3\%$	41
Figur 4.7: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 13 cm kantsteinhøyde, $S_x = 3\%$ og $S_0 = 3\%$	41
Figur 4.8: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 13 cm kantsteinhøyde, $S_x = 2\%$ og $S_0 = 3\%$	42
Figur 4.9: Areal kapasitet til tverrsnittene med 10 cm kantsteinhøyde, $S_x = 3\%$, $S_0 = 3\%$	42
Figur 4.10: Areal kapasitet til tverrsnittene med 10 cm kantsteinhøyde, $S_x = 2\%$, $S_0 = 3\%$	43
Figur 4.11: Areal kapasitet til tverrsnittene med 13 cm kantsteinhøyde, $S_x = 3\%$, $S_0 = 3\%$	43
Figur 4.12: Areal kapasitet til tverrsnittene med 13 cm kantsteinhøyde, $S_x = 2\%$, $S_0 = 3\%$	44
Figur 4.13: Overflateavrenning - eksisterende terreng ved kl. 10:30 og kl. 11:30.....	46
Figur 4.14: Overflateavrenning - eksisterende terreng ved kl. 13:00 og kl. 14:00.....	46
Figur 4.15: Simulert takfall overflateavrenning ved kl. 10:30 og kl. 11:26	47
Figur 4.16: Simulert takfall overflateavrenning ved kl. 13:00 og kl. 14:00	47
Figur 4.17: Simulert V-profil overflateavrenning ved kl. 10:30 og kl. 11:30.....	48
Figur 4.18: Simulert V-profil overflateavrenning ved kl. 13:00 og kl. 13:48.....	48
Figur 4.19: Terreng profil lengre ned I Granstuveien	53

Tabelliste

<i>Tabell 1: Mannings koeffisient for gater og fortau,</i>	<i>13</i>
<i>Tabell 2: Avrenningsfaktor C for ufrosset overflate, returperiode 10 år</i>	<i>22</i>
<i>Tabell 3: Flomfare for mennesker med kombinasjoner av dybde og hastighet</i>	<i>24</i>
<i>Tabell 4: Grenseverdier - Flomfare vurdering for mennesker i en urban gate</i>	<i>24</i>
<i>Tabell 5: Mannings tall for overflatestrømning.....</i>	<i>31</i>
<i>Tabell 6: Datamaskinens spesifikasjoner.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabell 7: Endring i % på vannføring for $S_x = 2\%$, sammenlignet med $S_x = 3\%$ og kantsteinhøyde 10 cm.</i>	<i>38</i>
<i>Tabell 8: Endring i % på vannføring for $S_x = 2\%$, sammenlignet med $S_x = 3\%$ og kantsteinhøyde 13 cm.</i>	<i>40</i>
<i>Tabell 9: Fare verdier for et fylt tverrsnitt med 10 cm kantsteinhøyde.....</i>	<i>45</i>
<i>Tabell 10: Fare verdier for et fylt tverrsnitt med 13 cm kantsteinhøyde.....</i>	<i>45</i>
<i>Tabell 11: Grenseverdier - Flomfare vurdering for mennesker i en urban gate</i>	<i>45</i>

Vedleggsliste

<i>Vedlegg 1: Beregning av vannføringskapasitet - kantsteinhøyde 10 cm og $S_0 = 3\%$</i>	<i>59</i>
<i>Vedlegg 2: Beregning av vannføringskapasitet - kantsteinhøyde 13 cm og $S_0 = 3\%$</i>	<i>60</i>
<i>Vedlegg 3: Beregning av vannføringskapasitet med Mannings formel fra ASCE</i>	<i>61</i>
<i>Vedlegg 4: Beregning av vannføringskapasitet med Mannings formel fra ASCE</i>	<i>62</i>
<i>Vedlegg 5: IVF-kurve for Oslo -Blindern målestasjon, varighet på 10 min og returperiode på 200 år</i>	<i>63</i>
<i>Vedlegg 6: IVF-kurve for Lambertseter målestasjon, varighet på 20 min og nedbør på 20 mm</i>	<i>63</i>
<i>Vedlegg 7: Areal kapasitet beregning, kantsteinhøyde 10 cm og $S_0 = 3\%$</i>	<i>64</i>
<i>Vedlegg 8: Areal kapasitet beregning, kantsteinhøyde 13 cm og $S_0 = 3\%$</i>	<i>65</i>
<i>Vedlegg 9: Flomfare vurdering beregninger</i>	<i>66</i>
<i>Vedlegg 10: Flomfare vurdering beregninger</i>	<i>67</i>
<i>Vedlegg 11: Registrert nedbør for 6. aug. 2016 kl. 10:00 - kl. 14:15, tidssteg 1 min.</i>	<i>68</i>

Ordforklaringer

2D	To dimensjonal
ASCE	American Society of Civil Engineers
DEM	Digital Elevation Model
DEFRA	Department for Environment, Food and Rural Affairs
DF	Debris faktor
DTM	Digital Terrain Model
DW	Diffusive Wave
FM	Full Momentum
Kjørefelt	Hvert enkelt av de langsgående felt som en kjørebane er delt i ved oppmerking, eller som er bred nok for trafikk med en bilrekke.
Kjørefeltbredde	Bredden av et kjørefelt.
LOD	Lokal overvannshåndtering /disponering
RCP	Representative Concentration Pathway
Tverrfall	Kjørebanelens helning på tvers av vegens lengdeakse
SVE	Saint Venant equations
USFHWA	U.S. Federal Highway Administration
VAV	Vann- og avløpsetaten

1 Innledning

Endringen i klimaet medfører til økende regnintensiteter og bidrar til mer avrenning. For Norge vil endringer i klima bety noe og mot slutten av dette århundret kan vi forvente økning av opp til ca. 18% i årsnedbør, ca. 4,5 °C i årstemperaturen, styretregneepisodene kommer til å bli kraftigere og forekomme hyppigere (Hanssen-Bauer et al., 2015).

Stadig økning i urbanisering med tette flater av byene kombinert med forutsatte endringer i klimaet kommer til å forårsake store utfordringer i form av økende omfang av overvann. Overvann, som er samlebetegnelse for vannet som renner på overflaten fra tak, tette flater og veier, er noe som kan håndteres lokalt eller føres til avløpsledninger. Det eksisterende ledningsnett i byer eller tettsteder er ofte underdimensjonert eller kommer ikke til å holde tritt med økningen i vannmengdene som er forventet som følge av klimaendringene (Lindholm et al., 2008). Skadeomfanget som følge av oversvømmelser (urban flom) har i de siste årene økt i tettbygde strøk (Hanssen-Bauer et al., 2015).

Lokal overvannshåndtering (LOD) blir stadig brukt, derimot krever noen av løsningene et større areal og tilstøtende områder som kan ta imot overvann. Derfor krever håndtering av overvann utvikling av gode og langsiktige løsninger. Overvannet på byvassdragene bør behandles og planlegges som en helhet, denne måten å se overvannet forutsetter sterk kobling mellom overvannshåndtering og areal- og landskapsplanlegging (Lindholm et al., 2008).

Vann- og avløpsetaten har kartlagt flomveier i Nordstrandskråningen, et område utsatt for mye overvannsproblematikk med sitt skrånende terreng mot fjorden. Flere steder i skråningen er utsatt for kjelleroversvømmelser ved skybrudd. Ved hjelp av trafikklysmetoden, en metode som går ut på å klassifisere dreneringslinjer i området ut ifra skade potensialer de kan forårsake er dreneringslinjene klassifisert. Potensielle LOD-tiltak som kan bidra i å redusere problemene i utsatte områder ble undersøkt. I tillegg enkel statistikk av tilkoblede tak nedløp er utført, dette for å undersøke potensiale for frigjort kapasitet i ledningsnett ved frakobling (Ratnavel et al., 2017).

Oppgaven skal se på tilrettelegningen ved store regnintensitetene og tilfellene hvor normale systemene ikke klarer å håndtere overvannet, løsningen er trinn 3 i tretrinnsstrategien (Led store sjeldne nedbørshendelser trygt på åpne flomveier). En mulighet for å hindre oversvømmelser og skader er å vurdere gater som midlertidige flomveier under ekstrem nedbør. I denne masteroppgaven blir gater med ulike type gateprofiler undersøkt som midlertidig flomveier ved hjelp av hydrauliske modeller slik at det skal være mulig å evaluere egnetheten til ulike type gateprofiler og hvordan utformingen påvirker avrenningen. Det skal også undersøkes vannføringskapasitet og arealkapasitet på hvor stort oppstrøms areal ulike tverrsnitt kan håndtere for et gitt gjentaksintervall. Videre skal flom fare for mennesker vurderes i de ulike tverrsnittene, dette som kombinasjon av flomdybde og hastigheten.

1.1 Problemstilling

Formålet med oppgaven er å undersøke muligheter for å bruke gater som trygge flomveier under ekstrem nedbør. Dette ved å dimensjonere gater av forskjellige gatetverrsnitt med tanke på framtidig regn og en gitt klimafaktor.

Følgene punkter ønskes besvart av denne oppgaven :

- Vannføringskapasiteten og arealkapasitet av ulike gatetverrsnitt (takfall, ensidig og V-profil).
- Flomfare for mennesker med gitte kombinasjoner av dybder og hastigheter.
- Se på noen problemområder (case studie) i Nordstrandskråningen; hvordan gateløpet og området generelt bidrar til avrenning med gitt nedbør.

1.2 Om Nordstrandskråningen

Nordstrandskråningen ligger i bydel Nordstrand. Bydelen består av områdene Ekeberg, Bekkelaget, Brattlikollen, Ormøya, Malmøya, Ulvøya, Lambertseter, Nordstrand og Ljan. Bydel Nordstrand har arealet av ca. 1690 ha. og området har stort boligstrøk med rundt 51 000 innbyggere. Nordstrandskråningen er et område utsatt for mye overvannsproblematikk med sitt skrånende terreng mot fjorden. Ved skybrudd har flere områder i skråningen blitt utsatt for kjelleroversvømmelser. Dette ønsker Oslo kommune å gjøre noe med og oppgaven skal ta for seg hvordan tverrsnitt utforminger av gateløp kan endres for å unngå skade.



Figur 1.1: Situasjonskart av bydel grenser og caseområde (openstreetmap.org)

2 Teori

2.1 Klima

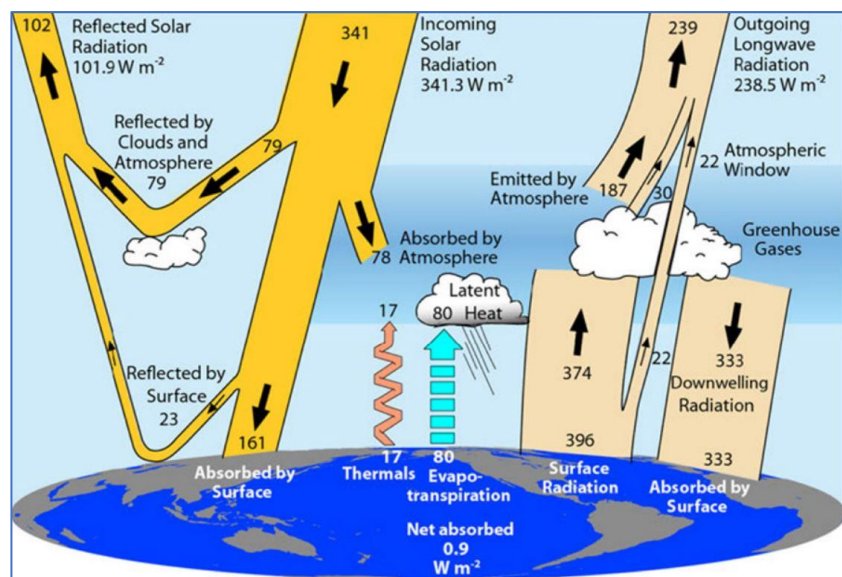
Klimaet defineres som langsiktige værmønstre på ett sted eller i et område. Enkleste måten å beskrive klimaet på er å se på middelerdier for temperatur og nedbør over tid. Andre nyttige elementer for å beskrive klima inkluderer typen og tidspunktet for nedbør, ekstremverdier er også en del av klimaet (Hanssen-Bauer et al., 2015).

2.1.1 Klimaendringer og historikk

Naturlige klimaendringer har forekommet til alle tider. Endringene skyldes en ubalanse i energiutveksling mellom jorda og verdensrommet. Dette er en naturlig prosess, disse naturlige årsakene hovedsakelig sto for klimaendringer på jorden før den industrielle revolusjonen. Etter industrialiseringen har vi mennesker påvirket klimautviklingen i større grad. Etter at industrialiseringen av vårt samfunn startet for omtrent 200 år siden har menneskelig virksomhet påvirket denne energiutvekslingen i stadig økende grad (Hanssen-Bauer et al., 2015).

Figur 2.1 illustrerer strømmen av energi gjennom jordens atmosfære, hvordan energi i sollys varmes opp på vår planet, og hvordan denne energien blir midlertidig fanget da den flyter bort

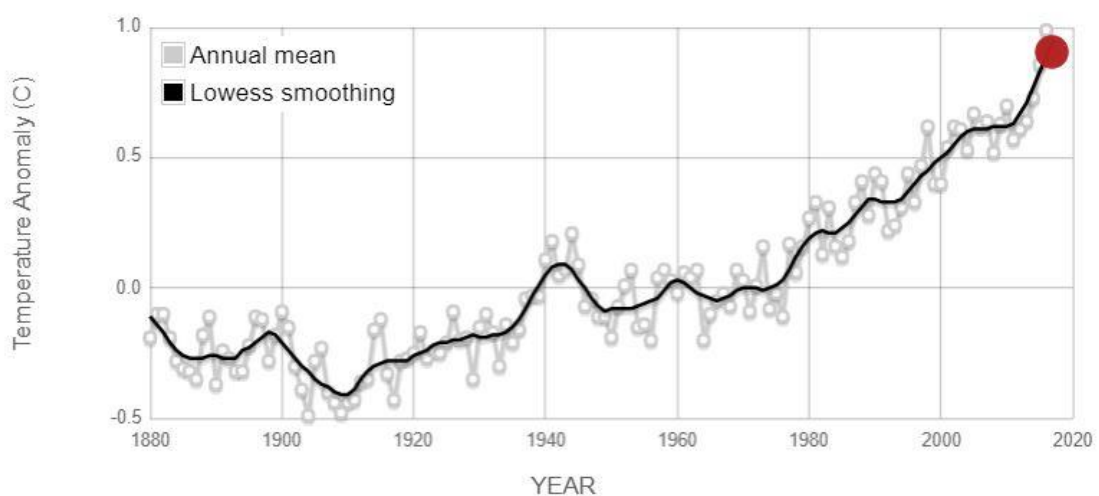
fra jordens overflate som langbølget infrarød stråling. Denne fange energien gir drivhuseffekten, den viktigste drivkraften til global oppvarming.



Figur 2.1: Energiutveksling mellom jorda og verdensrommet (UCAR).

Over de siste 150 årene har middeltemperaturen økt globalt med ca. 0,6 grader celsius, den globale hav- og overflatetemperaturen har steget, snø og is mengder har blitt redusert og nedbørmengden har økt kraftig. Deler av Asia og Afrika har blitt truffet med intens tørke og det observeres økt styrke i naturlige svingninger (Alfsen, 2001).

Figur 2.2 viser endringen i global overflatetemperatur i forhold til gjennomsnittstemperaturen i 1951-1980. Seksten av de 18 varmeste årene i 136-årsrekordet har alle skjedd siden 2001, med unntak av 1998 og år 2016 står som den varmeste på rekord (NASA, 2015).

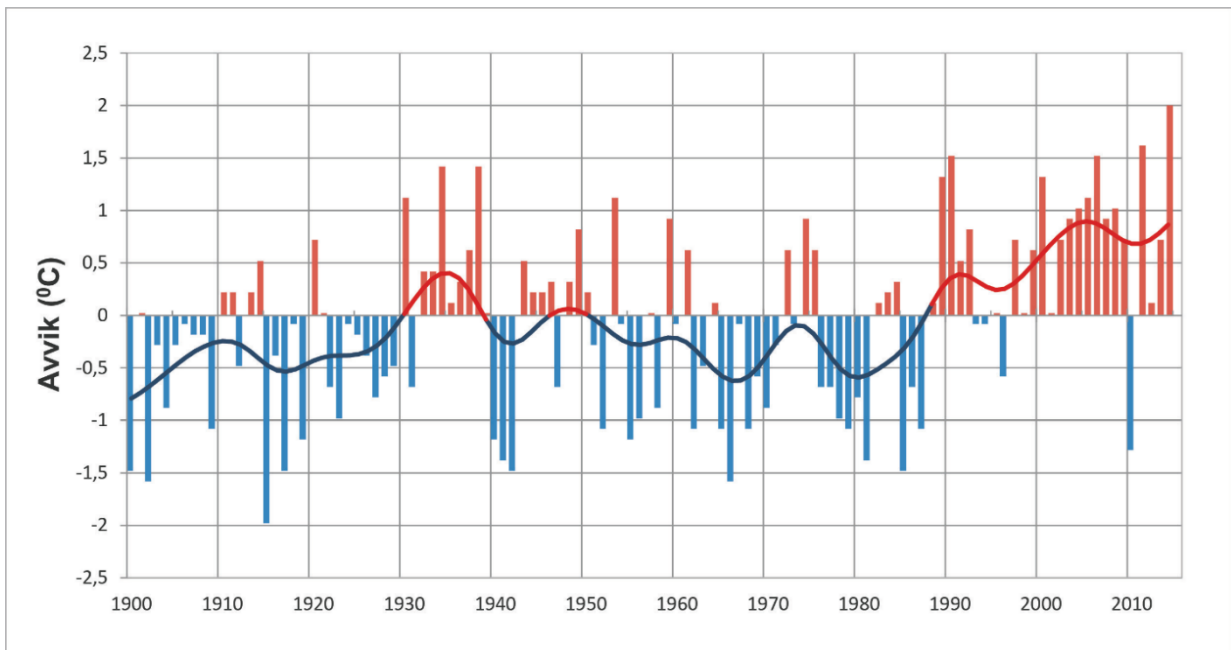


Figur 2.2: Endring i global overflatetemperatur i forhold til gjennomsnittet 1951-1980 (NASA, 2015)

2.1.2 Klima i Norge

Klimaet i Norge er mildere enn breddegradens indikasjon, dette på grunn av hav- og luftstrømmer og luftstrømmer som nordatlantiske strømmen (Golfstrømmen). Det norske klimaet er sterkt påvirket av lavtrykkbanene. Lavtrykkene frakter både varme og fuktige luftmasser inn mot Norge, dette gir fuktig klima med dobbelt så mye nedbør sammenlignet med gjennomsnitt nedbør på jorda landområder. Samtidig varierer klima i Norge i stor grad ut fra sesong og geografi. Østlandet får et tørt og kontinentalt klima, mens Vestlandet preges av mye nedbør på grunn av fuktige luftmasser fra vest som tvinges over fjellene (Hanssen-Bauer et al., 2015).

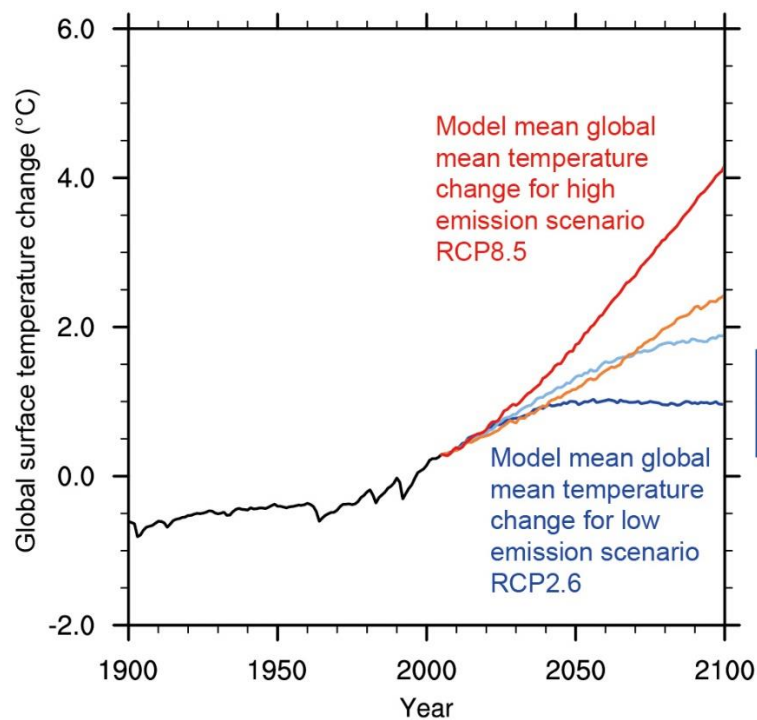
I likhet med endring i globaltemperaturen, viser utviklingen av årsmiddeltemperatur for fastlands-Norge fra 1900 (Se Figur 2.3). Selv om endringer fra år til år er større enn globalt, temperaturøkning i Norge er registrert på 0,09 °C/tiår de siste 115 årene som er nær økningen i globaltemperaturen.



Figur 2.3 : Utvikling av årsmiddeltemperatur for fastlands-Norge 1900–2014, (Avvik (°C) fra middelveiden) (Hanssen-Bauer et al., 2015).

2.1.3 Framtiden

Fremtidige værprognoser peker på økning i ekstreme nedbørshendelser i løpet av sommeren, økning i nedbør i vinter, flere dager med høy vind og stigende havnivå. Selv om eksperter generelt er enige om i hvilken grad sjønivået forventes å stige i løpet av de neste 100 årene, er det derimot vanskelig å projisere hvor og når det intensive og ekstreme nedbørshendelsene sannsynligvis vil oppstå (City of Copenhagen, 2012). Trekkene nevnt ovenfor sier litt om hvordan klimaendringen vil komme til syne på lokalt nivå og hver av oss som individer og samfunnet. Konsekvensen av klimaendringer generelt vil i stor grad henge sammen med lokalsamfunnets sårbarhet (Alfsen, 2001).



Figur 2.4 : Observerte og prognostiserte endringer i global gjennomsnittstemperatur under fire utslipp utslippsscenarioer (Stocker, 2014).

Figur 2.4 viser utslippsscenarioer og er fra IPCCs rapporten (*IPCC Fifth Assessment Report*). *RCP2.6* er et svært lavt utslippsscenario, *RCP4.5* er et middels utslippsscenario, *RCP6.0* er et middels høyt utslippsscenario, og *RCP8.5* er den høyeste utslippsscenario (utslippene antas å fortsette å øke gjennom hele århundret) (Stocker, 2014).

2.2 Overvann

Økende nedbør-intensiteter forårsaket av globale klimaendringer og samfunnsutvikling ved fortetting av urbane områder har ført til sterkere avrenning og skapt hyppigere utfordringer med store overvannsmengder i byområder. Dette medfører alvorlige konsekvenser i form av flom og overløp fra fellesavløpssystemer (Nie et al., 2009). Vann som ikke infiltrerer, men renner av på overflaten fra tak, vegger og andre tette flater betegnes som overvann, begrepet innebærer også stormflo og smeltevann. Dette vannet kan håndteres lokalt eller føres til avløpsledninger (Ødegaard et al., 2014).

2.2.1 Overvannshåndtering

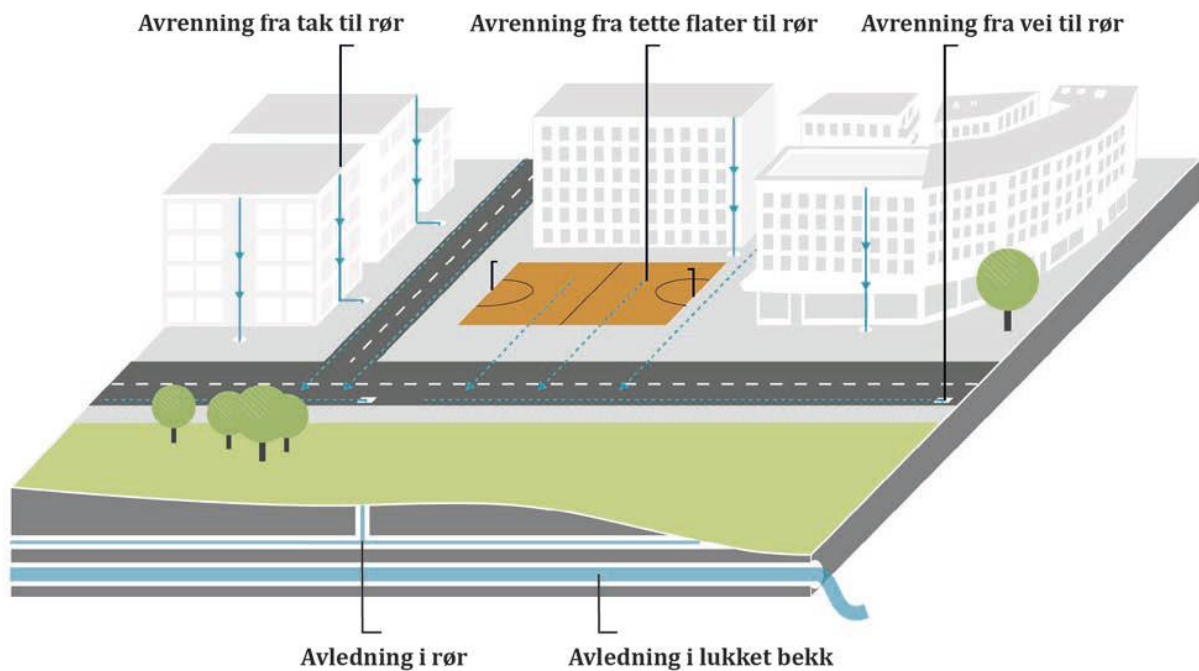
En god og helhetlig strategi for overvannshåndtering er viktig for at løsningene skal være bærekraftige og tilføre kvaliteter til omgivelsene. I tillegg skal løsningene fungere ved vanlig nedbør, ved flom og i tørrvær. Overvannshåndtering går ut på å *«lede bort overvann og drenere grunnen for å unngå fuktskader, oversvømmelser og erosjon og bidra til innbyggernes komfort»* (Lindholm et al., 2008). Ifølge Lindholm (2008) kan hovedvisjonene med håndtering av overvann oppsummeres i følgende punkter:

- **Forebygge skader**
 - Overvannet skal håndteres slik at tilfredsstillende sikkerhet for liv, helse og miljø oppnås. Skader på eiendommer og infrastruktur skal unngås og vannforurensningen skal reduseres.
- **Utnytte overvann som ressurs**
 - Overvannet bør utnyttes som positivt landskapselement i bymiljøet og for bruk til rekreasjonsformål.
- **Styrke biologisk mangfold – bymiljøet**
 - Gjennom infiltrasjon, bruk av åpne vannveier og dammer skal det biologiske mangfoldet fremmes.

2.2.2 Konvensjonell overvannshåndtering

Konvensjonell overvannshåndtering er basert på å lede overvann raskt og effektivt bort fra overflater i lukkede rørsystemer til resipient for å sikre byen mot oversvømmelser, og for å skape et godt bymiljø. Lukkede rørsystemer kan være fellesledninger for sanitært- og industrielt

avløpsvann og overvann eller separate overvannsledninger som leder overvannet direkte til vassdrag eller sjø (NOU, 2015:16).



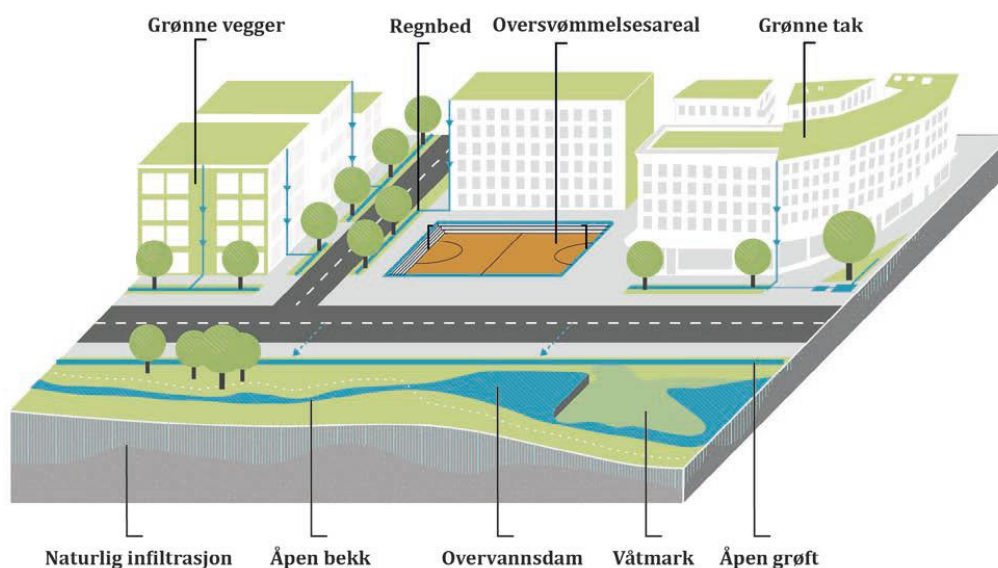
Figur 2.5 : Konvensjonelt system for overvannshåndtering (NOU, 2015:16)

Figur 2.5 illustrerer et konvensjonelt system for overvannshåndtering. En slik metode for håndtering av overvann gir problemer når store overvannsmengder kommer over kort tid, noe som kan skje ved store nedbørshendelser. Videre utbygging øker presset på ledningsnettets og når vannmengdene blir større enn det overvannssystemet er dimensjonert for, vil overskuddet gå i overløp. Tilførsel av overvann til fellesavløpssystemer gir en unødvendig belastning på ledningsnettets og avløpsrensaneanlegget og fører til at fortynnet urensset avløpsvann vil slippes ut i gater, resipient og vassdrag (NOU, 2015:16).

2.2.3 Åpne og lokale overvannstiltak

Ulike tiltak for lokal overvannshåndtering kan bidra i både redusert fare for skader og positive effekter for natur- og bomiljø. Disse innebærer at vannet blir håndtert lokalt, dvs. renne i naturlige veier til grunnen via infiltrasjon og via åpne vannveger og dammer (NOU, 2015:16).

Figur 2.6 illustrerer hvordan lokale og åpne overvannstiltak kan supplere eller erstatte et konvensjonelt avløpssystem med ledninger.



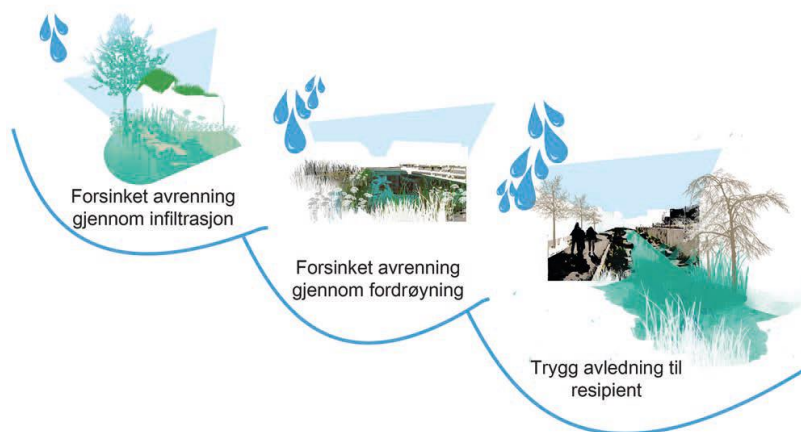
Figur 2.6: Åpen og lokal håndtering av overvann(NOU, 2015:16)

2.2.4 Tretrinnsstrategien

Tretrinnsstrategien som er illustrert under i *Figur 2.7* er en metode for hvordan nedbørsmengder av ulike størrelser og intensiteter skal håndteres. Strategien går ut på å infiltrere, forsinke og fordøye og sikre flomveier for overvannet.

- Første leddet går ut på at små nedbørsmengdene holdes igjen ved infiltrasjon der det er mulig. Dette kan gjøres ved tilretteleggelse av grønne arealer, grønne tak eller andre lokale tiltak.
- Ved større overvannsmengder fordrøyning som overskrider infiltrasjonskapasiteten vil noe av overvannet renne videre på overflaten, i andre leddet ønskes det at vannet forsinkes og fordrøyes gjennom åpne eller lukkede anlegg.
- Tredje leddet går ut på å håndtere store nedbørsmengden og hvor systemer ikke kan håndtere avrenningen, dette kan resultere i at store overvannsmengder renne gjennom byområdet. Her handler det om å åpne flomveier som avleder vannet på en sikker og trygg måte.

Generelt må avrenningssystemet vurderes som en helhet og tiltak må settes for å minimere hydrauliske belastningen av overvannssystemet (Lindholm et al., 2008).



Figur 2.7: Prinsippkisse for tretrinnsstrategien (NOU, 2015:16)

2.3 Urbanhydrologi

Urbanhydrologi beskrives som vannets kretsløp i urbane områder. Urbanisering i byer og tettsteder gir sin effekt ved at vannets naturlige kretsløp endres, dette på grunn av hyppige etablering av bebyggelse med tette flater og asfalterte arealer og andre impermeable flater (Ødegaard et al., 2014). Trenden i å flytte til byer er økende og det antas at to tredjedeler av verdens befolkning kommer til å bo i urbane områder (United Nations, 2014).

Vannbalansen i reservoarene er et resultat av vannbalanseligningen og er gitt ved:

$$P = R + E + \Delta S \quad (1)$$

der:

P = Nedbør

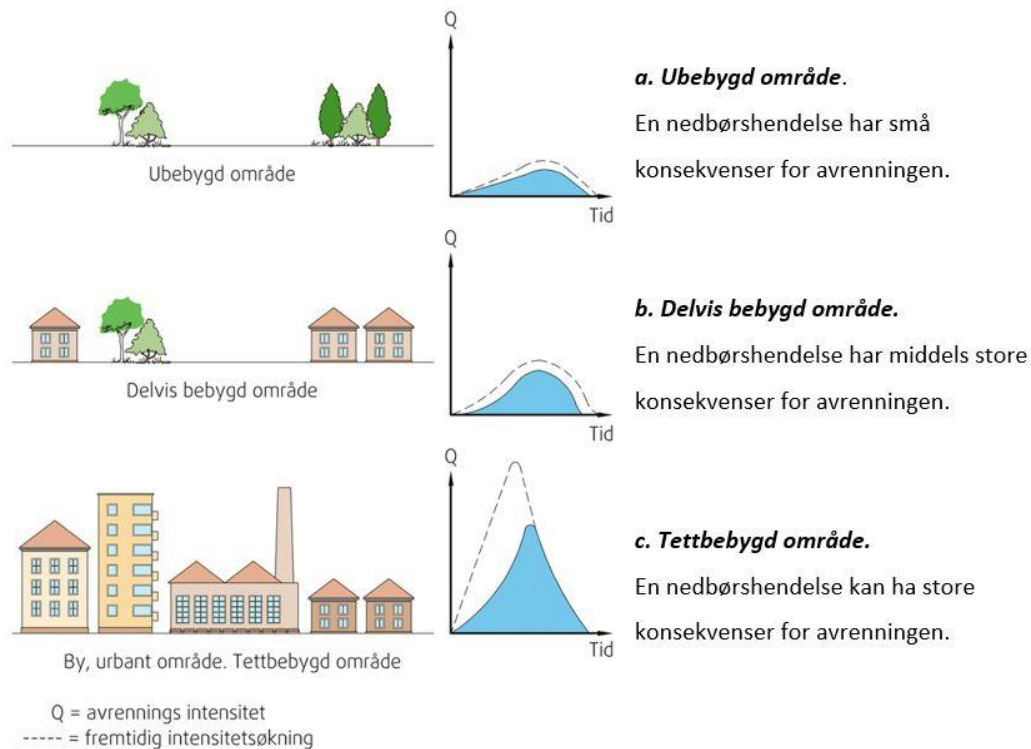
R = Total avrenning

E = Fordampningen til feltet

ΔS = Endring i magasiner i en gitt tidsperiode.

Menneskelig aktivitet og utbygging av naturlige områder har en radikal og kompleks innvirkning på vannets naturlige kretsløp. Byutvikling med grå flater som bebyggelse og infrastruktur fører til at naturlige dreneringssystemer blir erstattet med nye systemer som består av kanaler og rørsystemer, dette skjer på bekostning av naturlige grøfter, bekkedar, flomveier (Ødegaard et al., 2014).

Ved nedbørshendelser i en naturlig felt vil mesteparten av vannet infiltreres eller returnere til atmosfæren gjennom fordampning og bare kun en liten andel av vannet vil renne på overflaten. I byområder hvor andelen av naturlige permeable flater som er erstattet av tette impermeable overflater er større vil overflateavrenning øker og redusert grunnvannspåfylling ettersom mengden av vannet som infiltreres er lite. Avrenningstoppen i urbane områder vil da være større og opptre ganske tidligere enn i ruralt områder (Ødegaard et al., 2014).



Figur 2.8: Urbanisering og effekt på avrenningens mengde og intensitet (NOU, 2015:16)

Ifølge NVE (2016) viktigste hydrologiske effektene av urbaniseringen er:

- Økning i overflateavrenning, både i volum og intensitet
- Redusert infiltrasjon og fordampning
- Senking av grunnvannstanden

Effektene nevnt ovenfor har flere praktiske konsekvenser (NVE, 2016):

- Økt fare for oversvømmelse av hus, veier og anlegg.
- Setningsskader på hus og anlegg
- Øke påkjenning på resipient, både når det gjelder volum og forurensing

Avrenning øker ikke lineært med nedbør og det er flere faktorer som avgjør overvannsmengden i urbane områder. I tillegg til nedbørintensitet og forløp er både andelen og plasseringen av impermeable tette flater avgjørende variabler. Nedbørsfeltets størrelse er også en påvirkende faktor av den hydrauliske sensitiviteten ved urbanisering, et mindre nedbørsfelt er mer sensitiv ovenfor et større felt (Praskievicz & Chang, 2009).

2.4 Beregning av overvann

2.4.1 Den rasjonelle metode

Maksimale avrenning kan beregnes ved bruk av flere manuelle metoder for beregning av overvannsmengder. Den rasjonelle metode egner seg best for små nedbørsfelt mindre enn 10km² (Statens Vegvesen, 2014).

Ved den rasjonelle metode er avrenningen (Q) gitt ved:

$$Q = C * i * A * K_f \quad (2)$$

der:

Q = Avrenning (l/s)

C = Avrenningskoeffesient

i = Dimensjonerende nedbørintensitet per arealenhet (l/(s*ha))

A = Feltareal (ha)

K_f = Klimafaktor

*Ved høye gjentaksintervall anbefales det å justere for klimaendringer avrenningsfaktoren

Den rasjonelle formelen er basert på grove forenklinger og antagelser av virkeligheten og egner seg derfor til overslagsberegninger. Med økende avrenningsarealet øker usikkerheten, og derfor anbefales at formelen brukes på mindre felt. (Ødegaard et al., 2014).

Avrenningskoeffesient C som beskriver forholdet mellom avrenningen fra et område og nedbøren over samme område og er avhengige av overflatens permeabilitet, fallforhold, nedbørintensitet og nedbørsvarehet. Asfalterte veier og gater har en avrenningskoeffesient på 0,7 - 0,8 (Ødegaard et al., 2014).

2.4.2 Kanalstrømning

Vannets bevegelser på overflaten påvirkes av overflateruhet, noe som blir omtalt som overflatens motstand. Ruhet kan blant annet uttrykkes ved Mannings tall, M (n^{-1}) som representerer ruheten i kanalen og vannføring i en kanal kan beregnes ved Mannings formel (Sæterbø et al., 2010):

$$Q = M * A * R^{2/3} * I^{1/2} \quad (3)$$

der:

$$R = \frac{A}{P}$$

Q = Vannføring (m³/s)

M = Mannings tall (dimensjonsløs)

A = Tverrsnitt på strømningsareal (m²)

R = Hydraulisk radius (m)

I = Lengdefallet til kanalen (h_f/L)

P = Våt omkrets (m)

Høyere Mannings tall gir lavere ruhet, og med lav ruhet vil vannet bevege seg raskere på overflaten. Mannings formel brukes i en kanal ved en gitt friksjon, dybde (h) og helning (I). Her antas det uniform strømning med en gitt fall I . Manningskoeffisient, n for gater og fortau er vist i *Tabell 1*, hvor Mannings tallet, M er gitt ved n^{-1} .

Tabell 1: Mannings koeffisient for gater og fortau, (Chin et al., 2000)

Typical Manning's n Values for Street and Pavement Gutters	
Type of gutter or pavement	Manning n
Concrete gutter, troweled finish	0.012
Asphalt pavement	
Smooth texture	0.013
Rough texture	0.016

2.5 Bakgrunnsmateriale

Oppgaven tar utgangspunkt i å undersøke vannføringskapasitet for ulike gate tverrsnitt som kan være et godt innspill til den nye Gate- og veinormalen som Oslo kommune skal utvikle. Videre skal oppgaven se problemområder (case) av et allerede kartlagt området på Nordstrandskrånningen, området er utsatt for mye overvannsproblematikk med sitt skrående terreng mot fjorden. Kartleggingen peker på flere områder i skrånningen som er utsatt for kjelleroversvømmelser ved skybrudd og ved hjelp av hydrauliske modeller skal oppgaven vurdere forbedringer i utsatte områder.

Gate- og veinormalene i Oslo

Oslo kommune som har utarbeidet egen gate- og veiutforming og er basert på Statens vegvesens håndbok N100, men tilpasset Oslo. Meste parten av gatenettet i Oslo er allerede etablert og utformingskravene skiller ikke klart mellom nye og eksisterende gater. Normalene for vei- og gateutforming for Oslo er gitt som krav og anbefalinger og vil gjelde for nye gater som bygges og for ombygging/omregulering av eksisterende gatenett. Ved arealplanlegging av gate/vei må det tas hensyn til håndtering av overvann og flom. Det vises til «*Strategi for overvannshåndtering i Oslo*» (Oslo Kommune, 2014) og «*Handlingsplanen for overvannshåndtering i Oslo kommune*» (Oslo Kommune, 2016).

Ifølge Oslo Kommune (2018) kan gatetverrsnittet deles i tre hovedgrupper:

- Fortau inkludert møbleringssone nærmest fasaden eller langs kjørebane avgrenses med kantstein
- Kjørebane for avvikling av kjørende trafikk
- Areal for av- og påstigning, av- og pålessing og parkering

I tillegg er det gitt generelle normalkrav som gjelder for alle gater. Generelle krav som er aktuelle for tverrsnitt utforming er nevnt under.

- Kjørebane i gater skal ikke ha stigning større enn 8 % .
- Tverrprofil utformes normalt som et takprofil med fall på 3 % på rettstrekning.
- Fortau gis et ensidig fall på 2 % inn mot kjørebane, unntatt der man ønsker å lede vann til lokale overvann tiltak.

- Kantsteinhøyde skal være 10 cm i den tette by og 13 cm i den åpne by.
- Det må sikres vannavrenning mot sluk eller åpne løsninger (f.eks. regnbed), dette kan gjøres ved å legge inn et lengdefall på minimum 1 %.

Beskrivelse av forsøksforhold

En gate karakteriseres som en rett strekning avgrenset av husfasader eller annen markert sammenhengende avgrensing. I dette forsøket er det forutsatt at gaten er en rettstrekning uten kurvatur som kan gi en forenkling av ett kvadratisk gatenett. Strekningen har samme kantstein høyde gitt om gaten er i den tette by eller åpne by, det har heller ikke busslommer eller tilstøtende utkjørsler.

2.6 Gateutforming

Ved økende regne-intensiteter og urbanisering kan det forekomme store vann mengder i vegbanen, og for å sikre en god konvensjonell overvannshåndtering til sluk bør vegene utformes med ulike utformingsalternativer av veg- og gateprofiler. Oppgaven skal presentere metoder for å finne et forhold mellom utformingen til et gatetversnitt og tilhørende transportkapasitet. Disse kan være taktverrfall, ensidig fall eller V- profil. Det er uhensiktsmessig å definere et bestemt nedbørsområde for dimensjonering av gater som flomvei, da vannføring, konsensrasjonstiden og avrenning vil være sted- og terrengspesifikt. Det antas et konstant tversnitt og kantsteinhøyde langs gatens lengderetning som gir samme vannføringskapasitet over hele flomvegen.

2.6.1 Taktverrfall

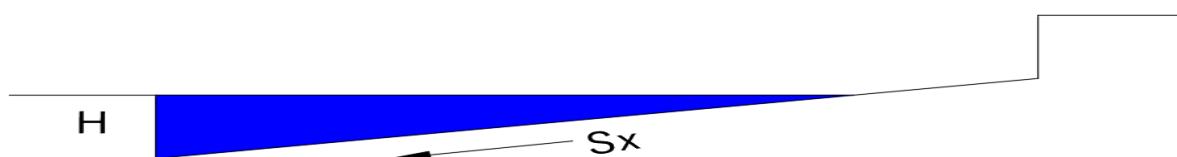
Gateprofilen er utformet med taktverrfall, vegprofilet har et høybrekk i vegens senterlinje og to lavbrekk langs kantsteiner. Dreneringssystemer som tar imot overvannet blir etablert i lavbrekk langs veien på begge sider. Etablering av to dreneringssystemer vil resultere i høyere kostnader, men denne utformingen anses å være hensiktsmessig for en god utnyttelse av fordrøyningsvolumet. Under store nedbørshendelser, når magasinerings- og infiltrasjonskapasiteten er nådd, vil lavbrekkene fylles med vann, se *Figur 2.9*.



Figur 2.9: Taktverrfall som viser oppsamling av vann under store nedbørhendelser (Egen illustrasjon)

2.6.2 Ensidig tverrfall

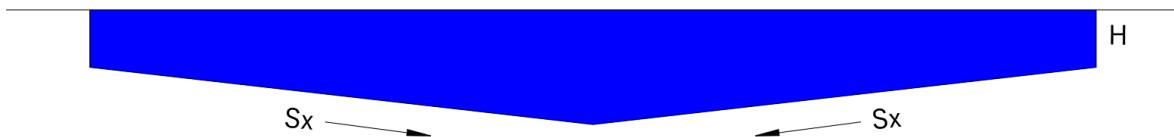
Gateprofilen er utformet med kun en ensidig tverrfall med ett lavbrekk og har samme kantsteinhøyde på begge sider av vegen, dvs. 10 cm i den tette by eller 13 cm i den åpne by. Kapasiteten til dette tverrsnittet er avhengig av kantsteinhøyden og tverrfallet (S_x) på vegen. Under store nedbørshendelser vil vannet som samles i lavbrekket utgjøre en betraktelig risiko for skade på nærliggende bebyggelse, gitt samme kantsteinhøyde og tverrfallet vil kapasiteten til gateprofilen blir det samme uansett kjørefeltbredde se Figur 2.10. Løsningen kan imidlertid være aktuelt i mindre flomutsatte gater med lavere skadepotensial eller der det ikke er bebyggelse på siden av vegen med lavbrekk.



Figur 2.10: Ensidig fall som viser oppsamling av vann under store nedbørhendelser (Egen illustrasjon)

2.6.3 V-Profil

Gaten utformes med en v-profil gate tverrsnitt og muligens høyere kantstein slik at vannet kan løpe midt i vegbanen uten å forårsake skader på bebyggelse langs vegen (Københavns Kommune et al., 2013). Løsningen anses til å være en god løsning i ny utbyggings områder da dette krever mye av anleggsarbeid både i vegens overflate og drenering under bakken. Som Figur 2.11 viser vil V-Profil gi større vannføringskapasitet og dermed beskytte nærliggende bebyggelser for skader. I dette tilfellet en lengde fall langs vegen er nødvendig, det skal ikke være hindringer i vegen som avleder vannet fra flomvegen (Københavns Kommune et al., 2013). Denne løsningen kan suppleres med nye separate overvannsledninger for å skape den nødvendige kapasiteten eller avlede hverdagsregn.



Figur 2.11: V-profil som viser oppsamling av vann under store nedbørhendelser (Egen illustrasjon)

3 Metode

3.1 Vannføringskapasitet i ulike gatetverrsnitt

Tre ulike vegbredder er valgt fra Gate- og veiutforming for Oslo kommune. Disse består av gate med 2 kjørefelt, hvor én av valgene har en tosidig langsgående kantparkering som er utenfor kjørefelt. Tverrprofiler med forskjellige vegbredder av 5,50 m, 6,00 m og 10,00 m er illustrert i Figur 3.1.

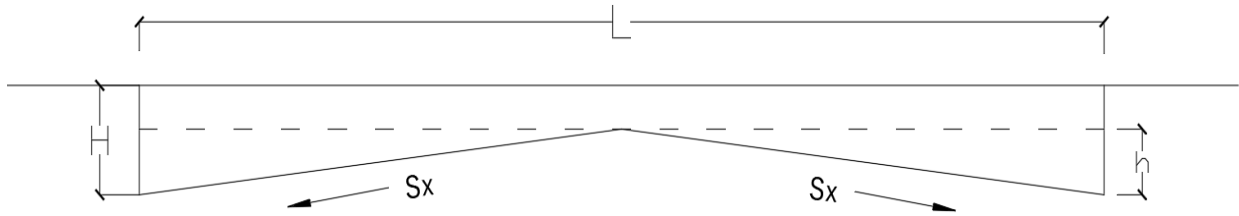
Bruksområde	Tverrprofil
Fartsgrense 30 km/t eller 40 km/t ÅDT < 4 000 og ÅDT tunge < 100	
Fartsgrense 30 km/t eller 40 km/t ÅDT < 4 000 og ÅDT tunge < 100	
Fartsgrense 50 km/t ÅDT < 4000, dersom gata ikke har sykkel felt Fartsgrense 30 eller 40km/t ÅDT < 8000, dersom gata ikke har sykkel felt	

Figur 3.1: Gater med 2 kjørefelt/kantparkering (mål i m) (Oslo Kommune, 2018)

Ved bruk av Mannings formel er det utført vannføringskapasitet beregninger for alle tre gatetverrsnitt takfall, ensidigfall og V-profil med tre ulike vegbredder 5,50 m, 6,00 m og 10,00 m. Dette for å se hva ulike tverrfall på gatetverrsnitt kombinert med variert kantsteinhøyder gir i vannføringskapasitet.

Geometriske formler

Under er utledning av geometriske formler for areal og omkrets vist for alle tre tversnitt.



Figur 3.2: Tversnitt geometri - takfall

$$S_x = \frac{h}{L/2}$$

Areal

$$A_{\Delta} = 2 * \frac{1}{2} * \frac{L}{2} * h = \frac{L^2 * S_x}{4}$$

$$A_{\square} = L(H - h) = L(H - \frac{L * S_x}{2})$$

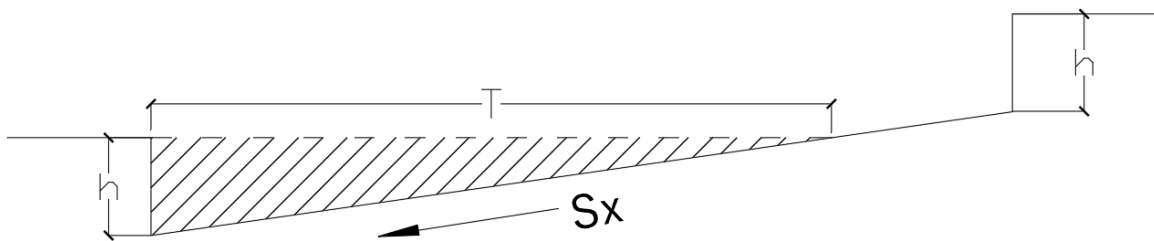
$$A_{tot.} = \frac{L^2 * S_x}{4} + L(H - \frac{L * S_x}{2})$$

Omkrets

$$P = 2H + 2\sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 + h^2}$$

$$= 2H + 2\sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 + \left(\frac{L * S_x}{2}\right)^2}$$

$$= 2H + L\sqrt{S_x^2 + 1}$$



Figur 3.3: Tversnitt geometri - ensidig fall

$$T = \frac{h}{S_x}$$

Areal

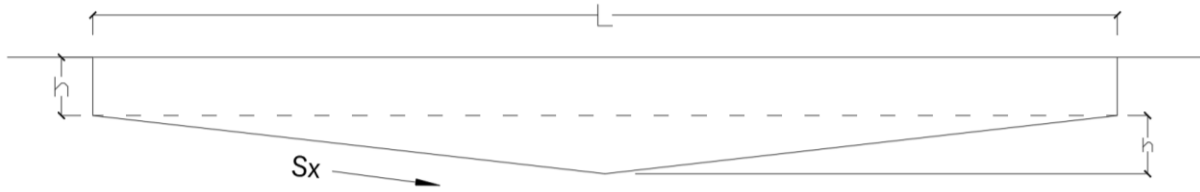
$$A_{\Delta} = \frac{1}{2} * h * T = \frac{h^2}{2 * S_x}$$

Omkrets

$$P = h + \sqrt{h^2 + T^2}$$

$$= h + h\sqrt{1 + \frac{1}{S_x^2}}$$

$$= 2h + \sqrt{1 + \frac{1}{S_x^2}}$$



Figur 3.4: Tverrsnitt geometri - V-profil

$$d = \frac{S_x * L}{2}$$

Areal

$$A_{\Delta} = \frac{L}{2} * d = \frac{L}{2} * \frac{S_x * L}{2} = \frac{L^2 * S_x}{4}$$

$$A_{\square} = L * h$$

$$A_{tot.} = L * h + \frac{L^2 * S_x}{4}$$

Omkrets

$$P = 2h + 2\sqrt{d^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2}$$

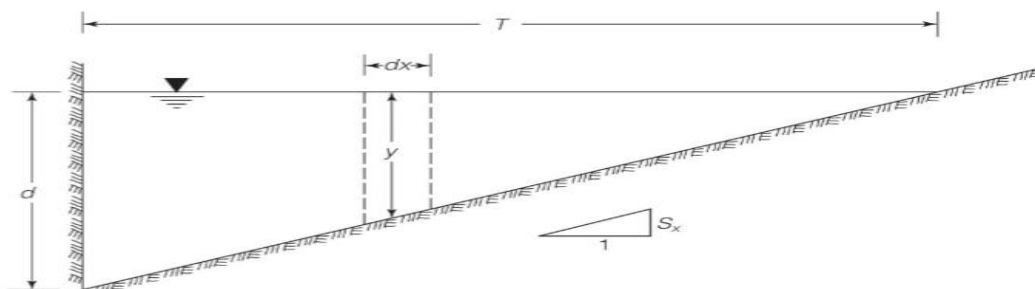
$$= 2h + 2\sqrt{\left(S_x \frac{L}{2}\right)^2 + \frac{L^2}{4}}$$

$$= 2h + \sqrt{\frac{S_x^2 L^2 + L^2}{4}}$$

Beregninger er utført for hvert gatetverrsnitt med tverrfall (S_x) på 2% og 3% er brukt, i første omgang med kantsteinhøyde av 10 cm som skal være i den tette by. Lengdefall (S_0) på 3% er valgt i alle tilfellene. Tabellene i Vedlegg 1 viser oversikt over beregnet resultater for geometrien og vannføringen.

Tilsvarende beregninger er også utført for alle tre gatetverrsnitt med et tverrfall (S_x) på 2% og 3%, denne gangen med en kantsteinhøyde av 13 cm som skal være i den åpne by. Igjen lengdefall (S_0) på 3% er valgt i alle tilfellene og tabellene i Vedlegg 2 viser oversikt over beregnet resultater for geometrien og vannføringen.

Ifølge ASCE (1992) gir den vanlige Mannings formel mindre nøyaktighet, dette fordi hydraulisk radius (R) ikke tilstrekkelig beskriver tverrsnittet, spesielt når topp bredden (T) er større enn 40 ganger dybden (d). Derfor er Mannings formelen utledet til en ny formel som vist under.



Figur 3.5: Strømning i et trekantet tverrsnitt (Chin et al., 2000)

Siden strømningsdybden, y , varierer fra 0 til d over kantstein, blir total kapasiteten Q gitt ved :

$$Q = \int_0^d \frac{1}{n} y^{\frac{5}{3}} \frac{S_0^{\frac{1}{2}}}{S_x} dy \quad (4)$$

Ved å integrere fra 0 til største dybde, d får vi :-

$$Q = \frac{3}{8} \left(\frac{1}{n S_x} \right) d^{\frac{8}{3}} S_0^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

Ettersom vanndybde (d) og (T) er gitt ved:-

$$d = T S_x \quad (6)$$

Ved substitusjon av formel 6 inn i 5, kan Mannings formel for tverrsnitt som vist i *Figur 3.5* skrives :-

$$Q = \frac{3}{8n} S_x^{\frac{5}{3}} S_0^{\frac{1}{2}} T^{\frac{8}{3}} \quad (7)$$

Hvor :

n = Mannings tall

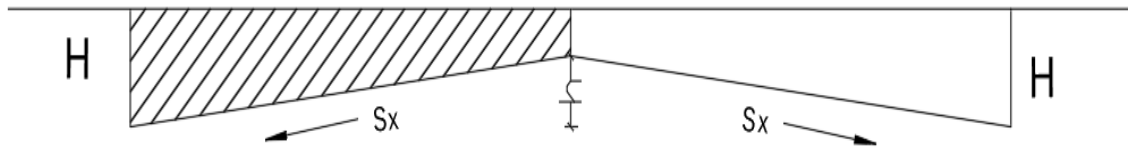
T = Bredden på toppen strømmingen (m)

S_x = Tverrfallet på vegen (m/m)

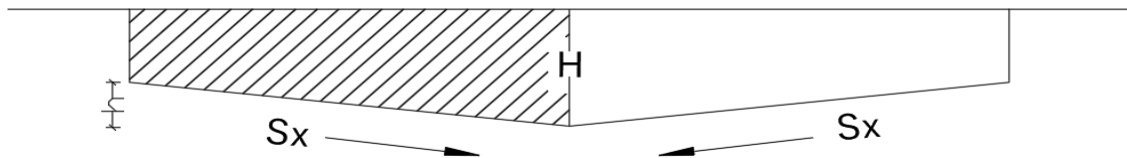
S_0 = Fall i lengderetning (m/m)

Med *formel (5)* som utgangspunkt kan tilsvarende formelen skrives om vannføringen i skraverte området for tverrsnitt type takfall (*Figur 3.6*) og V-profil (*Figur 3.7*) beregnes ved :-

$$Q = \frac{3}{8n} \frac{S_0^{\frac{1}{2}}}{S_x} (H^{\frac{8}{3}} - (H-h)^{\frac{8}{3}}) \quad (8)$$



Figur 3.6: Strømning i et takfall tverrsnitt (Egen illustrasjon)



Figur 3.7: Strømning i et V-profil-tverrsnitt (Egen illustrasjon)

Videre er det utført vannføringskapasitet beregninger med Mannings formler fra (ASCE, 1992) for alle tre gatetverrsnitt. Dvs. *formel (7)* for ensidig tverrsnitt og *formel (8)* for tverrsnitt med takfall og V-profil. Beregninger for ulike vegbredder 5,50 m, 6,00 m og 10,00m er utført og for hvert gatetverrsnitt er et tverrfall på 2% og 3% brukt. Kantsteinhøyde av 10 cm for tette by og 13 cm for åpne by er brukt. Lengdefall på $S_0 = 3\%$ er valgt i alle tilfellene. Tabellene i *Vedlegg 3* og *Vedlegg 4* viser oversikt over beregnet resultater.

Når vannføringskapasitet til et tverrsnitt (Q_r) med gitt lengdefall ($S_{0,r}$) og Mannings tall (M_r) er kjent, kan kapasiteter til tverrsnitt (Q) med andre verdier av lengdefall (S_0) og Mannings tall (M) beregnes enkelt. Vannføringskapasitet til et kjent tverrsnitt (Q_r) er gitt ved :-

$$Q_r = M_r A R^{\frac{2}{3}} S_{0,r}^{\frac{1}{2}} \quad (9)$$

Da tverrsnittsarealet (A) og hydraulisk radius (R) er beregnet ut ifra geometrien til vegg-tverrsnittet, er forholdet mellom kapasitetene gitt ved :-

$$\frac{Q}{Q_r} = \frac{M}{M_r} \frac{S_0^{\frac{1}{2}}}{S_{0,r}^{\frac{1}{2}}} \quad (10)$$

Som også kan skrives :-

$$Q = Q_r \frac{M}{M_r} \sqrt{\frac{S_0}{S_{0,r}}} \quad (11)$$

3.2 Arealkapasitet av ulike gatetverrsnitt

Arealkapasitet er flomveiens kapasitet til å håndtere oppstrøms nedbørsfelt arealet, og er avhengig av tverrsnittets utforming, returperiode, nedbørintensitet og avrenningsfaktor til overflaten. Det skal dimensjoneres sikre trygge flomveier for ekstrem nedbør av returperiode på 200 år. Nedbør av kort varighet med gitt gjentaksintervall gir høy intensitet, derfor er det valgt en varighet på 10 min i dette tilfelle.

For å beregne arealkapasitet til de ulike tverrsnittene er det valgt en returperiode på 200 år og varighet på 10 min med IVF kurve for Oslo - Blindern målestasjon. For alle tre typer gatetverrsnitt, nemlig takfall, ensidig og V-profil er beregningene tatt for tre ulike vegbredder 5,50 m, 6,00 m og 10,00 m. Tverfall (S_x) på 3% og 2% er brukt, mens lengdefallet (S_0) er på 3% i alle tilfellene, i tillegg er to kantsteinhøyder tatt med i betraktning, 10 cm for den tette by og 13 cm for den åpne by. Beregninger er utført ved bruk av den rasjonelle formelen for avrenningen (Q) gitt ved:

$$Q = C * i * A \quad (12)$$

Som også kan skrives :

$$A = Q / (C * i) \quad (13)$$

Hvor:- Q = Regnvannsavrenning - hentes fra utført vannføring beregningene

C_{Asfalt} = Avrenningsfaktor - fra Tabell 2 (SVV)

i = Nedbørintensitet = 347,9 l/(s*ha), gitt fra IVF-kurve for Oslo -Blindern målestasjon, med varighet på 10 min og en returperiode på 200 år (se Vedlegg 5).

Tabell 2: Avrenningsfaktor C for ufrosset overflate, returperiode 10 år (Statens Vegvesen, 2014)

Overflatetype	Avrenningsfaktor, C
- Betong, asfalt, bart fjell og lignende	0,6 – 0,9
- Grusveger	0,3 – 0,7
- Dyrket mark og parkområder	0,2 – 0,4
- Skogsområder	0,2 – 0,5

Ifølge Statens Vegvesen (2014) for nedbør med returperiode lengre enn $n = 10$ år økes **C**-verdiene etter følgende retningslinjer (opp til en maks. koeffisient $C = 0,95$):

- 25 år: legg til 10%,
- 50 år: legg til 20%
- 100 år: legg til 25%
- 200 år: legg til 30%

En avrenningsfaktor for asfalt $C = 0,9$ er valgt for området og med 30 % tillegget blir den endelige avrenningsfaktoren $C = 1,17$, men etter retningslinjer er $C = 0,95$ en maks avrenningsfaktor som kan velges.

3.3 Flomfare for mennesker

Fare for mennesker vurderes ved hjelp av flomfare, som kan uttrykkes som en kombinasjon av flomdybde og hastighet. Ifølge Davison et al. (2005), en prosjektgruppe som studerte flomfaren for mennesker har utviklet en formel for flomfare vurdering gitt ved :-

$$\text{Flomfare vurdering} = ((v + 0.5) * D) + DF \quad (14)$$

Hvor:-

v = hastighet (m/s)

D = dybde (m)

DF = Debris Faktor

Debris faktoren står for ytterligere fare som kan oppstå av flytende gjenstander. Tilstedeværelsen eller fraværet av slike gjenstander er avhengig av naturen til elvesletten og oppstrømsområdet, men som regel kan følgende vurderinger anses som passende forholdsregler (Davison et al., 2005):

- **0** for grunnvannsoversvømmelse av klart vann og ikke av tilstrekkelig hastighet til å medbringe og transportere rusk.
- **0,5** for fluvial flom i landlige nedbørfelt eller kystsoner.
- **1,0** for fluvial flom i byområder.

Hastigheten (m/s) er beregnet ut ifra vannføringen (m^3/s) for et fullt tverrsnitt og arealet (m^2), og dybden brukt i alle beregningene er den største dybde i tverrsnitt (se Vedlegg 9 og Vedlegg 10) . Rapporten «Flood Risk Assessment Guidance for New Development» har vedtatt

en forebyggende tilnærming og en debris faktor på 0,5 har blitt brukt til dybder $\leq 0,25$ m og en debris faktor på 1,0 har blitt brukt til dybder $> 0,25$ m.

Disse er konservative estimater basert på et bymiljø, som definert i flomfare for mennesker. Basert på dette ble flomfare vurdering ligningen anvendt på ulike kombinasjoner av flomdybde og hastighet av gatetverrsnittene for å produsere en matrise av fare verdier. Ved bruk av terskler til disse fareverdiene defineres faren for mennesker med ulike dybder og hastigheter som vist i *Tabell 3* og grenseverdiene i *Tabell 4*.

Tabell 3: Flomfare for mennesker med kombinasjoner av dybde og hastighet (Davison et al., 2005)

Velocity (m/s)	Depth of flooding (m)											
	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.50	2.00	2.50
0.00												
0.10												
0.25												
0.50												
1.00												
1.50												
2.00												
2.50												
3.00												
3.50												
4.00												
4.50												
5.00												

Key:

- Danger for some
- Danger for most
- Danger for all

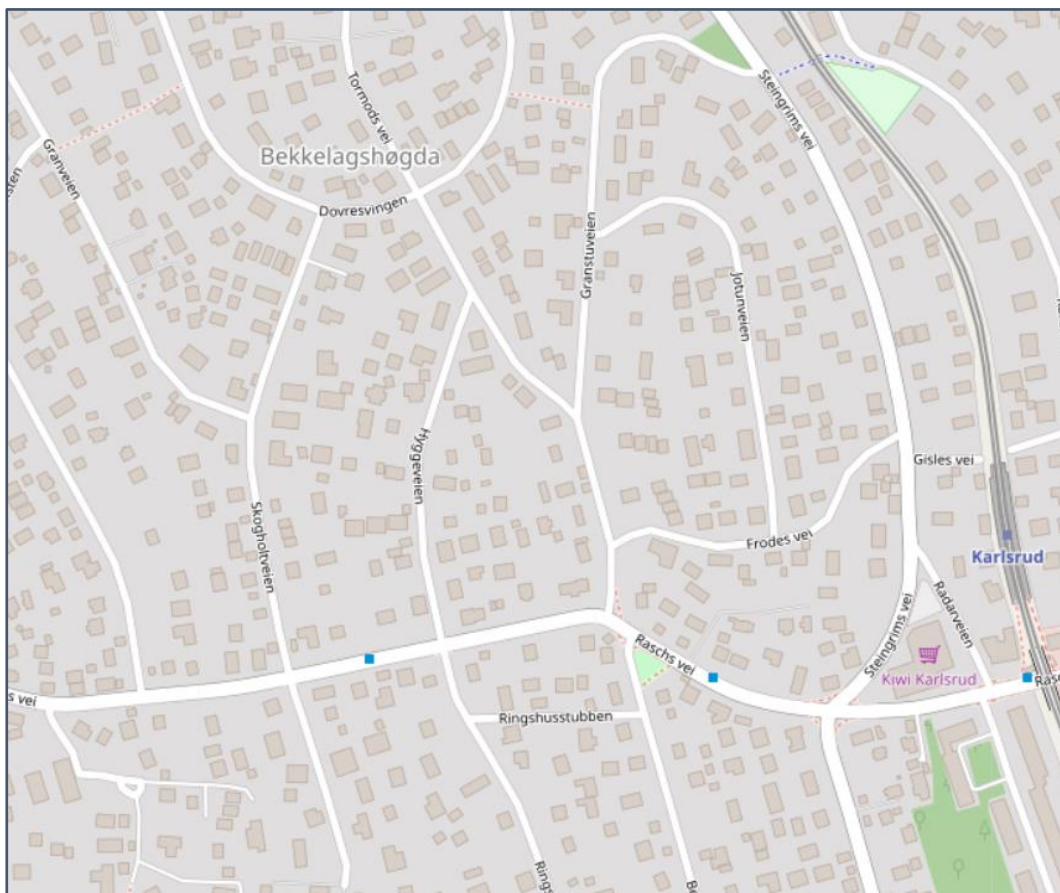
Tabell 4: Grenseverdier - Flomfare vurdering for mennesker i en urban gate(Davison et al., 2005)

Graden av flomfare	Flomfare vurdering	Beskrivelse
Lav	< 0,75	Svært lav fare
Moderat	0.75 - 1,25	Fare for noen - inkludert barn, eldre og svake
Vesentlig	1,25- 2,00	Fare for de fleste - inkludert allmennheten
Ekstrem	> 2,00	Fare for alle - inkludert nødetatene

3.4 Case-studie i Nordstrandskrånningen

3.4.1 Beskrivelse av caseområdet

Det er gjennomført en case-studie av problem området på Nordstrandskrånningen for å gi grunnlag for vurdering og anbefale tiltak som kan bedre situasjonen. Dette kapittelet tar for seg fremgangsmåten for case-studiet. Problemområdet oppgaven skal se på er et boligstrøk som ligger omtrent midt i bydelen (se *Figur 1.1*). Feltet som er omringet av Tormods vei/Granstuveien, Raschs vei og Hyggeveien er ifølge Ratnavel et al. (2017) utsatt for overvannsproblemer. Som vist i *Figur 3.9* passerer dreneringslinje (rød linje) fra øvre delen av området gjennom boligfeltet, dreneringslinja som er av farge rødt er en uegnet flomvei som kan føre til skade på bygninger. I tillegg er sannsynlige kjelleroversvømmelser som ikke er blitt registrert hos Vann- og avløpsetaten, men som er avklart etter en prat med beboere vist med svarte prikker. Nedre delen av boligfeltet generelt og boliger nær krysset Raschs vei/Hyggeveien spesielt er utsatt for overvannsproblematikken.



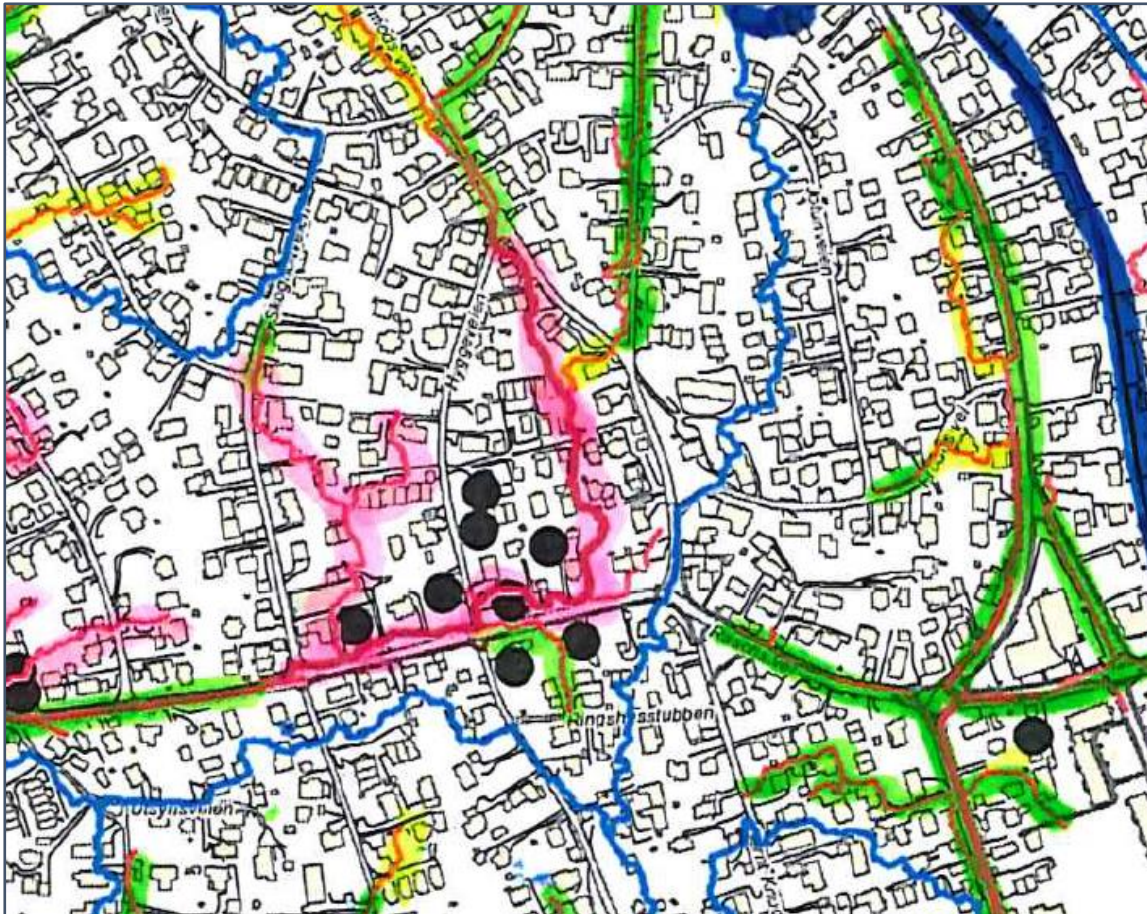
Figur 3.8: Oversiktskart over caseområdet (openstreetmap.org)

3.4.2 Kartlagt flomveier i Nordstrandskrånningen

En utredningsrapport for kartlegging av flomveier i Nordstrandskrånningen er utarbeidet av Vann- og avløpsetaten. Rapporten gir en kort og generell oversikt over arbeidet utført sommeren 2017. Målet med rapporten var å kartlegge dreneringslinjer som sikre flomveier og hvor disse kan føre til skade ved hjelp av trafikklysmetoden, en metode som går ut på å klassifisere dreneringslinjer i området ut ifra skade potensialer de kan forårsake er dreneringslinjene klassifisert. I følge Ratnavel et al. (2017) har trafikklysmetoden brukt disse klassifiseringer til de ulike flomveiene:

- **Grønn** – Virker å være en sikker flomvei og samtidig ikke føre noen skader
- **Gul** – Usikker flomvei, kan føre til skader og bør derfor sjekkes nærmere
- **Rød** – Uegnet flomvei, kan føre til skade på bygninger etc.

I tillegg nevner kartlegging at det har blitt utført enkel telling av tilkoblede taknedløp, dette for å undersøke potensiale for å frigjøre kapasiteten til ledningsnett ved frakobling av taknedløp i bebyggelse i området. Rapporten understreker at området er utsatt for kjeller-oversvømmelser og samtaler med beboere indikerer at tilbakeslag i kjellersluk er oftest årsaken. Ledningsnett har ikke kapasitet til å håndtere store nedbørshendelser og enkelte områder er mer utsatt enn andre. Mulige LOD-tiltak på overflaten kan være med å begrense noe av overvannet som ledes i ledningsnett, dermed avlaste utsatte områder og ledningsnett (Ratnavel et al., 2017).



Figur 3.9: Kartlagt flomveier av problemområdet med trafikklysmetoden (VAV).

3.5 Modellering – HEC-RAS

Med kartlagte overvannsproblemer på Nordstrand som utgangspunkt og simuleringer i programvare HEC-RAS skal oppgaven se på mulige løsninger som skal gi grunnlag om endring av gateutforming kan gi sikre trygg flomavledning. Beregningen av valgt nedbørhendelse ved planområdet er utført ved hjelp av den hydrauliske modellen HEC-RAS-v 5.0.5 (US Army Corps of Engineers). Programmet kan benyttes til en- og todimensjonale beregninger av stasjonære og ikke - stasjonære strømninger. HEC-RAS-v5.0.5 har funksjonalitet for å analysere vannstrømninger som beveger seg over en overflate. Dette er kjent som 2D flom modellering og gir mer nøyaktig modellering av vannbevegelse over overflater. Her er målet at det skal etableres nye tverrprofiler på vegen som tar utgangspunkt i å kunne ta unna store nedbørhendelse. For mer opplysninger om programmet henvises leseren til HEC-RAS 2D bruker manualen.

3.5.1 Generelt om modellering

Den nye HEC-RAS-v5.0.5 løser enten full 2D Saint Venant-ligningene (SVE) eller 2D Diffusive Wave ligningene (Quiroga et al., 2016). Saint Venant-ligningene (SVE) er også kjent som «Shallow water equations» eller i HEC-RAS som Full momentum (FM). Diffusive Wave (DW) er en tilnærming av «Shallow Water», hvor gravitasjons- og friksjonsleddet er bestemmende leddene for strømningsforholdene. Med andre ord når den Diffusive Wave ligningene er valgt, ignoreres de inertielle leddene av momentum likningene (Brunner, 2016).

I utgangspunktet ble begge metodene vurdert, dvs. Saint Venant-ligningene (SVE) og Diffusive Wave (DW) og begge metodene ga de samme resultatene. Derfor er det valgt å bruke 2D Diffusive Wave ligningene som simuleringsmetode da den er raskere i simuleringstiden. Det skal imidlertid bemerkes at Diffusive Wave tilnærming vil bli mindre egnet når helling og dermed hastighet øker, dette selv om det er funnet lignende resultater for en rekke 2D flommodeller (Fewtrell et al., 2008).

3.5.2 Grunnlagsdata

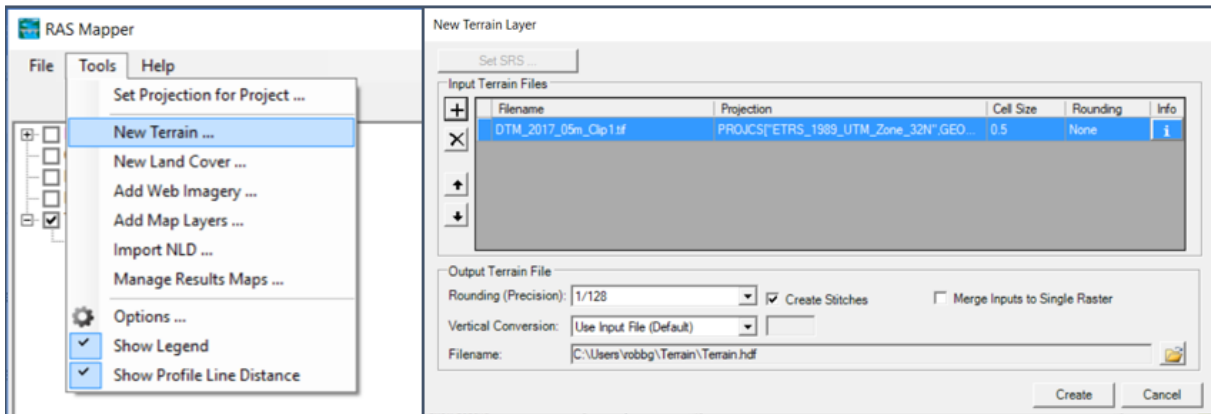
Oslo kommune har høyoppløselig Lidar-data tilgjengelig for området. En geodatabase (.gdb) var gitt i en mappe med terrengmodellen, mappen ble lastet ned og åpnet i programværen ArcMap 10.6.1.. Geodatabasen fra plan- og bygningsetaten i Oslo Kommune innholdet følgende:

- Terrengmodell i 0,5 m * 0,5 m oppløsning fra 2017
- Grøntraster fra 2017 – områder med klorofyll i et IR-ortofoto fra 2017
- Dreneringslinjer beregnet ut fra terrengmodellen
- Hus
- Vegflater

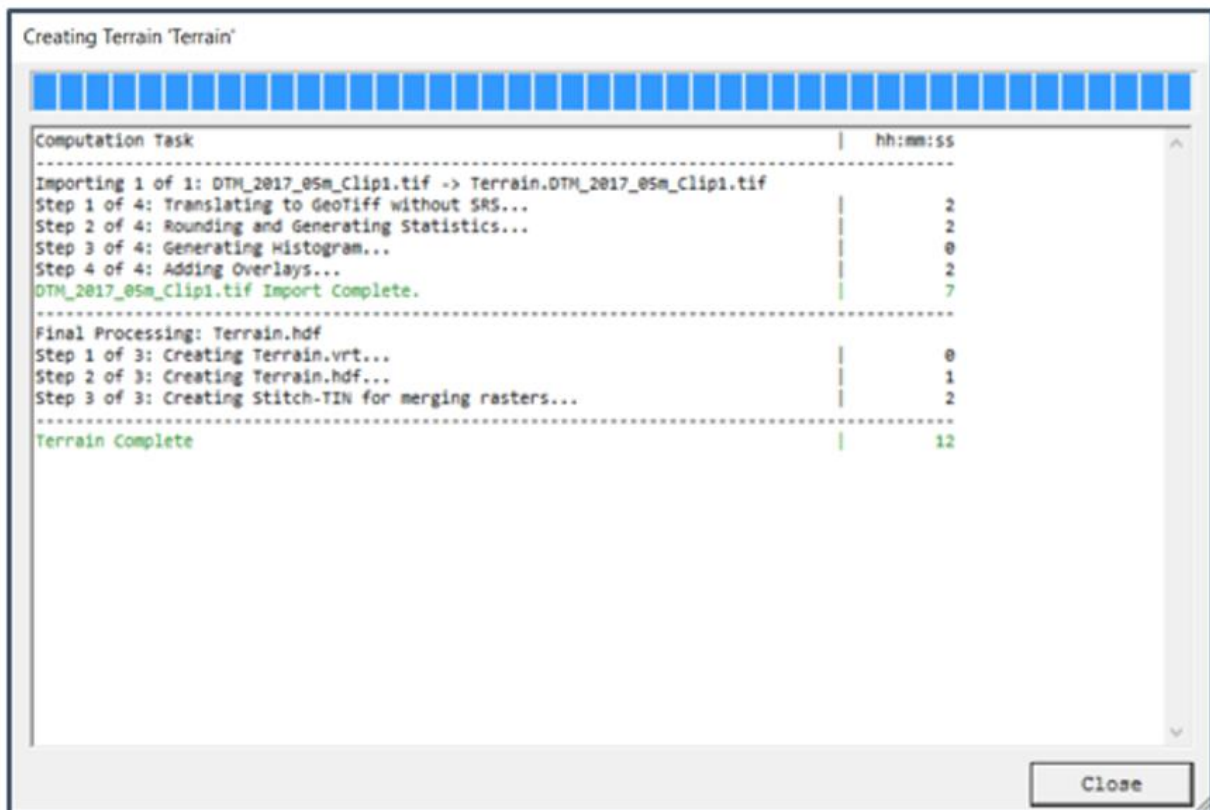
I programværene som er brukt i casestudien (HEC-RAS 5.0.5 og ArcMap 10.6.1.) er kart og alle Shape-filer er prosjektert i **WGS_1984_UTM_Zone_32N**.

3.5.3 Terrengmodell

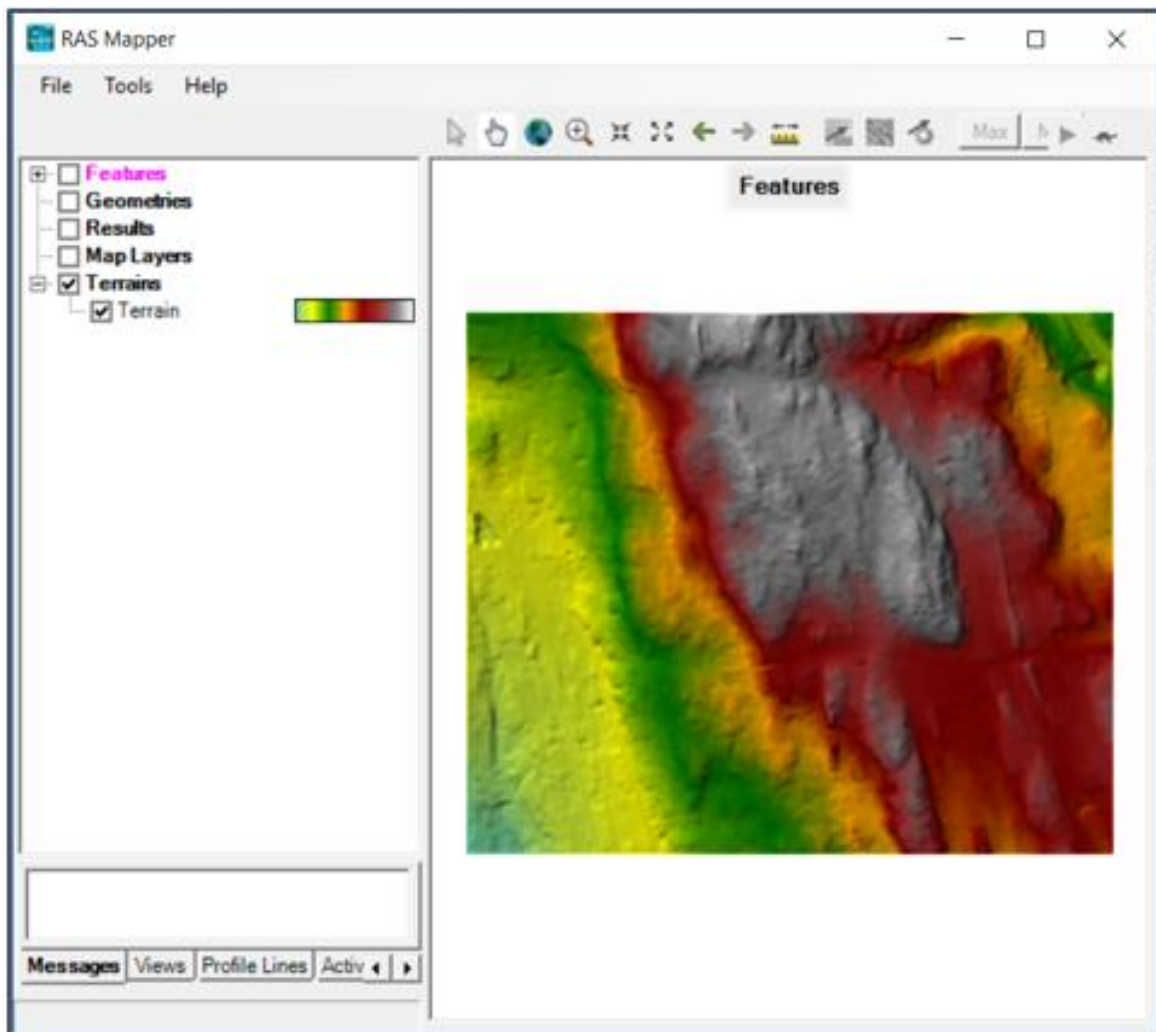
Terrengmodellen benyttet i denne oppgaven ble lastet ned som geodatabase. Nedlastet terrengmodellen har oppløsning av 0,5 m*0,5 m og programværen ArcMap 10.6.1. ble det benyttet til å bygge en digital terrengmodell (DTM) for å arbeide overvannssimuleringer i problemområdet. Videre ble terrengdataene importert til HEC-RAS via RAS Mapper, se *Figur 3.10 - Figur 3.12*.



Figur 3.10: Import av terrengdataene til HEC-RAS (Skjermdump-HEC-RAS)

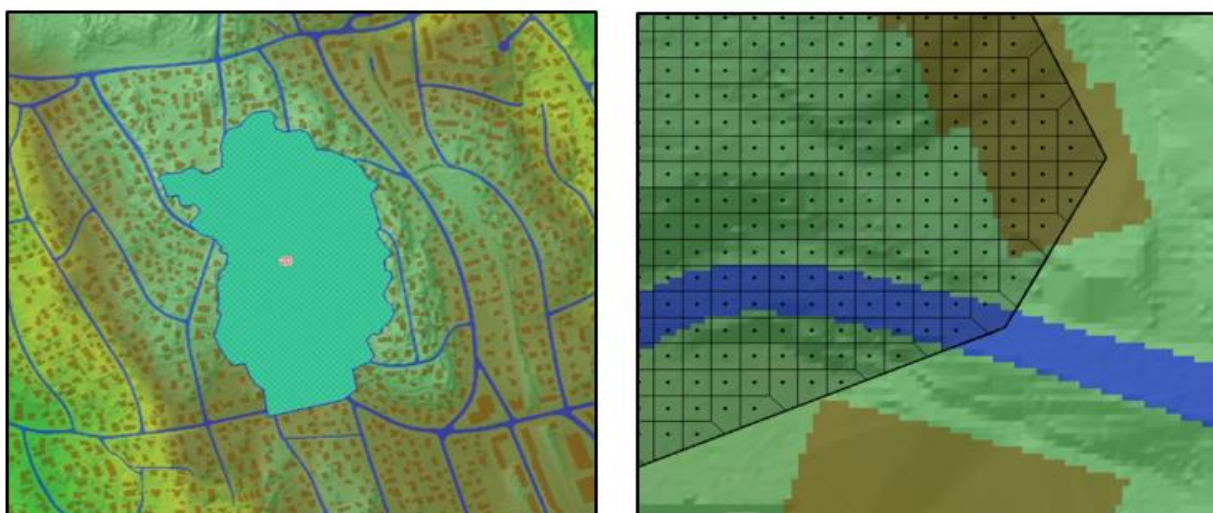


Figur 3.11: Importeringsprosess av terrengdataene (Skjermdump-HEC-RAS)



Figur 3.12: Resultatet av importert terrengdataene i HEC-RAS (Skjermdump-HEC-RAS)

En 2D-modell av strømningsområde med nedbørsfeltet som grenseområder er laget i form av en lukket polygon i *Geometric Data* i HEC-RAS. Deretter ble det generert beregningsnett med gittercellestruktur innenfor domene grenser av polygonen basert på cellestørrelse innenfor strømningsområdet angitt av brukeren. Fleste produserte gitterceller vil være firkantede og ortogonale mens i grenseområder vil cellene tilpasse polygoner med 3 – 8 sider (Quiroga et al., 2016), se *Figur 3.13*. Gittercellene i HEC-RAS spiller en viktig rolle i beregninger av vannbevegelsene i modellen. Vannet vil bevege seg fra celle til celle gjennom hele overflate, og for hver celleoverflate vil det bli beregnet forhold mellom areal og hydraulisk radius mot vannstand.



a) 2D polygon med nedbørsfeltet som grenseområde

b) Beregningsnett med gittercellestruktur

Figur 3.13: Oversikt over beregningsnett og gitterceller (Skjermdump-HEC-RAS)

3.5.4 Mannings ruhekkoeffisient og grensebetingelser

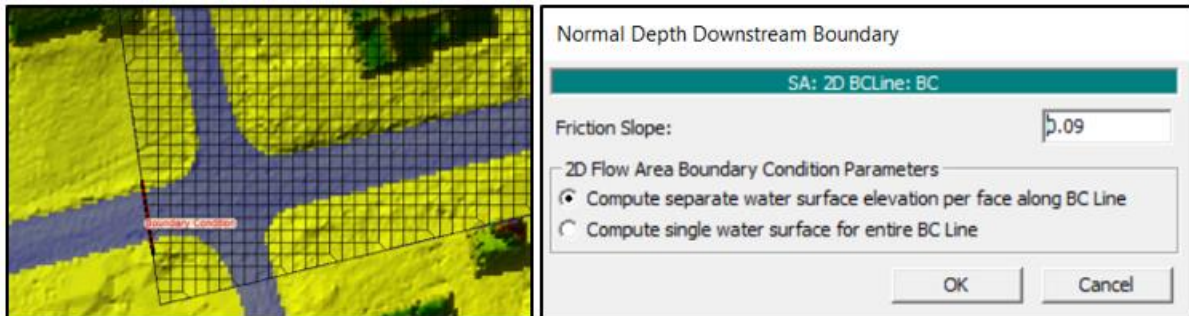
Ruhekkoeffisient representerer motstanden til strømmingen av vannet og er en viktig parameter i beregningene av strømmingen i hydrologisk modellering (Arcement & Schneider, 1989). Problemområdet består av ulike arealtyper og er viktig at modellen inndeles i ulike arealtyper med tanke på overflateruhet som påvirker overvannets bevegelser. Hver arealtype skulle deretter tildeles en verdi på overflateruhet i form av Mannings tall. Høyere Mannings tall (n^{-1}) gir lavere ruhet og lav ruhet tilsier at vannet vil bevege seg raskere på overflaten.

Tabell 5: Mannings tall for overflatestrømning (Chow, 1959)

Arealbruk	Mannings tall (n^{-1})
- Vegetasjon	50
- Asfalt	62.5

Tabell 5 viser Mannings tall verdier brukt for overflatestrømning i HEC-RAS, verdiene ble lagt inn som New Land Cover. De forskjellige overflater av asfalt og vegetasjon er eksportert fra ArcMap 10.6.1. som Shape-filer av polygonform som dekker hele strømningsområder og er hentet inn i RAS Mapper .

I venstre nederste hjørne av 2D polygonen (området ved krysset Hyggeveien/Raschs vei) er grensebetingelsen satt inn (se *Figur 3.14*), her tillater man at vannet kan forlate modellen kun via denne grensebetingelsen. Gatesegmentet i det stedet hvor grensebetingelsen er satt inn viste seg til å ha en helling på 0,09 m/m, som er satt inn i form av normal dybde i *HEC-RAS > Unsteady Flow Data > Boundary condition*.



Figur 3.14: Nedstrøms grensebetingelse (Skjermdump-HEC-RAS)

3.5.5 Nedbør

Valg av nedbørhendelse er tatt ut ifra en nedbørshendelse hvor det har blitt registrert skader i form av oversvømmelser i VAV sin database som er den 6. aug. 2016. Dataene for et døgn er lastet ned fra Meteorologisk institutt sine data for målestasjonen i området "LAMBERTSETER (SN18020)". HEC-RAS har ikke egenskaper til å modellere infiltrasjon, derfor er nedbørsmengden multiplisert med valgt avrenningsfaktor for området, dette for å gi modellen riktig nedbør slik at første få millimeter av nedbør ikke bidrar avrenningen (Villarreal & Bengtsson, 2004). Avrenningsfaktoren er forholdet mellom mengden avrenningen fra et område og mengde nedbør over samme område, og er ofte estimert skjønnsmessig. Det gis en større verdi for områder med lav infiltrasjon og høy avrenning og en lavere for permeable, godt vegeterte områder. En høy avrenningsfaktor (C) kan indikerer at vannet beveger seg raskt på overflaten.

Forutsatt at abstraksjonene er proporsjonale med nedbør, kan avrenningsfaktoren estimeres som:

$$C = D_{\text{Avrenning}} / D_{\text{Nedbør}} \quad (15)$$

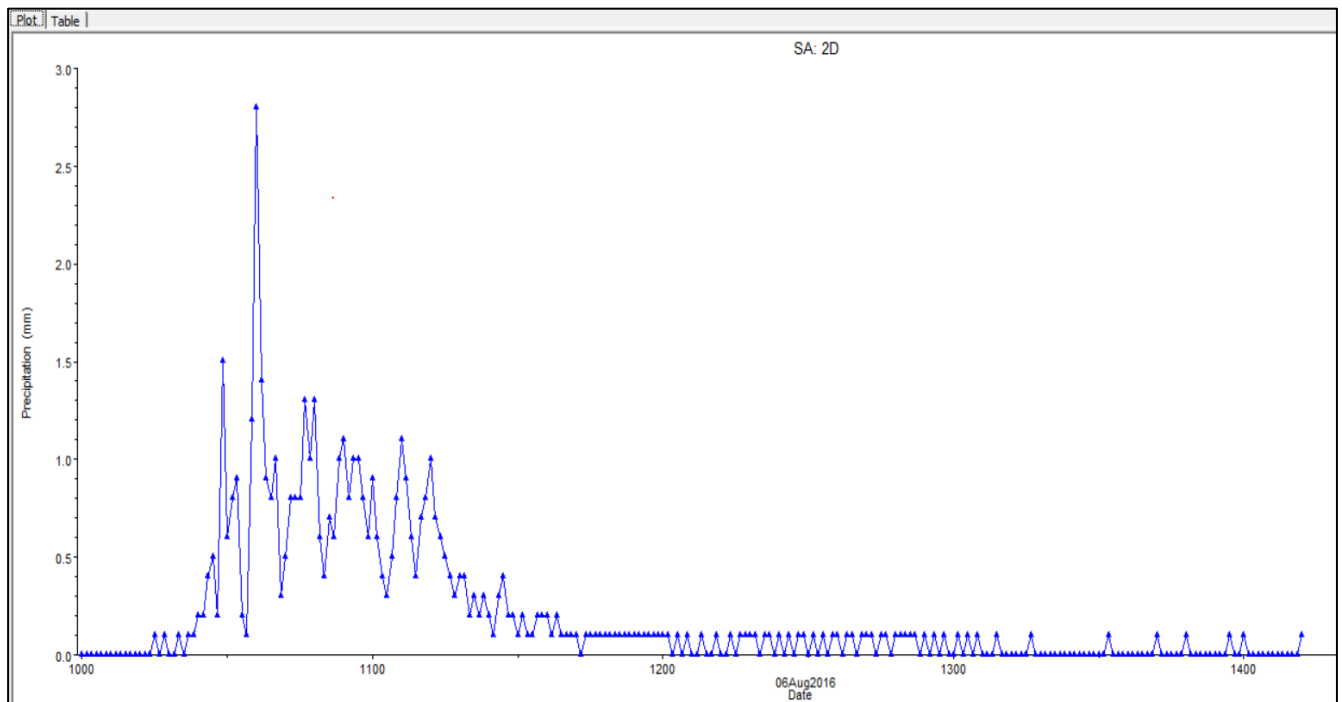
Hvor:-

C = avrenningsfaktoren,

D_{Avrenning} = dybde, direkte avrenning

D_{Nedbør} = nedbørskybde

For flate og permeable over-flater med stor avstand ned til grunnvannet brukes de laveste verdier i *Tabell 2*, mens for mer bratte og tette overflater eller der grunnvannspeilet ofte går opp til over-flaten brukes de høyeste verdiene. Registrert nedbør for 6. aug. 2016 viser at ca. 20 mm nedbør ble registrert i løpet av 20 min regne varigheten. Disse 20 minuttene som er den største nedbørintensiteten vil gi størst avrenning i feltet. Derfor er det naturlig å ta disse minuttene og registrert nedbør som utgangspunkt for å bestemme gjentaksintervallet. Som vist i *Vedlegg 6* gir kombinasjonen av disse to en returperiode på 25 år. Ifølge Statens Vegvesen (2014), for nedbør med returperiode lengre enn $n = 10$ år økes **C**-verdiene med 10% for en returperiode av 25 år. Avrenningsfaktor, **C** av 0,4 er valgt for området og med 10 % tillegget blir den endelige avrenningsfaktoren $C = 0,44$. Registrert nedbør er derfor multiplisert med avrenningsfaktoren $C = 0,44$ før innsetting i *HEC-RAS > Unsteady Flow Data > Precipitation*.



Figur 3.15: Registrert nedbør 6. aug. 2016 kl. 10:00 - kl. 14:15, tidssteg 1 min. (Skjermdump-HEC-RAS)

3.5.6 Simuleringsstabilitet og simuleringstid

Stabiliteten til modellen og det å oppnå korrekte resultater er sterkt avhengige av tidssteg på simuleringen, gridstørrelse og maksimale iterasjoner. For å sikre stabiliteten til en 2D-modellen,

må gittercellestørrelsen og tidssteget ble optimalisert i henhold til Courant-Friedrichs-Lewy betingelse for vannstrømninger (Brunner, 2016).

$$C_r = \frac{v \Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad (16)$$

Hvor:-

C = Courant-kriteriet [-]

V = Vannhastighet [m/s]

ΔT = Tidssteg [s]

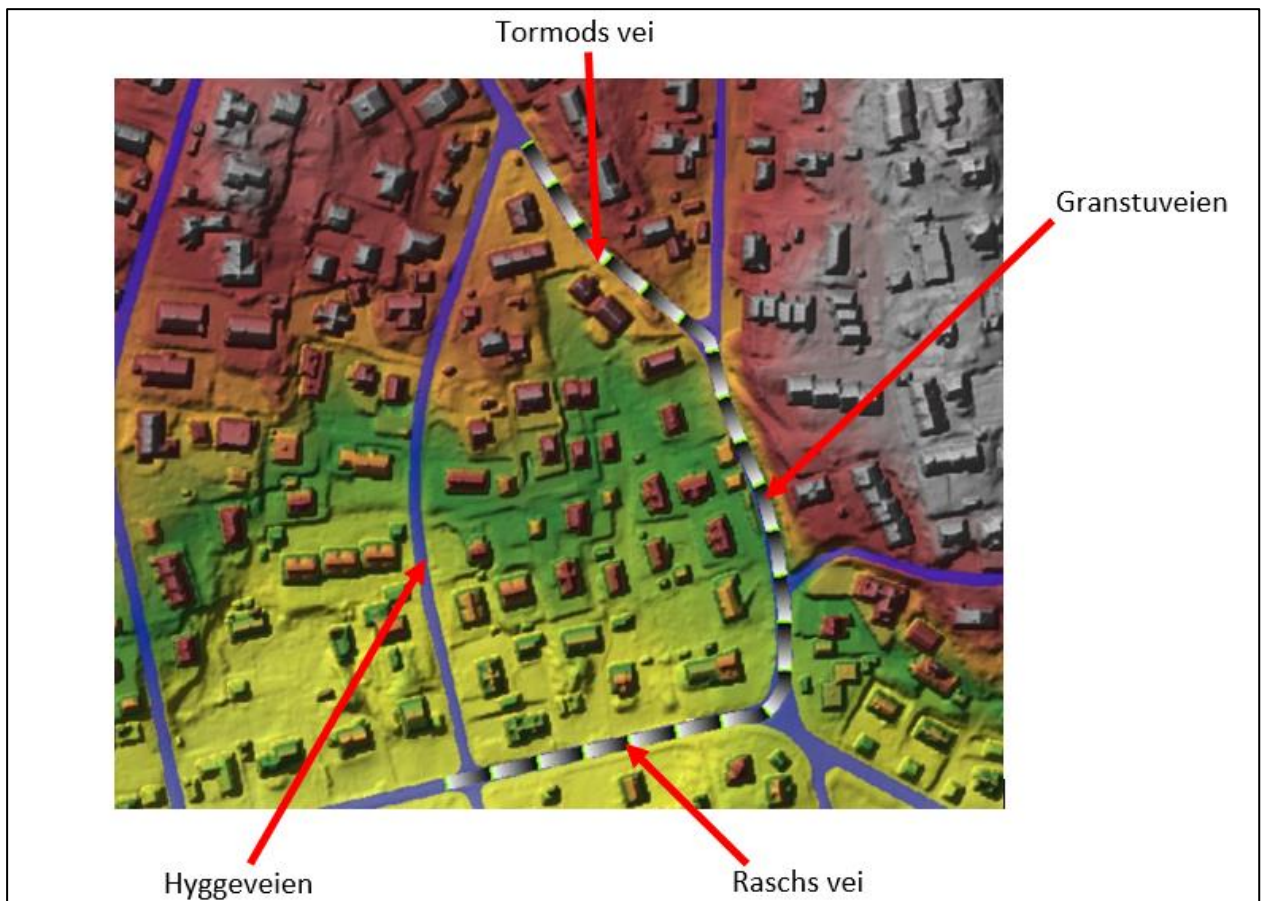
ΔX = Cellelengde/bredde [m]

Ifølge Brunner (2016), ved bruk av Saint Venant-ligningene vil en simuleringen være stabil for Courant-kriterier (C_r) under 1, men i enkelte situasjoner kan også C_r verdier opptil 3 være stabil. For Diffusive Wave-ligningene (DW) vil kravet for stabilitet være Courant-kriterier (C_r) under 2, med en maksimalverdi opp mot 5.

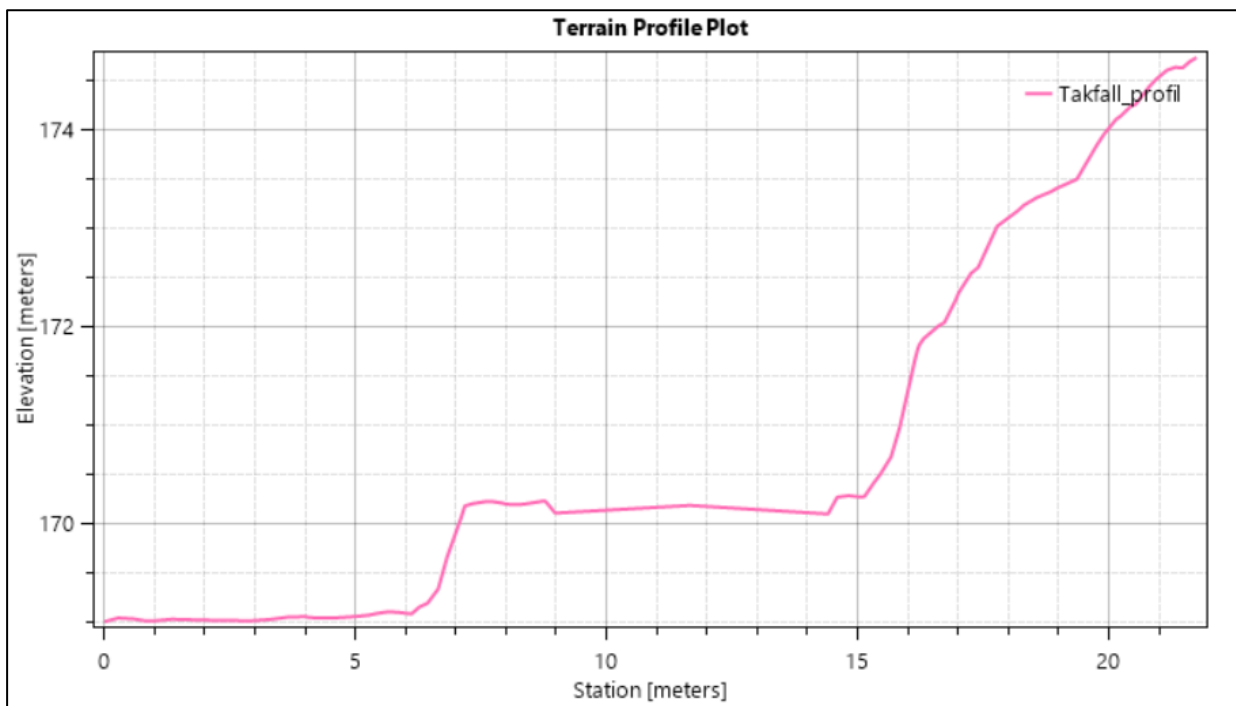
Simuleringsperiode på litt over 4 timer ble valgt for modellen, dette for å kunne se hvordan vannbevegelsen utvikler seg etter det mest intens nedbørshendelsen fra kl. 10:00 til kl. 14:15. Tidsintervallet er satt til 2 minutter og etter Courant-kriterier (C_r) kravene til Diffusive Wave-ligningene (DW) vil simuleringen være stabil.

3.5.7 Planlegging av gateløp som flomveier

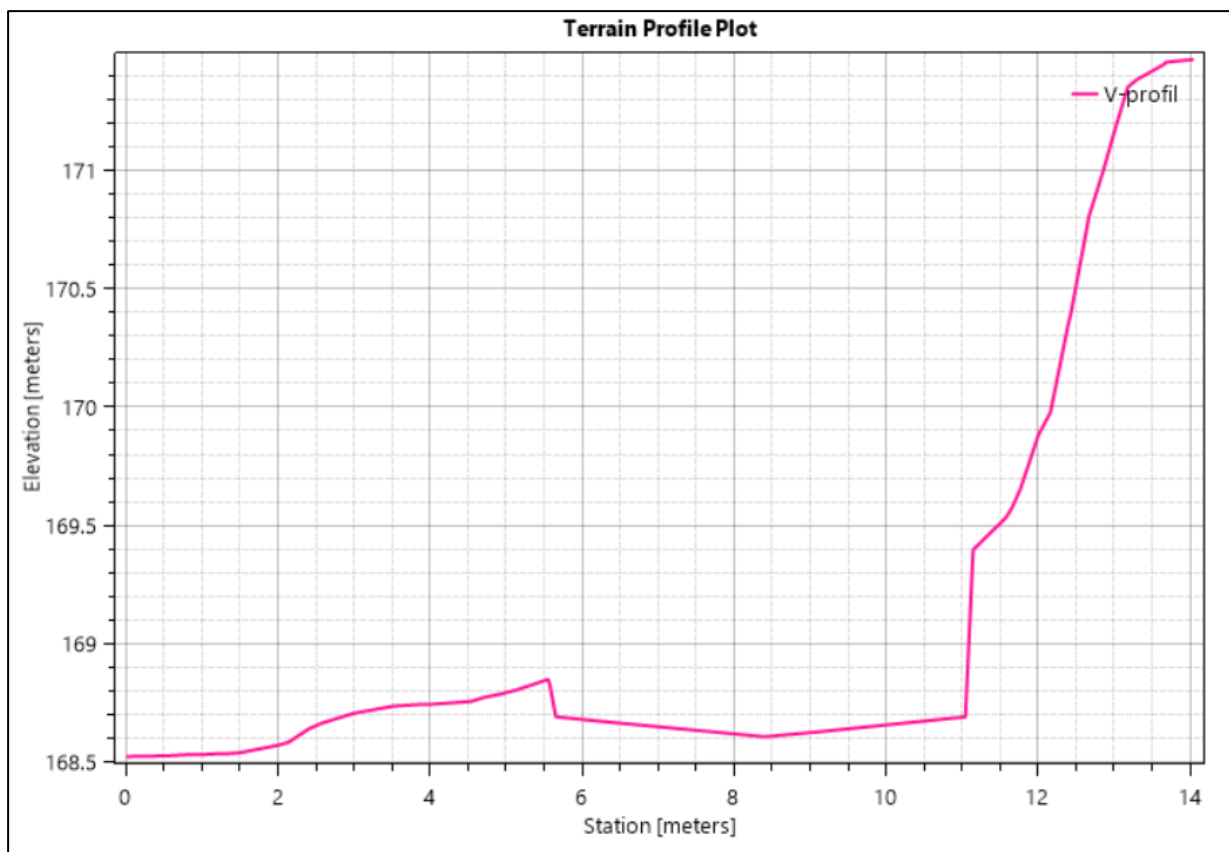
Gater med tverrsnitt typer takfall og V-profil ble tegnet og lagt inn i *Geometric Data* (HEC-RAS) og er videre assosiert med terrenget (se *Figur 3.16*). Gate strekningen som ble forsøkt endret strekker seg fra Tormods vei via Granstuveien og Raschs vei og ender i krysset Hyggeveien/Raschs vei. Det ble tegnet vei profiler med tverrfall (S_x) på 3% og en veibredde som tilsvarer den eksisterende veg, mens legdefallet (S_0) er bestemt av hellingen til terrenget. Det ble ikke gjort spesielle beregninger for prosjektering av vegen ettersom metoden er svært tidskrevende, i tillegg er HEC-RAS lite egnet til å utføre detaljert prosjektering av veier.



Figur 3.16: Strekingen med endret gate tverrsnitt (Skjermdump-HEC-RAS)



Figur 3.17: Nytt takfall tverrsnitt i eksisterende terreng ved Granstuveien (Skjermdump-HEC-RAS)



Figur 3.18: Nytt V-profil tverrsnitt i eksisterende terreng ved Granstuveien (Skjermdump-HEC-RAS)

3.6 Datamaskinens spesifikasjoner

Modelleringsarbeidet i forbindelse med masteroppgaven ble utført på en personlig datamaskin og spesifikasjonene er oppsummert i *Tabell 6*.

Tabell 6: Datamaskinens spesifikasjoner

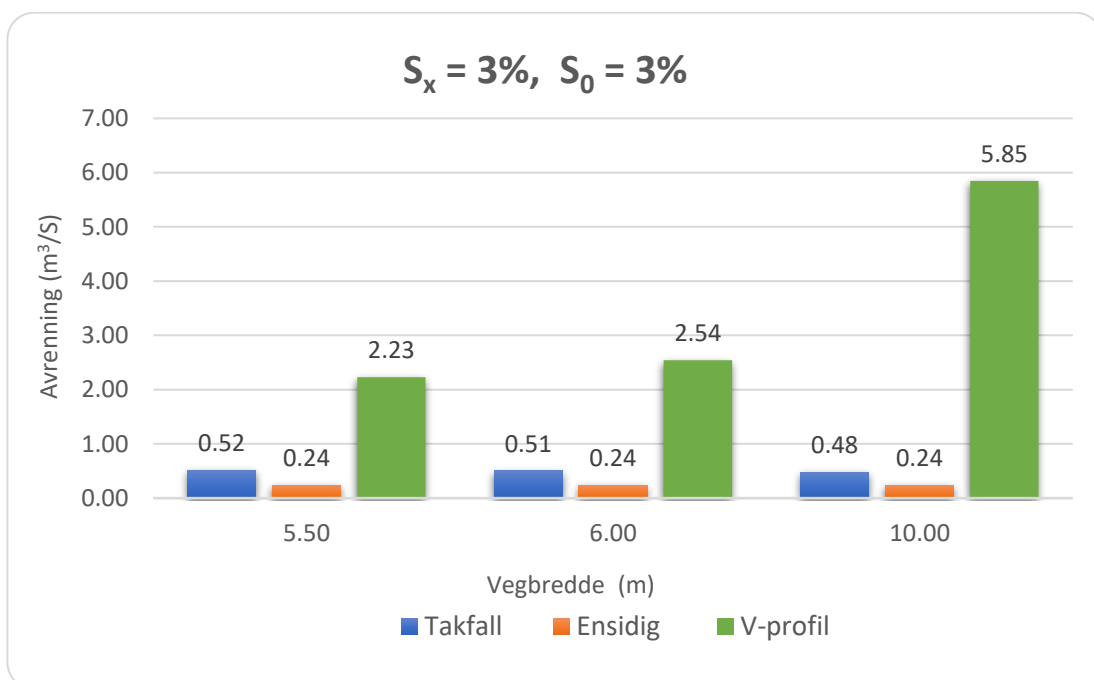
Komponent	Informasjon
OS	Windows 10 Enterprise 64-bit SP1
CPU	2 x Intel® Core™ i7-7500U CPU @ 2.70 GHz
RAM	16 GB Dual-Channel DDR3 @ 798 MHz
GPU	2 GB NVIDIA GeForce 940MX
Harddisk	512G M. M.2 SSD

4 Resultat

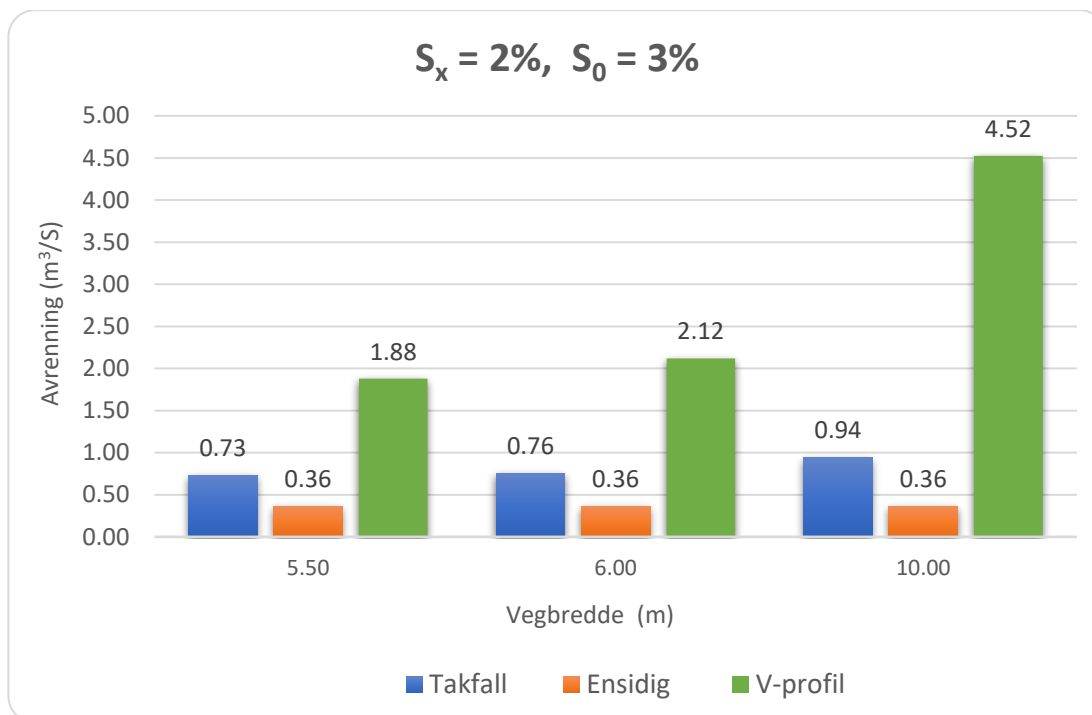
Oppgaven har gått ut på å undersøkes vannføringskapasitet og arealkapasitet til tre forskjellige gatetversnitt; takfall, ensidigfall og V-profil med vegbredder; 5,50m, 6,00m og 10,00m. Vannføringskapasitet er utført ved bruk av to formler, nemlig den vanlige Mannings formelen og Mannings formel fra USFHWA. For begge beregningene er det tatt tverrfall (S_x) på 2% og 3%, mens lengdefallet (S_0) er på 3% i alle tilfellene. I tillegg er to forskjellige kantsteinhøyder av 10 cm som skal være i den tette by og 13 cm som skal være i den åpne by tatt med i beregninger. Det er også beregnet areal kapasitet til tverrsnittene nevnt ovenfor. Under er grafene fra resultatene presentert, mens selve rådataene kommer i vedlegg delen.

4.1 Vannføringskapasitet med vanlig Mannings formel

Her følger grafene for vannføringskapasiteter til tverrsnitt med 10 cm og 13 cm kantsteinhøyder, $S_x = 2\%$ og $S_x = 3\%$. Videre sammenlignes kapasiteter til gatetversnitt; takfall, ensidigfall og V-profil. Ut ifra *Figur 4.1* og *Figur 4.2* for 10 cm kantsteinhøyde, samt *Figur 4.3* og *Figur 4.4* for 13 cm kantsteinhøyde ser man at generelt vannføringskapasiteten er størst for V-profil i alle tre vegbredder og middels kapasiteter med små forskjeller for takfall, mens kapasiteten til tverrsnittet ensidigfall er minst og konstant i alle vegbredder, dette fordi kapasiteten er hovedsakelig bestemt av kantsteinhøyden og tverrfallet (S_x) på vegbanen.



Figur 4.1: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 10 cm kantsteinhøyde, $S_x = 3\%$ og $S_0 = 3\%$

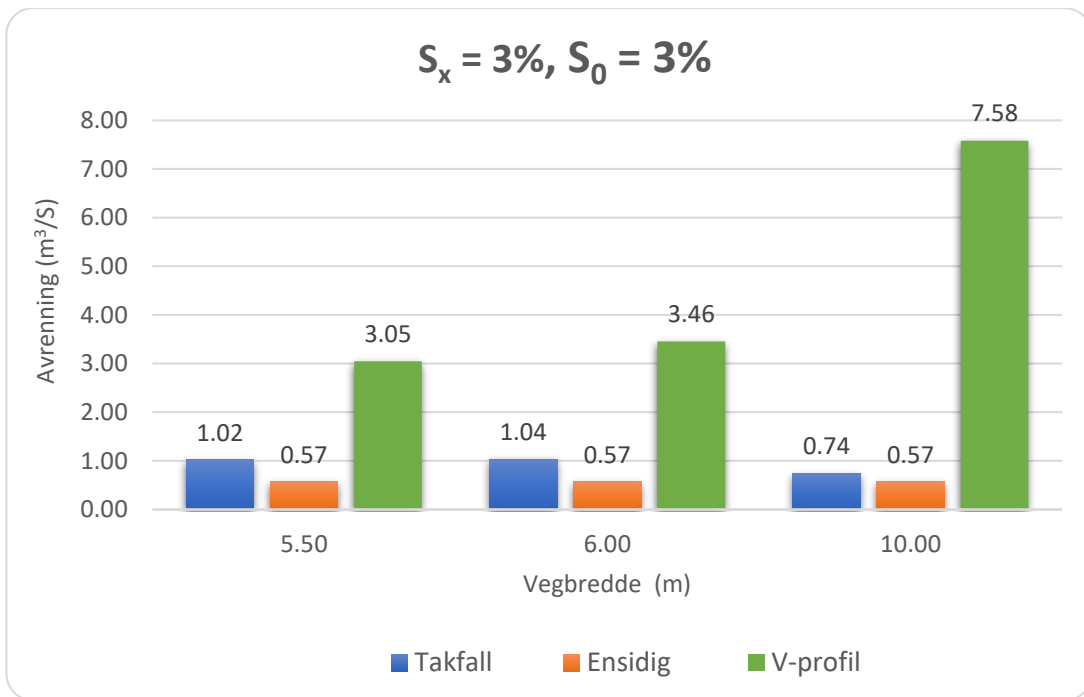


Figur 4.2: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 10 cm kantsteinhøyde, $S_x = 2\%$ og $S_0 = 3\%$

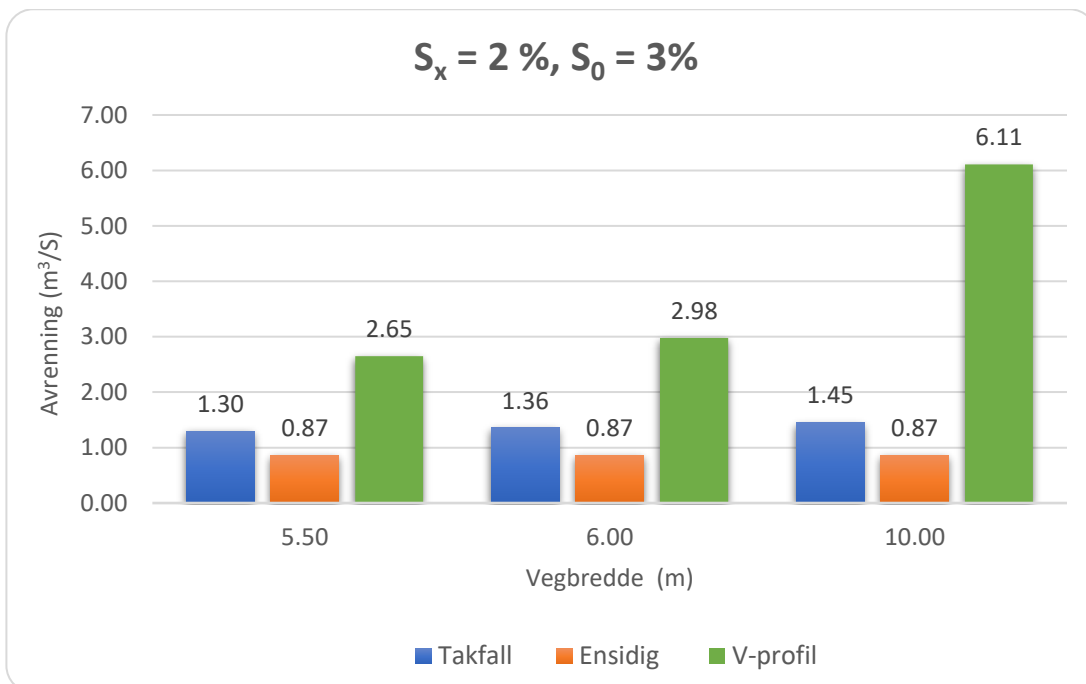
Tabell 7 viser kapasitet forskjell i prosent mellom tverrsnittene med 10 cm kantsteinhøyde, tverrfall på 2% og 3%. For takfall er minst kapasitetsøkning på 30% i en 5,50m bred vei og en ca. 50% i en 10,00m bred vei. Ensidigfall har en konstant kapasitetsøkning på 34% i alle vegbredder, mens for V-profilen har tverrfallet med 2% ca. 20 % mindre kapasitet i en 5,50m bred vei og ca. 30% mindre kapasitet i en 10,00m bred vei.

Tabell 7: Endring i % på vannføring for $S_x = 2\%$, sammenlignet med $S_x = 3\%$ og kantsteinhøyde 10 cm

Vegbredde $L, (m)$	Endring i prosent (%)		
	Takfall	Ensidig fall	V-profil
5,50	30	34	-19
6,00	33	34	-20
10,00	49	34	-29



Figur 4.3: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 13 cm kantsteinhøyde, $S_x = 3\%$ og $S_0 = 3\%$



Figur 4.4: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 13 cm kantsteinhøyde, $S_x = 2\%$ og $S_0 = 3\%$

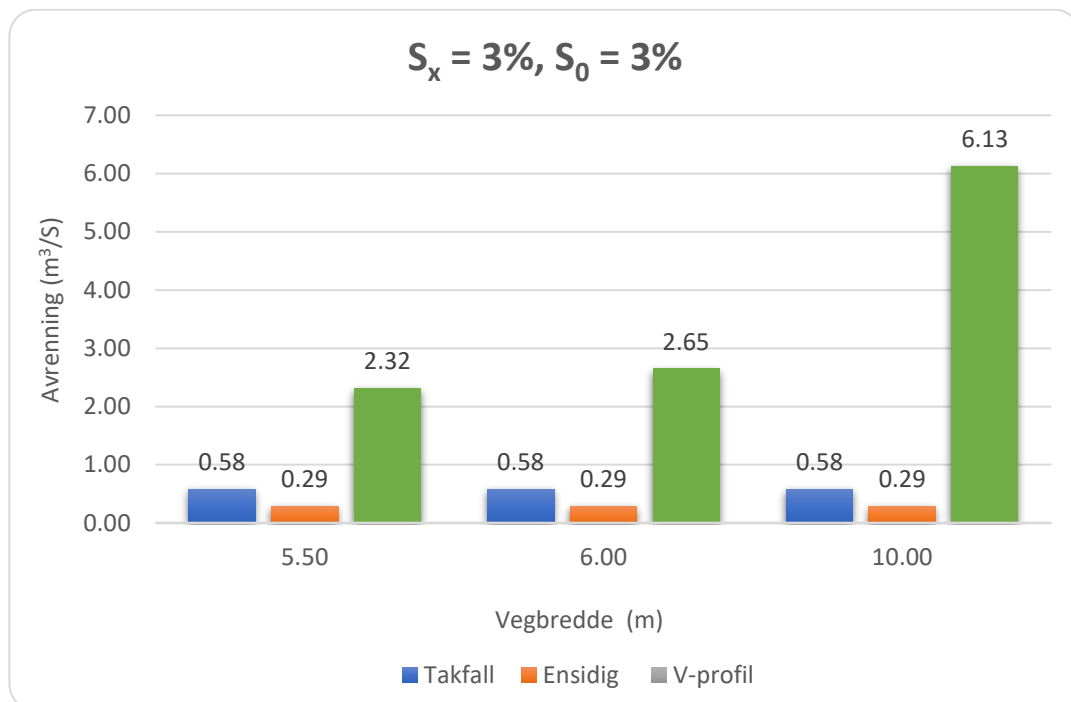
Tabell 8 viser kapasitet forskjell i prosent mellom tverrsnittene med 13 cm kantsteinhøyde, tverrfall på 2% og 3%. For takfall gir minste kapasitet en økning på 21% i en 5,50m bred vei og ca. 50% i en 10,00m bred vei. Ensidigfall har en konstant kapasitetsøkning på 34% i alle vegbredder, mens for V-profilen har tverrfallet med 2% 15 % mindre kapasitet i en 5,50m bred vei og ca. 25% mindre kapasitet i en 10,00m bred vei.

Tabell 8: Endring i % på vannføring for $S_x = 2\%$, sammenlignet med $S_x = 3\%$ og kantsteinhøyde 13 cm

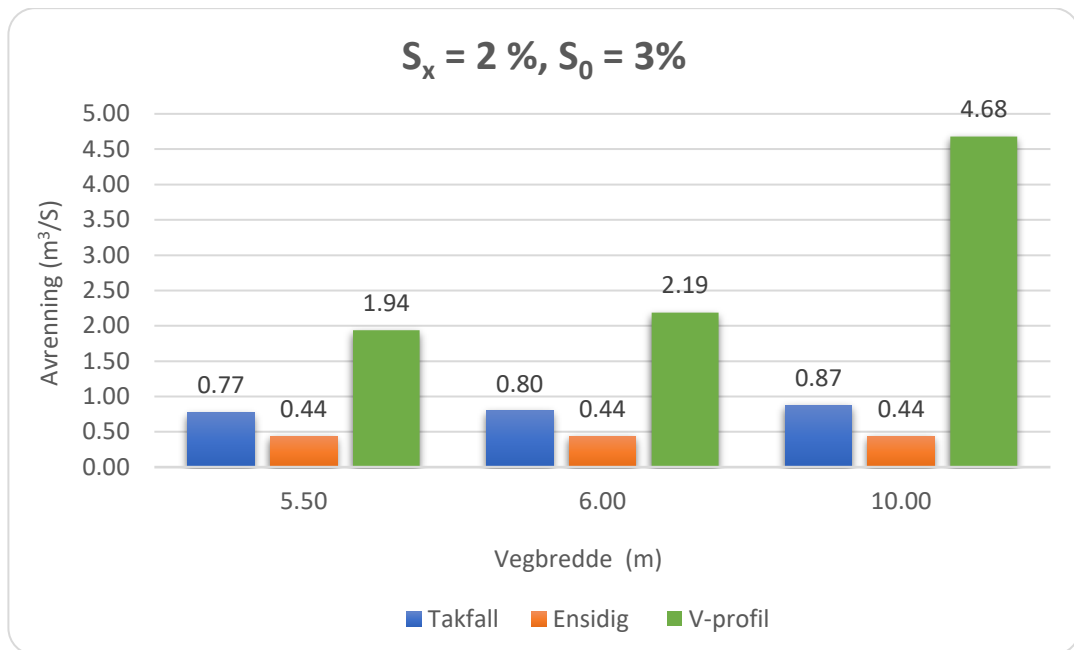
Vegbredde $L, (m)$	Endring i prosent (%)		
	Takfall	Ensidig fall	V-profil
5,50	21	34	-15
6,00	24	34	-16
10,00	49	34	-24

4.2 Vannføringskapasitet med Mannings formel fra ASCE

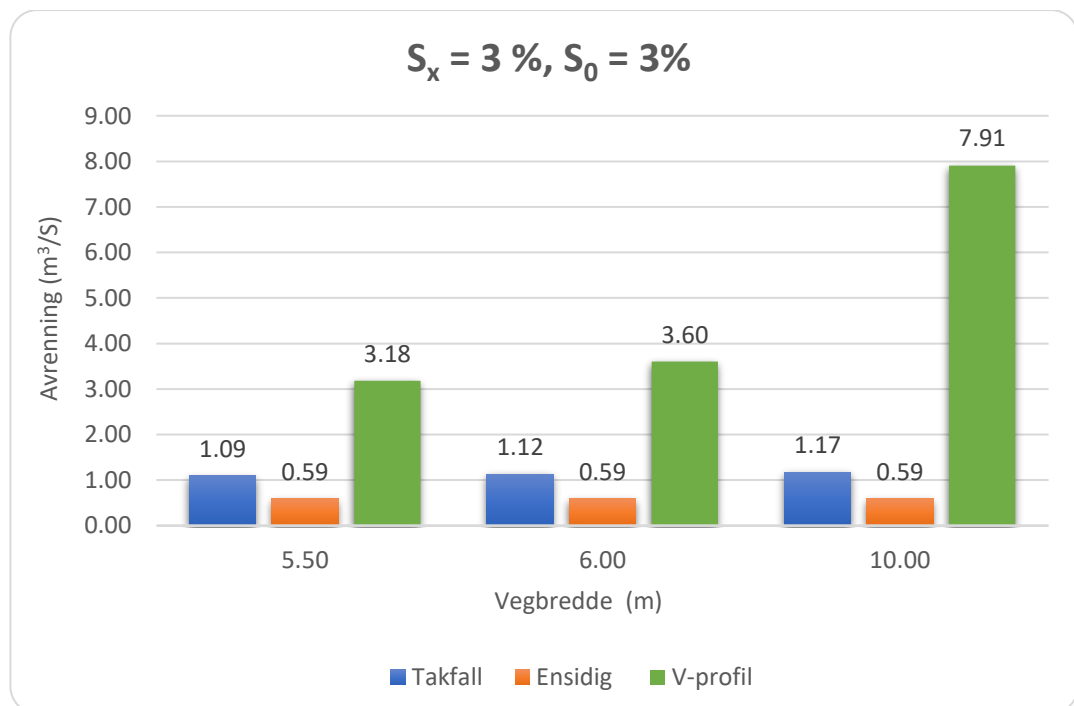
Bruk av Mannings formel fra ASCE (1992), gir litt annerledes resultater enn bruk av den vanlige Mannings formelen. *Figur 4.5 - Figur 4.8* viser resultatene for vannføringskapasitet, og som grafene viser øker kapasiteten i alle typer gatetverrsnitt, dette for alle vegbredder, tverrfall (S_x) på 2% og 3%, samt kantsteinhøyde på 10 cm og 13 cm. Økningen er på ca. 4% - 11% for takfall, ca. 1% - 36% for ensidig fall og ca. 3% - 5% for V-profil.



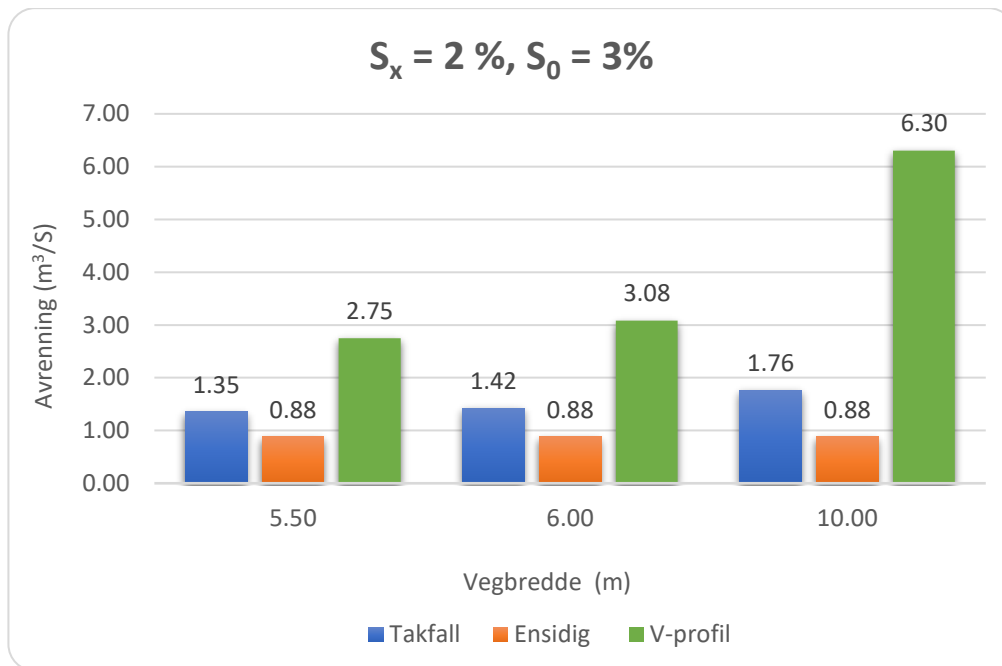
Figur 4.5: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 10 cm kantsteinhøyde, $S_x = 3\%$ og $S_0 = 3\%$



Figur 4.6: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 10 cm kantsteinhøyde, $S_x = 2\%$ og $S_0 = 3\%$



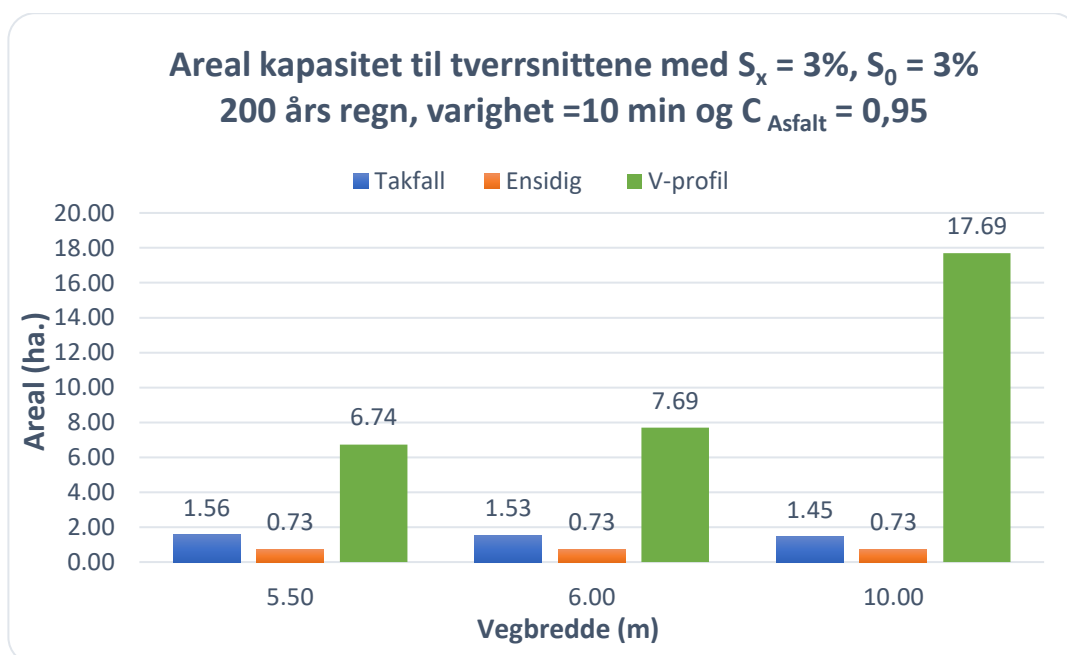
Figur 4.7: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 13 cm kantsteinhøyde, $S_x = 3\%$ og $S_0 = 3\%$



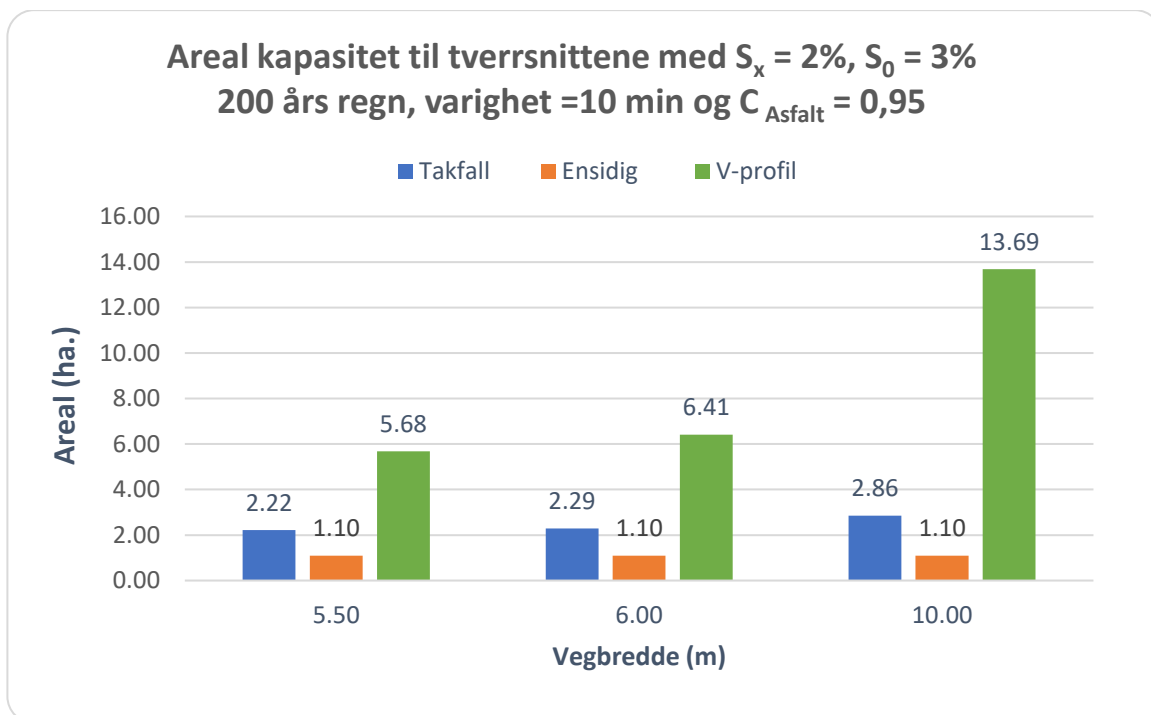
Figur 4.8: Vannføringskapasitet til tverrsnitt med 13 cm kantsteinhøyde, $S_x = 2\%$ og $S_0 = 3\%$

4.3 Arealkapasitet av tverrsnittene

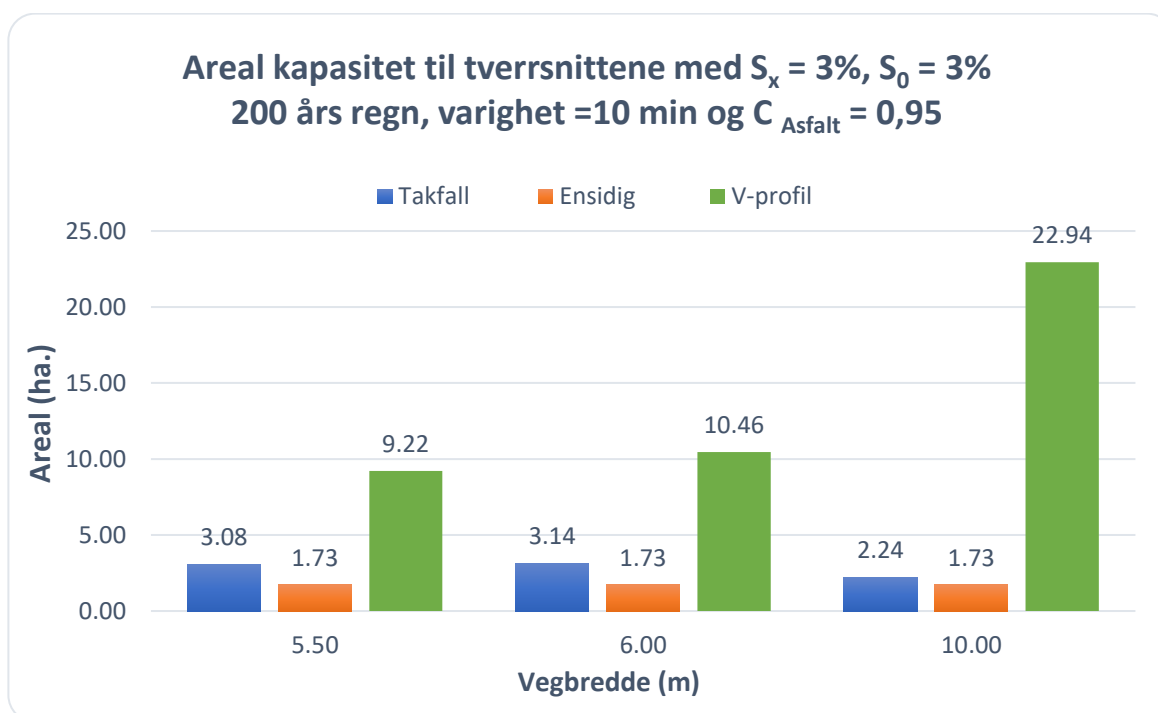
Grafene under viser beregnet arealkapasitet av tverrsnittene for 200 års regn med varighet på 10 min. Som Figur 4.9 - Figur 4.12 viser ser man tydelig at kapasiteten til et V-profil tverrsnitt er størst i alle vegbredder, for både tverfall på 2% og 3%, samt kantsteinhøyde på 10 cm og 13 cm. Størst forskjell finner man i en veg med vegbredde på 10,00 m hvor kapasiteten øker drastisk når man velger et tverrsnitt med V-profil framfor takfall.



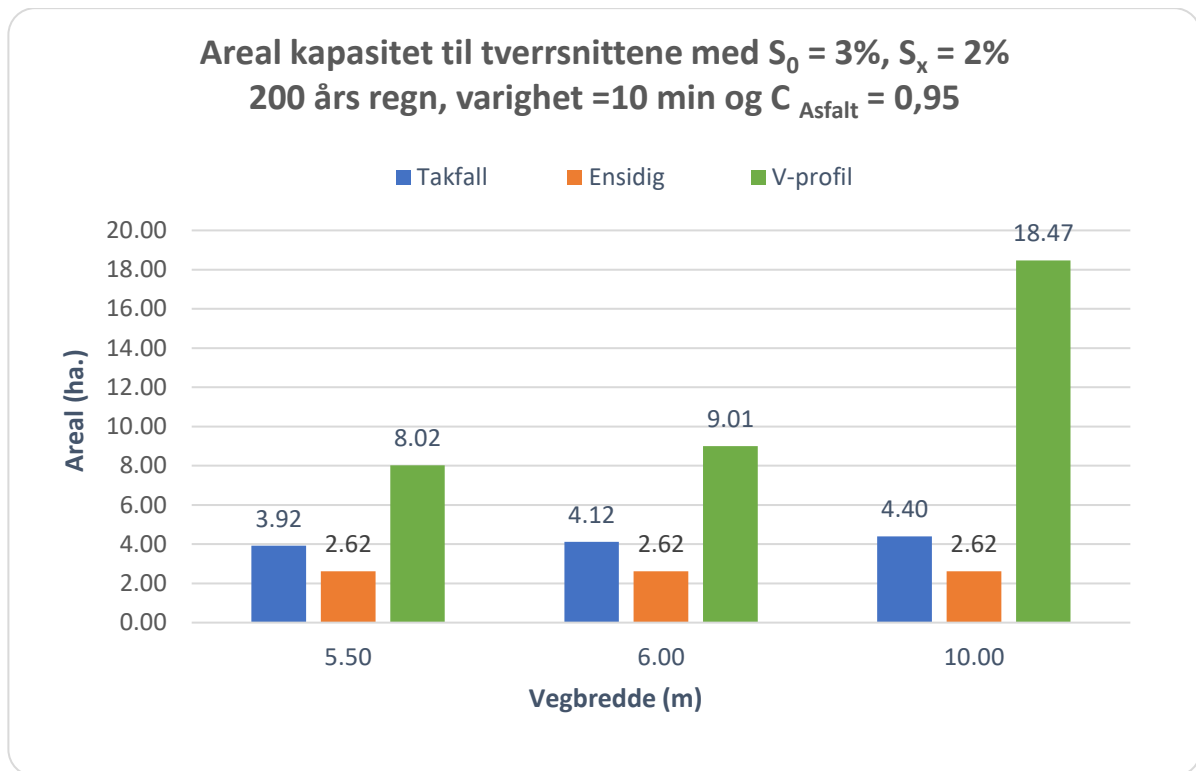
Figur 4.9: Areal kapasitet til tverrsnittene med 10 cm kantsteinhøyde, $S_x = 3\%, S_0 = 3\%$



Figur 4.10: Areal kapasitet til tverrsnittene med 10 cm kantsteinhøyde, $S_x = 2\%$, $S_0 = 3\%$



Figur 4.11: Areal kapasitet til tverrsnittene med 13 cm kantsteinhøyde, $S_x = 3\%$, $S_0 = 3\%$



Figur 4.12: Areal kapasitet til tverrsnittene med 13 cm kantsteinhøyde, $S_x = 2\%$, $S_0 = 3\%$

4.4 Flomfare

Tabellene under viser beregnet fareverdier som kombinasjon av flomdybde og hastighet hvor største dybde er brukt for alle tre type tverrsnitt. Beregningene er utført for ulike vegbredder av 5,50 m, 6,00 m og 10,00 m. Resultater for 10 cm kantsteinhøyde tverrsnitt som er vist i *Tabell 9* er at både takfall og ensidigfall er av lav fare, mens for V-profil er resultatene av moderat fare bortsett fra at en 10,00 m vegbredde med 3 % tverrfall anses som en av vesentlig fare. Grenser verdier for ulike grader av flomfare er vist i *Tabell 11*. Tilsvarene er resultater for 13 cm kantsteinhøyde tverrsnitt er vist i *Tabell 10*, her utgjør tverrsnittene takfall og ensidigfall moderat fare for mennesker i ulike vegbredder og ulike tverrfall, mens for V-profil er det en kombinasjon av lav fare for vegbredder av 5,50 m og 6,00 m med tverrfall på 2 %, moderat fare for vegbredde av 5,50 m og tverrfall på 3 %, vegbredde av 6,00 m og tverrfall på 3 % og 10,00 m vegbredde med tverrfall på 2 %. Størst eller ekstrem fare blir det for V-profil med vegbredde 10,00 m og et tverrfall på 3% .

Tabell 9: Fare verdier for et fylt tverrsnitt med 10 cm kantsteinhøyde

Vegbredde	Tverrfall (S_x)	Takfall	Ensidig	V-profil
5.50 m	2 %	0.73	0.69	0.99
	3 %	0.71	0.69	1.11
6.00 m	2 %	0.73	0.69	1.01
	3 %	0.70	0.69	1.15
10.00 m	2 %	0.74	0.69	1.20
	3 %	0.69	0.69	1.46

Tabell 10: Fare verdier for et fylt tverrsnitt med 13 cm kantsteinhøyde

Vegbredde	Tverrfall (S_x)	Takfall	Ensidig	V-profil
5.50 m	2 %	0.86	0.83	1.16
	3 %	0.84	0.83	1.29
6.00 m	2 %	0.86	0.83	1.18
	3 %	0.83	0.83	1.33
10.00 m	2 %	0.86	0.83	1.40
	3 %	0.79	0.83	2.18

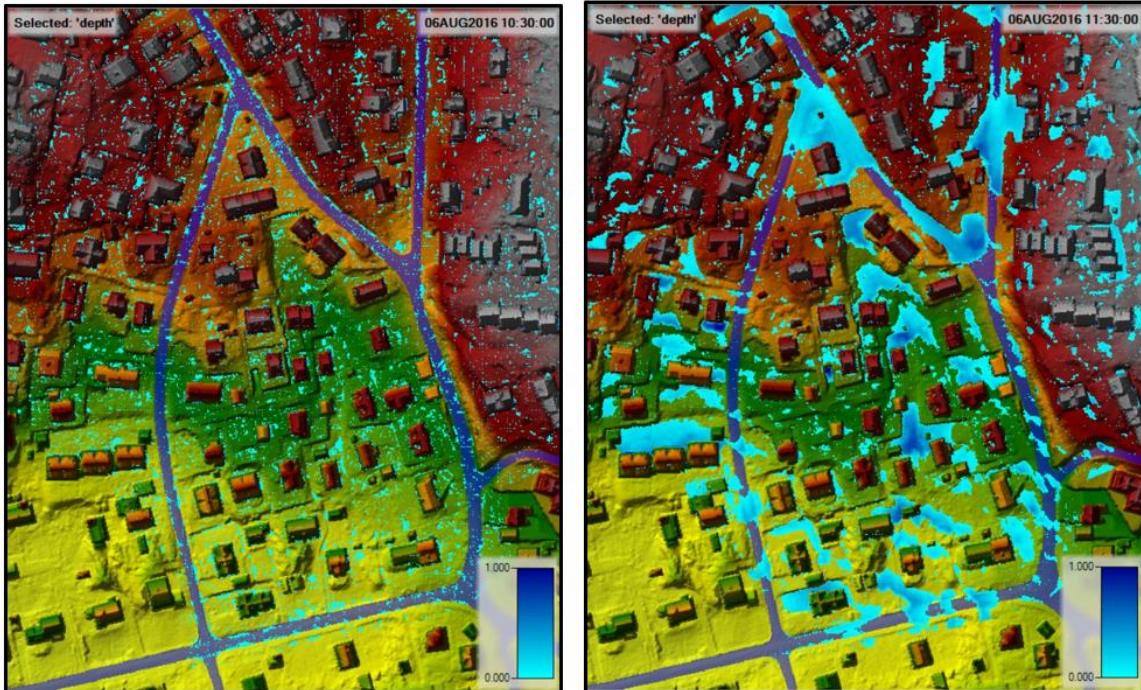
Tabell 11: Grenseverdier - Flomfare vurdering for mennesker i en urban gate

Graden av flomfare	Flomfare vurdering	Beskrivelse
Lav	< 0,75	Svært lav fare
Moderat	0.75 - 1,25	Fare for noen - inkludert barn, eldre og svake
Vesentlig	1,25- 2,00	Fare for de fleste - inkludert allmennheten
Ekstrem	> 2,00	Fare for alle – inkludert nødetatene

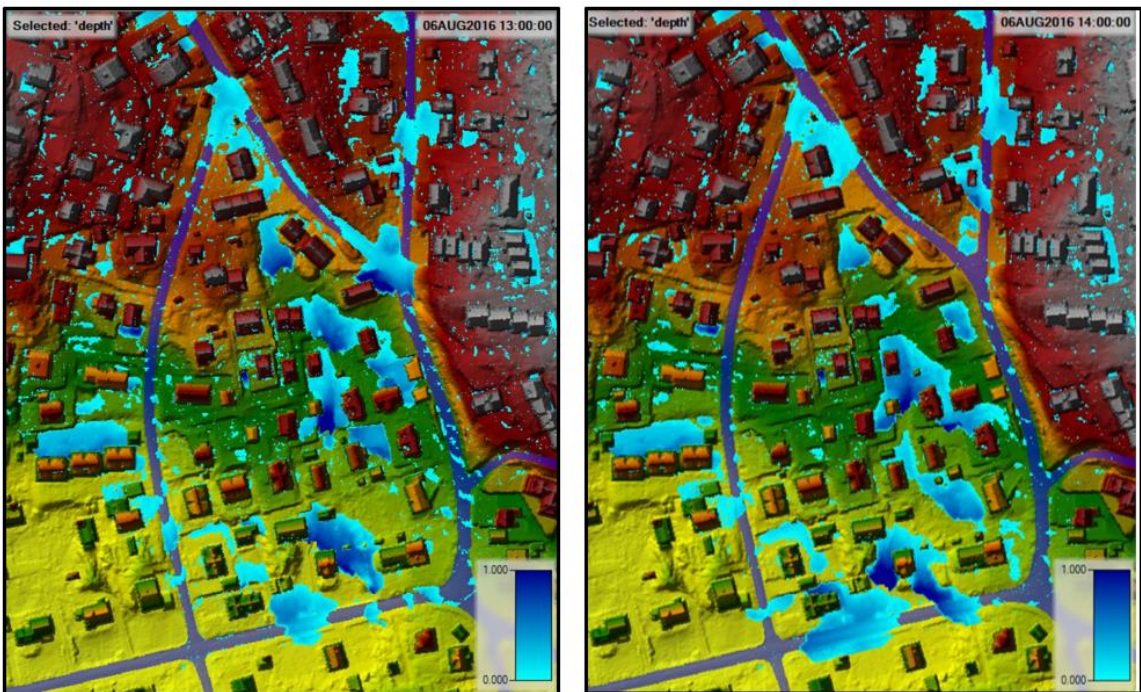
4.5 HEC-RAS

Dagens situasjon

Simulering av overflateavrenning med dagens eksisterende terreng er vist i *Figur 4.13* og *Figur 4.14*, dette for å sammenligne dagens overflateavrenning med avrenningen av de to nye tverrsnitt som er lagt inn i modellen.



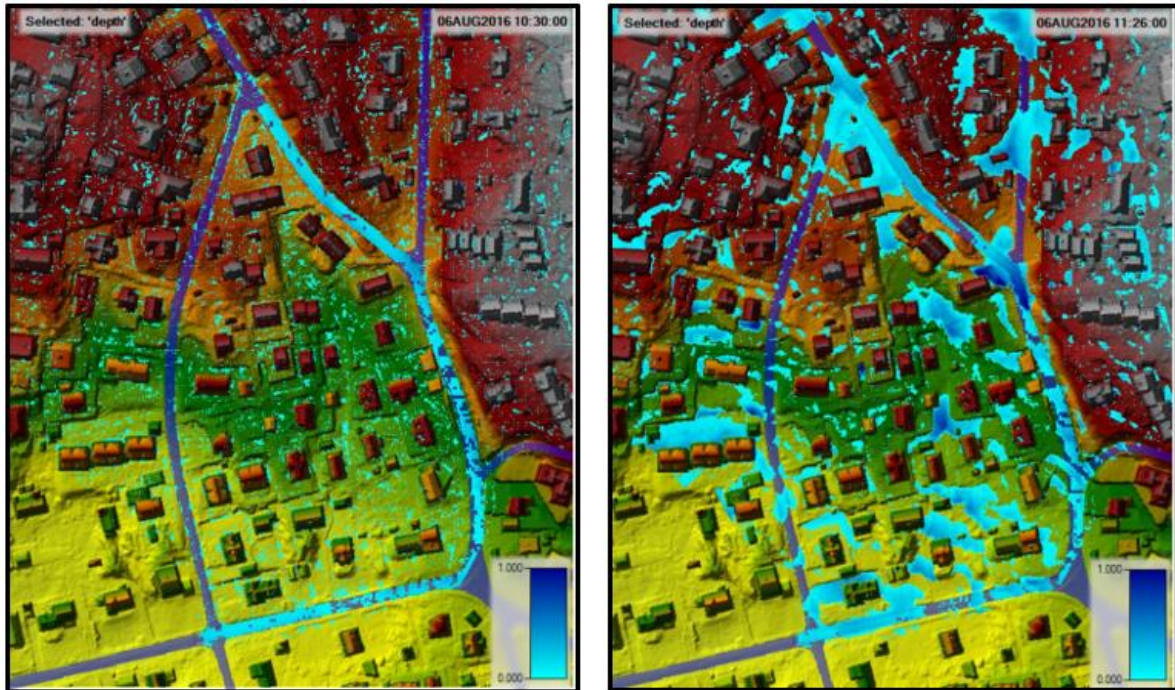
Figur 4.13: Overflateavrenning - eksisterende terreng ved kl. 10:30 og kl. 11:30 (Skjermdump-HEC-RAS)



Figur 4.14: Overflateavrenning - eksisterende terreng ved kl. 13:00 og kl. 14:00 (Skjermdump-HEC-RAS)

Takfall

Figur 4.15 og Figur 4.16 viser hvordan et nytt takfall tverrsnitt vil påvirke overflateavrenning i området. 2D simuleringene som vist er valgte tidspunkt fra det mest intense regnehendelsen av 6. august 2016.



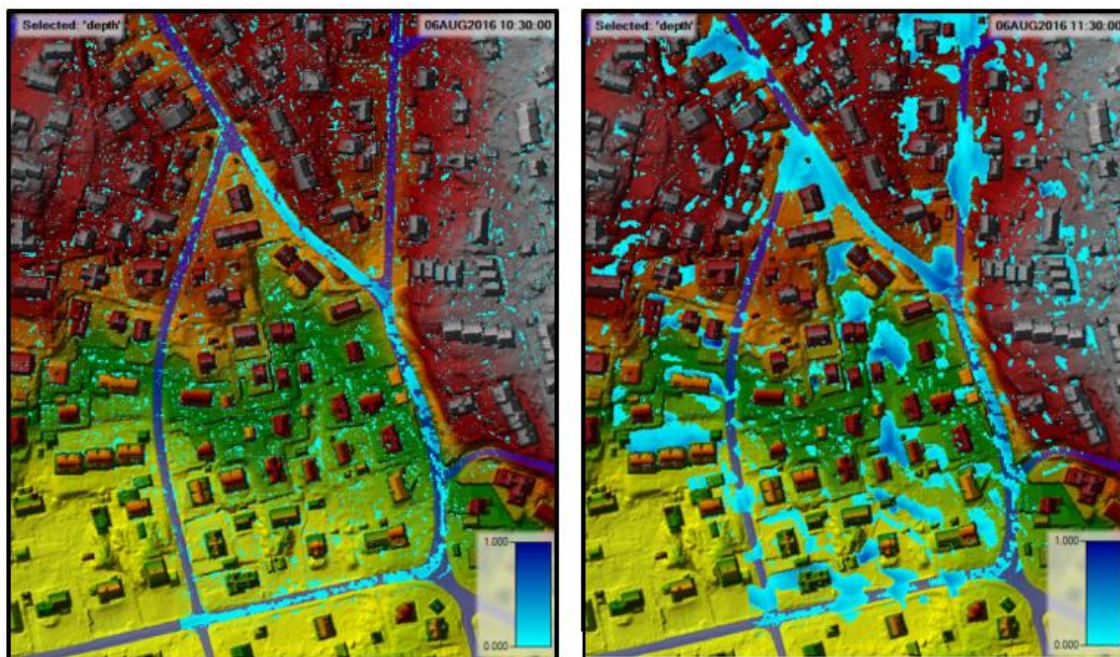
Figur 4.15: Simulert takfall overflateavrenning ved kl. 10:30 og kl. 11:26(Skjermdump-HEC-RAS)



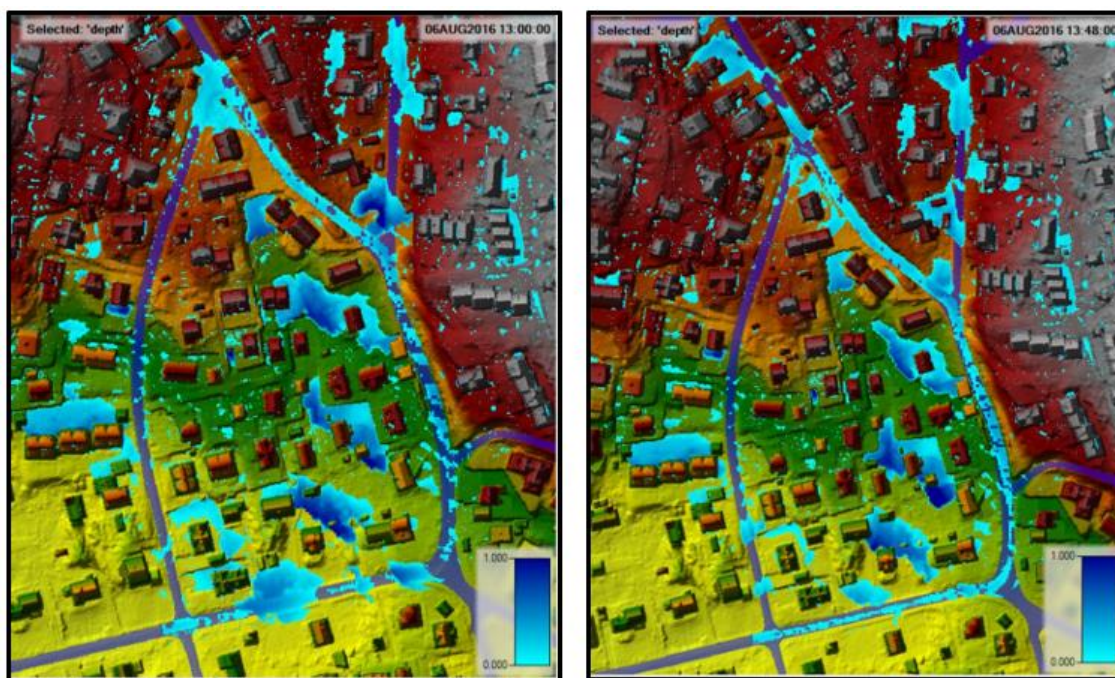
Figur 4.16: Simulert takfall overflateavrenning ved kl. 13:00 og kl. 14:00(Skjermdump-HEC-RAS)

V-profil

Figur 4.17 og Figur 4.18 viser hvordan et nytt V-profil tverrsnitt vil påvirke overflateavrenning i området. Nedenfor er resultater av 2D simuleringer av valgte tidspunkt vist, disse er fra det mest intense regnehendelsen av 6. august 2016. Her kan man se gateløpet fungere som en flomvei ved kl. 10:30 og når kapasiteten overstiger ved kl. 11:30, kl. 13:00 og ca. kl. 14:00 vil vannet følge sin naturlige dreneringslinje.



Figur 4.17: Simulert V-profil overflateavrenning ved kl. 10:30 og kl. 11:30(Skjermdump-HEC-RAS)



Figur 4.18: Simulert V-profil overflateavrenning ved kl. 13:00 og kl. 13:48(Skjermdump-HEC-RAS)

5 Diskusjon

5.1 Vannføringskapasitet

I denne oppgaven er det blitt gjort forskjellige beregninger for vannføringskapasitet. Ifølge Oslo Kommune (2018), beskrives de generelle normalkrav for alle gater i Oslo at tverrprofil utformes normalt som et takprofil med fall på 3 %, og kantsteinhøyde av 10 cm i den tette by og 13 cm i den åpne by. Videre nevnes at det må sikres vannavrenning mot sluk eller åpne løsninger, dette ved å legge inn et lengdefall på minimum 1 %. Det er dette som er tatt som utgangspunkt og i oppgaven er det valgt å se på to ekstra tverrsnitt, nemlig ensidigfall og V-profil med to ulike tverfall (S_x), tre ulike vegbredder og to kantsteinhøyder som vist i delkapittel *Resultat*. Lengdefallet (S_0) er generelt bestemt av terrenget i området, men i oppgaven er en lengdefall på 3 % valgt. Vannføringskapasitet beregningene er utført for visse forutsetninger, her forutsettes en rettlinjete gate uten utkjørsler eller busslommer med en uendret kantsteinhøyde i hele strekningen og overflateruhet av en grov asfalt.

Takfall

Tverrsnittet har en helning som faller ned fra vegens senterlinje mot kantsteinen som illustrert i *Figur 2.9*. Dette fallet i et slikt tverrsnitt bidrar til mindre tverrsnittsareal og dermed mindre vannføringskapasitet for tverrsnittet med høyere tverrfall. I oppgaven er beregningene tatt for tverrfall på 2 % og 3 % og ut ifra resultatene (*Figur 4.1 - Figur 4.4*) kan man se at gatetverrsnitt med tverrfall på 2 % har en bedre vannføringskapasitet enn gatetverrsnitt med tverrfall på 3 %.

I alle vegbredder med dette tverrsnitt som er beregnet dvs. 5,00 m, 6,00 m og 10,00 m viser det seg at tverrsnitt med tverrfall på 2 % er klart best i å kunne transportere mye mengder av overvann som ender opp i vegoverflater. Vannføringskapasiteter til tverrsnitt med 10 cm kantsteinhøyde og 3 % tverrfall er på 0,52 m³/s, 0,51 m³/s og 0,48 m³/s for vegbredder på henholdsvis 5,00 m, 6,00 m og 10,00 m. En endring av tverrfallet til 2 % vil gi kapasiteter på 0,73 m³/s, 0,76 m³/s og 0,94 m³/s for vegbredder på henholdsvis 5,00 m, 6,00 m og 10,00 m. Dette viser at en slak tverrfall med 1 % endring øker gatens vannføringskapasitet på henholdsvis 30 %, 33 % og 49 % sammenlignet med et tverrfall på 3 %. Tilsvarende er økningen for

gatetverrsnitt med 13cm kantsteinhøyde på 21 %, 24 % og 49 % for vegbredder på henholdsvis 5,00 m, 6,00 m og 10,00 m.

Det er viktig å nevne at prestasjonen til et gateløp som flomvei bør ikke bare vurderes etter vannføringskapasitet, men også etter sikkerhetskriterier og skadepotensiale. Dette mtp. ulike farenivåer og risiko som er forbundet med flom i bystrøk, litt om dette er diskutert lengre ned i kapitlet. Det er disse farenivåer som bør vurderes ved dimensjonering av slike gater som flomveier.

Ensidigfall

Kapittel 2.6.2 beskriver utformingen av en ensidig tverrfall hvor det er samme kantsteinhøyde på begge sider av vegen. Vannføringskapasiteten i et slikt gatetverrsnitt er avhengig av tverrfallet (S_x) og kantsteinhøyden. I gateprofiler med ensidigfall vil avrenningen til sluk kun skje i det eneste lavbrekk og ikke blir fordelt til to lavbrekk som i en gateprofil med takfall. Vannføringskapasiteten vil være det samme uansett vegbredder så lenge de to nevnte parameterne er konstant.

Utført beregningene for ensidigfall på 2 % og 3 % for både kantsteinhøyde 10cm og 13 cm viser at kapasiteten er likt for alle vegbredder gitt at tverrfallet og kantsteinhøyden er konstant. Som i takfall har gatetverrsnittet med tverrfall på 2 % en bedre vannføringskapasitet enn gatetverrsnitt med tverrfall på 3 %.

Det er viktig å nevne at store nedbørshendelser vil forårsake vannoppsamling i lavbrekket og ved overskridelse av kapasiteten kan dette medføre en betraktelig risiko for skade på nærliggende bebyggelser. Dermed vil denne løsningen være aktuelt i områder utsatt for mindre flomfare med lavt skadepotensial, eller der hvor det ikke er bebyggelser på siden av vegen med lavbrekk.

V-profil

Gatetverrsnitt med V-profil er klart den beste når det gjelder vannføringskapasiteten sammenlignet med takfall og ensidig fall, fordi utformingen med et lavbrekk midt i vegbanen leder bort vannet fra bebyggelser langs vegen. Som vist i *Tabell 7* vil valg av et V-profil tverrsnitt med 10 cm kantsteinhøyde og 2 % tverrfall gir en reduksjon på 19 %, 20 % og 29 % i vannføringskapasitet for vegbredder på henholdsvis 5,00 m, 6,00 m og 10,00 m sammenlignet

med samme type tverrsnitt med 3 % tverrfall. Tilsvarende er nedgangen i vanntransporten for gatetverrsnitt med 13cm kantsteinhøyde på 15 %, 16 % og 24 % for vegbredder på henholdsvis 5,00 m, 6,00 m og 10,00 m som vist i *Tabell 8*.

Det anses derfor fornuftig å utforme gaten med et V-profil for å sikre mot skade på bebyggelse. På brede veier kan dybden være stor og det er denne dybden som har størst effekt på økonomiske og materielle skader. Som diskutert i del kapittel *Flomfare* bør tverrsnittets prestasjon vurderes som flomvei og ikke bare etter vannføring- og areal kapasitet. I tillegg er det viktig at vegen har et langsgående fall mot resipient eller utløp og sørge at det ikke skal være hindringer som kan avlede vannet ut av selve flomvegen, eksempelvis ved å lage fartshumper. Generell etablering av flomveier med V-profil fører til behov for utbedring og sikring av lavbrekk eller hindringer der det kan forekomme større vannoppsamlinger. I områder hvor det ikke er mulig å lede vannet mot resipient bør andre alternativer vurderes, disse kan være infiltrasjon eller legging av grunne overvannsledninger i midten av veien.

5.2 Arealkapasitet

Sikre flomveier skal dimensjoneres for nedbør med returperiode på 200 år. Flere ting er avgjørende når det gjelder prestasjonen til en flomvei som; tverrsnittets utforming, regn varigheten og returperiode. Ulike gatetversnitt kan derfor sammenlignes med hvor stort oppstrøms areal de kan håndtere for et gitt gjentakintervall. Resultater for utført beregninger i del kapittel 4.3 viser hvor stort oppstrøms nedbørsfelt tverrsnittene kan håndtere.

Arealkapasitet er beregnet for returperiode på 200 år og en valgt nedbørs varighet på 10 min med intensitet av $347,9 \text{ l/(s*ha)}$ for målestasjonen Blindern – Oslo, dette tilsvarer nedbørmengde på ca. 21 mm i en varighet på 10 min som vil gi kraftig avrenning. Her er kombinasjonen av valgt parameterne som infiltrasjonsevne av type masser og terrenget i området påvirkende faktorer til arealkapasiteten.

Kapasiteten til gatetverrsnitt med V-profil er størst i alle tilfeller med de gitte parameterne, dermed kan tverrsnitt typen håndtere stort oppstrøms areal sammenlignet med takfall og ensidig fall. Økning av kantsteinhøyde fra 10 cm til 13 cm bidrar til at kapasiteter på alle tverrsnitt økes betraktelig, men igjen vil V-profil tverrsnitt med 13 cm kantsteinhøyde komme til å ha en stor vanddybde midt i vegbanen. Derfor er hastigheten og dybden som er viktige faktorer for sikkerheten til mennesker bør vurderes nøye.

5.3 Flomfare

Nå som klimaframskrivningene viser økt sannsynlighet for kraftige og intense regnehendelser, er det behov for etablering av sikre flomveier som er godt rustet til å transportere overvannet særlig i urbane områder. Behovet er ekstra viktig da en trygg flomvei som er dimensjonert for et flomforhold bør ha lav risiko for skade på mennesker, lavest mulige økonomiske og strukturelle skader. Derfor bør ikke prestasjonen til et gateløp som flomvei bare vurderes etter vannføringskapasitet, men at den må prestere både som bilvei og i dykket tilstand. Alle veier som bygges i Norge skal dimensjoneres for effektiv og trafikksikker transport av mennesker og gods (Statens Vegvesen, 2014), derfor er dimensjonering av gateløp som flomvei også underlagt at veien skal gi minst mulig skade på mennesker, og dimensjoneringen bør ta høyde for at sannsynligheten for skade på mennesker er lav.

Ulike gatetversnitt er sammenlignet som kombinasjon av hastighet og dybde, og resultatene er gitt i *Tabell 9* og *Tabell 10* i form av flomfare for mennesker. Generelt for vurdering av egenheten til flomveger er hastigheten og dybden viktige faktorer. Det er dybden som har størst effekt på økonomiske og materielle skader, mens hastigheten har størst effekt på sikkerheten til mennesker. Sannsynligheten for skade på menneskeliv bør holdes lav, fordi det er samfunnsmessig akseptert at konsekvensen av et tappt menneskeliv er mye høyere enn skade på kjøretøy og bygninger (Skrede, 2017).

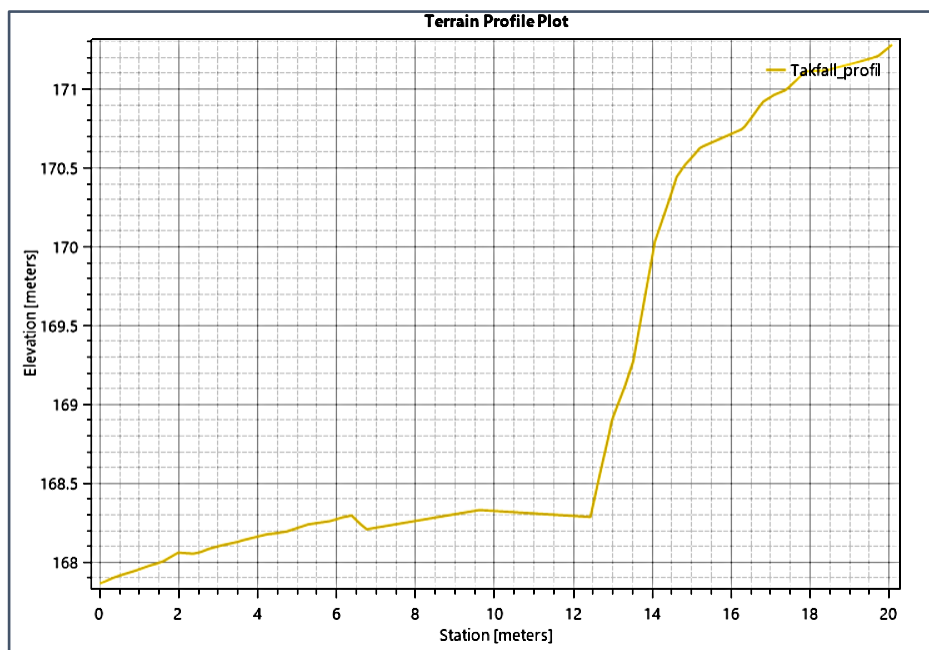
Lave verdier i flomfare vurderingen for tverrsnittene takfall og ensidig fall med 10 cm kantsteinhøyde gir svært lav flomfare for mennesker og publikum er anbefalt å vise forsiktighet. Moderat fare verdier for de fleste med V-profil hvor dybden begynner å få betydning. Der hvor dybden og hastigheten er størst er det gitt en vesentlig fare pga. tverrsnittets utforming. Gatetversnitt med 13 cm kantsteinhøyde gir større fare verdier, igjen dybden bidrar til at fare verdiene blir høye sammenlignet med et tverrsnitt av 10 cm kantsteinhøyde. Dimensjoneringen krever sannsynligheten for skade på menneskeliv holdes lav, dermed bør nesten alle tilfellene for gatetversnitt med 13 cm kantsteinhøyde vurderes nøye. Dersom en slik løsning skal velges kan det være lurt å plassere fotgjengerfelt i områder hvor strømningsarealet er stor, dette for å minimere farenivåer for fotgjengere.

Folk er ofte ikke klar over kraften i flomvann og kan bli tatt bort. Noen mennesker vil være i fare når vanddybden er bare 0,5m og hastigheten er 1m/s. Dersom hastigheten øker til 2m/s, vil

noen mennesker ikke klare å stå i en dybde av bare 0,3m, og de fleste vil ikke klare å stå når hastigheten er 2m/s (Davison et al., 2005).

5.4 HEC-RAS

Utført 2D simuleringen for overflateavrenningen med eksisterende terreng (*Figur 4.13 og Figur 4.14*) viser at dagens gatetverrsnitt i gateløpet som strekker seg fra Tormods vei via Granstuveien og Raschs vei og ender i krysset Hyggeveien/ Raschs vei ikke klarer å transportere overflatevannet. Derimot leder vegens tverrsnitt overvannet bort til nærliggende tomter og eiendommer som fører til store vandedybder og potensielle skader. Simuleringer med tverrsnitt type takfall viser at gatetverrsnittet klarer å lede overflateavrenning til en viss grad (se *Figur 4.15 og Figur 4.16*). I øvre delen av strekningen hvor underliggende terreng er nesten jevnt på begge sider av vegen og selve gatetverrsnittet ligger i midten vil mest parten av overflatevannet transporteres via gateløpet. Lengre ned i Granstuveien er endring i fallet til terrenget vesentlig som illustrert i *Figur 4.19*. Simuleringen i HEC-RAS 2D for Nordstrand har et gjentakintervall på 25 år, altså 20 mm regn i løpet av 20 min. (se *Vedlegg 6*). Derfor ved store nedbørshendelser når kapasiteten til gatetverrsnittet overstiges vil vannet følge naturlige dreneringslinjer og renne mot nærliggende private tomter.



Figur 4.19: Terreng profil lengre ned i Granstuveien(Skjermdump-HEC-RAS)

Utbygging av gateløpet med tverrsnitt type V-profil vil bidra i økt vannføringskapasitet, dette er vist i vannføringskapasitet beregningene (se *Figur 4.1*). Med økt vannføringskapasitet vil mengden transportert overvannet blir større, dermed vil en slik gatetverrsnitt avlaste utsatt området til en viss grad. Likevel viser 2D simuleringer i HEC-RAS for V-profil at overvannet vil følge naturlige dreneringslinjer når kapasiteten til tverrsnittet overstiger (se *Figur 4.17* og *Figur 4.18*). Derfor ytterligere tiltak som kan avlaste utsatt området bør vurderes slik at det ikke oppstår store vanddybder som fører til økonomiske skader på bygninger. Tiltakene kan blant annet være å vurdere gatetverrsnitt som er bredere eller ha hele tverrsnittet ligge litt dypere enn den opprinnelige, disse tiltakene vil ha størst effekt men vil også være kostbar å etablere. Her er det viktig at kostnadene ved flom veies opp mot kostnaden av etablering av flomvei.

6 Konklusjon

Planlegging av veier som flomveier krever en grundig vurdering der tverrsnittet til flomveien bør evalueres mht. vannføringskapasiteten og hvor stort oppstrøms areal veien skal håndtere. I tillegg er det viktig å sørge for at gateløp som flomvei fungerer optimalt ved tørre forhold og ved fylt tverrsnitt. Vannføringskapasitet og arealkapasitet resultatene fra oppgaven viser tydelig forskjell i hvordan endring av tverrsnitt geometrien kan bidra til økt kapasitet i både vannføring og hvor stort oppstrøms areal tverrsnittet kan håndtere. V-profil gateutforming kan lede overvannet trygt ut av utsatte områder og hindre skader på bygninger samt kjelleroversvømmelser, men det er viktig å unngå hindringer som avleder vannet. I steder der hvor det ikke er mulig å lede overvannet trygt til resipient bør alternative løsninger som overvannsledninger i lavbrekket vurderes. Slike løsninger kan være kostbar å etablere, men gir reduksjon i forventet skadepotesial.

Alle veier som bygges skal dimensjoneres for effektiv og trafikk sikker transport av gods og mennesker, derfor krever bruk av gateløp som flomvei at den dimensjoneres for minst mulig skade på mennesker. Flomfaren for mennesker er vurdert som kombinasjon av hastighet og vanddybde og faren bør vurderes nøye i kritiske punkter som lavbrekk, forsenkninger og fotgjengeroverganger. I områder med bratte bakker er det ikke anbefalt med gater som flomveier uten å vurdere sikkerhetstiltak. Der hvor det mulig er det fornuftig å plassere fotgjengerfelt på det bredeste stedet i vegstrekning, fordi strømningsarealet er større og dermed bidrar til å redusere farenivået for fotgjengere.

Simulering i HEC-RAS 2D er svært følsom for valg av nedbørsfelt, gittercelle størrelsen, tidssteget på simuleringen og underliggende terreng. Simulering resultatet av caseområdet har vist at endret gatetverrsnitt klarer å lede vann med mengden som tilsvarer vannføringskapasiteten trygt. I tillegg til tverrsnitt utformingen har både regn intensiteten og varigheten mye å si om flommengden og varigheten og vil være viktige ytelseskriterier. Der hvor kapasiteten til gatetverrsnitt ikke kan håndtere store nedbørmengder og vannet ledes inn mot private tomter bør ytterligere tiltak vurderes.

7 Referanser

Alfsen, K. H. (2001). *Klimaet er i endring*: CICERO Center for International Climate and Environmental Research - Oslo.

Arcement, G. J. & Schneider, V. R. (1989). *Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains*: UNITED STATES GOVERNMENT PRINTING OFFICE.

ASCE, American Society of Civil Engineers, Urban Water Resources Research, Council Water Environment Federation. (1992). *Design and construction of urban stormwater management systems*. Manuals and reports on engineering practice (trykt utg.), b. no. 77. New York, N.Y: American Society of Civil Engineers.

Brunner, G. W. (2016). *HEC-RAS 5.0 2D Modeling Users Manual*: US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center.

Chin, D. A., Mazumdar, A. & Roy, P. K. (2000). *Water-resources engineering*, b. 12: Prentice Hall Englewood Cliffs.

Chow, V. T. (1959). *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill civil engineering series. New York: McGraw-Hill.

City of Copenhagen. (2012). *Cloudburst Management Plan 2012*: The City of Copenhagen, Technical and Environmental Administration Copenhagen.

Davison, M., Udale-Clarke, H., Ramsbottom, D., Dyer, B., Wade, S., Dominguez, S. S., Bain, V. & Surendran, S. (2005). *Flood risk assessment guidance for new development - Phase 2 - Technical report 2*: Defra - Flood Management Division.

Fewtrell, T. J., Bates, P. D., Horritt, M. & Hunter, N. M. (2008). Evaluating the effect of scale in flood inundation modelling in urban environments. *Hydrological Processes*, 22 (26): 5107-5118. doi: 10.1002/hyp.7148.

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*, b. 2015:2. Oslo: Norsk klimaservicesenter.

Københavns Kommune, Kommune, F., HOFOR & Dreiseitl, F. F. m. b. f. R. o. A. (2013). *Konkretisering af skybrudsplan: København vest og Frederiksberg vest*. Tilgjengelig fra: <https://www.kk.dk/sites/default/files/edoc/a3228d6b-9cfc-49f2-a69b-732b073e3fce/7205c545-94b9-404e-b8b0-766643157cf9/Attachments/10635029-10553444-1.PDF> (lest 03.03.2019).

Lindholm, O., Endresen, S., Thorolfsen, S., Sægrov, S., Jakobsen, G. & Aaby, L. (2008). *Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering*. Norsk Vann rapport (trykt utg.), 9788241402982. Hamar: Norsk vann.

- NASA. (2015). *Change in global surface temperature relative to 1951-1980 average temperatures*. Tilgjengelig fra: <http://climate.nasa.gov/vital-signs/global-temperature/> (lest 04.02.2019).
- Nie, L., Lindholm, O., Lindholm, G. & Syversen, E. (2009). Impacts of climate change on urban drainage systems – a case study in Fredrikstad, Norway. *Urban Water Journal*, 6 (4): 323-332. doi: 10.1080/15730620802600924.
- NOU. (2015:16). *Overvann i byer og tettsteder 16*: Departementenes sikkerhets- og serviceorganisasjon, Informasjonsforvaltning.
- NVE. (2016). *Urbanhydrologi*. Tilgjengelig fra: <https://www.nve.no/hydrologi/urbanhydrologi/> (lest 11.02.2019).
- Oslo Kommune. (2014). *Strategi for overvannshåndtering i Oslo*: Vann- og avløpsetaten.
- Oslo Kommune. (2016). *Handlingsplanen for overvannshåndtering i Oslo kommune*: Vann- og avløpsetaten.
- Oslo Kommune. (2018). *Gate- og veiutforming for Oslo kommune*. Tilgjengelig fra: <https://www.oslo.kommune.no/getfile.php/134032/Innhold/Plan%2C%20bygg%20og%20eiendom/Byggesaksveiledere%2C%20normer%20og%20skjemaer/Gatenormal%20og%20normmark/Gate-%20og%20veinormaler/Gate-%20og%20veiutforming%20for%20Oslo%20kommune.pdf> (lest 01.02.2019).
- Praskievicz, S. & Chang, H. (2009). A review of hydrological modelling of basin-scale climate change and urban development impacts. *Progress in Physical Geography*, 33 (5): 650-671.
- Quiroga, V. M., Kure, S., Udo, K. & Mano, A. (2016). Application of 2D numerical simulation for the analysis of the February 2014 Bolivian Amazonia flood: Application of the new HEC-RAS version 5. *Ribagua-Revista Iberoamericana Del Agua*, 3 (1): 25-33. doi: 10.1016/j.riba.2015.12.001.
- Ratnavel, S., Stohne, E. & Garås, O. S. (2017). *Utredningsrapport for kartlegging av flomveier i Nordstrandskråningen*: Vann- og avløpsetaten
- Skrede, T. I. (2017). *Gate dimensjonert som trygg flomveg under ekstremvær*: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Statens Vegvesen. (2014). *Vegbygging. Håndbok N200*: Oslo: Vegdirektoratet.
- Stocker, T. (2014). *Climate change 2013: the physical science basis: Working Group I contribution to the Fifth assessment report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*: Cambridge University Press.
- Sæterbø, E., Hoseth, K. A., Fergus, T. & Norges vassdrags- og, e. (2010). *Vassdragshåndboka : håndbok i vassdragsteknikk*. Ny rev. utg. utg. Trondheim: Tapir akademisk forl.

UCAR, U. C. f. A. R. *Radiation Budget Diagram for Earth's Atmosphere*. Tilgjengelig fra: <https://scied.ucar.edu/radiation-budget-diagram-earth-atmosphere> (lest 04.02.2019).

United Nations. (2014). *World Urbanization Prospects: The 2014 Revision-Highlights*, 9210568095: UN.

Villarreal, E. L. & Bengtsson, A. (2004). Inner city stormwater control using a combination of best management practices. *Ecological Engineering*, 22 (4-5): 279-298. doi: 10.1016/j.ecoleng.2004.06.007.

Ødegaard, H., Norheim, B. & Norsk Vann, B. A. (2014). *Vann- og avløpsteknikk. 2.* utg. utg. VA-teknikk. Hamar: Norsk Vann.

8 Vedlegg

Vedlegg 1: Beregning av vannføringskapasitet - kantsteinhøyde 10 cm og $S_0 = 3 \%$

Oversikt over geometrien og vannføring av tverrsnitt med takfall

Takfall	$n = 0,016, S_x = 2 \%$ og $H = 0,1 m$				$n = 0,016, S_x = 3 \%$ og $H = 0,1 m$			
	Vegbredde $L, (m)$	Areal $A, (m^2)$	Omkrets $P, (m)$	Hydraulisk radius $R, (m)$	Vannføring $Q, (m^3/s)$	Areal $A, (m^2)$	Omkrets $P, (m)$	Hydraulisk radius $R, (m)$
5,50	0.399	5.701	0.070	0.733	0.323	5.702	0.057	0.516
6,00	0.420	6.201	0.068	0.755	0.330	6.203	0.053	0.505
10,00	0.500	6.869	0.073	0.944	0.333	6.869	0.049	0.480

Oversikt over geometrien og vannføring av tverrsnitt med ensidig fall

Ensidig-fall	$n = 0,016, S_x = 2 \%$ og $H = 0,1 m$				$n = 0,016, S_x = 3 \%$ og $H = 0,1 m$			
	Vegbredde $L, (m)$	Areal $A, (m^2)$	Omkrets $P, (m)$	Hydraulisk radius $R, (m)$	Vannføring $Q, (m^3/s)$	Areal $A, (m^2)$	Omkrets $P, (m)$	Hydraulisk radius $R, (m)$
5,50	0.250	5.101	0.049	0.362	0.167	3.435	0.049	0.240
6,00	0.250	5.101	0.049	0.362	0.167	3.435	0.049	0.240
10,00	0.250	5.101	0.049	0.362	0.167	3.435	0.049	0.240

Oversikt over geometrien og vannføring av tverrsnitt med V-profil

V-profil	$n = 0,016, S_x = 2 \%$ og $H = 0,1 m$				$n = 0,016, S_x = 3 \%$ og $H = 0,1 m$			
	Vegbredde $L, (m)$	Areal $A, (m^2)$	Omkrets $P, (m)$	Hydraulisk radius $R, (m)$	Vannføring $Q, (m^3/s)$	Areal $A, (m^2)$	Omkrets $P, (m)$	Hydraulisk radius $R, (m)$
5,50	0.701	5.701	0.123	1.878	0.777	5.702	0.136	2.227
6,00	0.780	6.201	0.126	2.120	0.870	6.203	0.140	2.542
10,00	1.500	10.202	0.147	4.523	1.750	10.204	0.171	5.848

Vedlegg 2: Beregning av vannføringskapasitet - kantsteinhøyde 13 cm og $S_0 = 3 \%$

Oversikt over geometrien og vannføring av tverrsnitt med takfall

Takfall	$n = 0,016$, $S_x = 2 \%$ og $H = 0,13$ m				$n = 0,016$, $S_x = 3 \%$ og $H = 0,13$ m			
Vegbredde L, (m)	Areal A, (m²)	Omkrets P, (m)	Hydraulisk radius R, (m)	Vannføring Q, (m³/s)	Areal A, (m²)	Omkrets P, (m)	Hydraulisk radius R, (m)	Vannføring Q, (m³/s)
5,50	0.564	5.761	0.098	1.296	0.488	5.762	0.085	1.019
6,00	0.600	6.261	0.096	1.360	0.510	6.263	0.081	1.037
10,00	0.650	6.929	0.094	1.453	0.433	6.929	0.063	0.739

Oversikt over geometrien og vannføring av tverrsnitt med ensidig fall

Ensidig-fall	$n = 0,016$, $S_x = 2 \%$ og $H = 0,13$ m				$n = 0,016$, $S_x = 3 \%$ og $H = 0,13$ m			
Vegbredde L, (m)	Areal A, (m²)	Omkrets P, (m)	Hydraulisk radius R, (m)	Vannføring Q, (m³/s)	Areal A, (m²)	Omkrets P, (m)	Hydraulisk radius R, (m)	Vannføring Q, (m³/s)
5,50	0.423	5.131	0.082	0.866	0.282	3.465	0.081	0.572
6,00	0.423	5.131	0.082	0.866	0.282	3.465	0.081	0.572
10,00	0.423	5.131	0.082	0.866	0.282	3.465	0.081	0.572

Oversikt over geometrien og vannføring av tverrsnitt med V-profil

V-profil	$n = 0,016$, $S_x = 2 \%$ og $H = 0,13$ m				$n = 0,016$, $S_x = 3 \%$ og $H = 0,13$ m			
Vegbredde L, (m)	Areal A, (m²)	Omkrets P, (m)	Hydraulisk radius R, (m)	Vannføring Q, (m³/s)	Areal A, (m²)	Omkrets P, (m)	Hydraulisk radius R, (m)	Vannføring Q, (m³/s)
5,50	0.866	5.761	0.150	2.652	0.942	5.762	0.163	3.048
6,00	0.960	6.261	0.153	2.977	1.050	6.263	0.168	3.456
10,00	1.800	10.262	0.175	6.106	2.050	10.264	0.200	7.582

Vedlegg 3: Beregning av vannføringskapasitet med Mannings formel fra ASCE

Kantsteinhøyde 10 cm og $S_0 = 3 \%$

Oversikt over geometrien og vannføring av tverrsnitt med takfall

Takfall	$n = 0,016$, $S_x = 2 \%$ og $H = 0,1$ m		$n = 0,016$, $S_x = 3 \%$ og $H = 0,1$ m	
Vegbredde L , (m)	Lengdefall S_0 (%)	Vannføring Q , (m^3/s)	Lengdefall S_0 (%)	Vannføring Q , (m^3/s)
5,50	3.00	0.771	3.00	0.577
6,00	3.00	0.799	3.00	0.582
10,00	3.00	0.875	3.00	0.583

Oversikt over geometrien og vannføring av tverrsnitt med ensidig fall

Ensidig fall	$n = 0,016$, $S_x = 2 \%$ og $H = 0,1$ m		$n = 0,016$, $S_x = 3 \%$ og $H = 0,1$ m	
Vegbredde L , (m)	Lengdefall S_0 (%)	Vannføring Q , (m^3/s)	Lengdefall S_0 (%)	Vannføring Q , (m^3/s)
5,50	3.00	0.437	3.00	0.292
6,00	3.00	0.437	3.00	0.292
10,00	3.00	0.437	3.00	0.292

Oversikt over geometrien og vannføring av tverrsnitt med V-profil

V-profil	$n = 0,016$, $S_x = 3 \%$ og $H = 0,1$ m		$n = 0,016$, $S_x = 2 \%$ og $H = 0,1$ m	
Vegbredde L , (m)	Lengdefall S_0 (%)	Vannføring Q , (m^3/s)	Lengdefall S_0 (%)	Vannføring Q , (m^3/s)
5,50	3.00	2.317	3.00	1.940
6,00	3.00	2.646	3.00	2.188
10,00	3.00	6.129	3.00	4.679

Vedlegg 4: Beregning av vannføringskapasitet med Mannings formel fra ASCE

Kantsteinhøyde 13 cm og $S_0 = 3 \%$

Oversikt over geometrien og vannføring av tverrsnitt med takfall

Takfall	$n = 0,016$, $S_x = 2 \%$ og $H = 0,13$ m		$n = 0,016$, $S_x = 3 \%$ og $H = 0,13$ m	
Vegbredde L, (m)	Lengdefall S_0 (%)	Vannføring Q, (m^3/s)	Lengdefall S_0 (%)	Vannføring Q, (m^3/s)
5,50	3.00	1.354	3.00	1.094
6,00	3.00	1.423	3.00	1.123
10,00	3.00	1.761	3.00	1.174

Oversikt over geometrien og vannføring av tverrsnitt med ensidig fall

Ensidig fall	$n = 0,016$, $S_x = 2 \%$ og $H = 0,13$ m		$n = 0,016$, $S_x = 3 \%$ og $H = 0,13$ m	
Vegbredde L, (m)	Lengdefall S_0 (%)	Vannføring Q, (m^3/s)	Lengdefall S_0 (%)	Vannføring Q, (m^3/s)
5,50	3.00	0.880	3.00	0.587
6,00	3.00	0.880	3.00	0.587
10,00	3.00	0.880	3.00	0.587

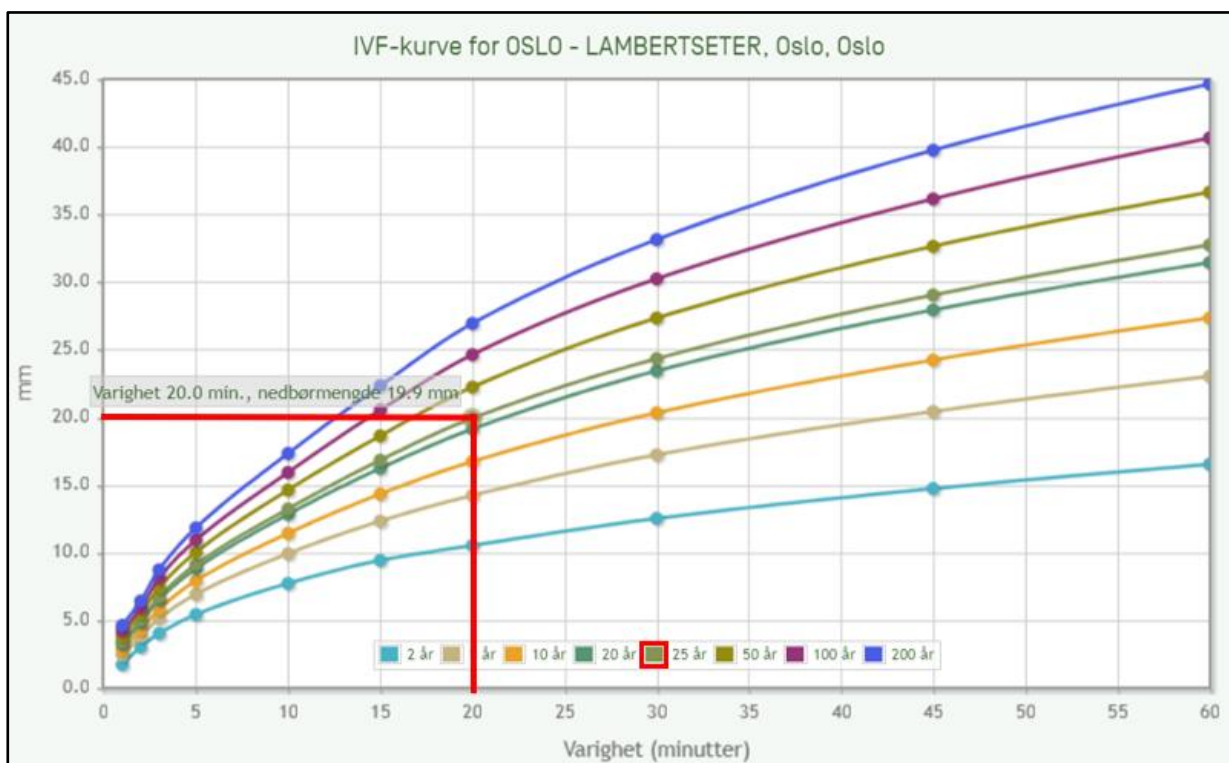
Oversikt over geometrien og vannføring av tverrsnitt med V-profil

V-profil	$n = 0,016$, $S_x = 3 \%$ og $H = 0,13$ m		$n = 0,016$, $S_x = 2 \%$ og $H = 0,13$ m	
Vegbredde L, (m)	Lengdefall S_0 (%)	Vannføring Q, (m^3/s)	Lengdefall S_0 (%)	Vannføring Q, (m^3/s)
5,50	3.00	3.178	3.00	2.750
6,00	3.00	3.600	3.00	3.083
10,00	3.00	7.907	3.00	6.301

Vedlegg 5: IVF-kurve for Oslo -Blindern målestasjon, varighet på 10 min og returperiode på 200 år

Returverdi for nedbør [l/(s*ha)]										
RETURPERIODE (ÅR)	VARIGHET (MINUTTER)									
	1	2	3	5	10	15	20	30	45	60
2	293.0	247.4	224.0	187.8	140.0	114.2	98.4	78.0	60.3	49.1
5	372.7	321.0	292.6	251.0	187.8	156.9	136.8	108.7	85.7	69.6
10	425.4	369.7	338.1	292.8	219.4	185.3	162.2	129.0	102.5	83.2
20	476.0	416.4	381.7	332.9	249.7	212.4	186.5	148.5	118.6	96.3
25	492.1	431.3	395.5	345.6	259.4	221.0	194.3	154.7	123.7	100.4
50	541.5	476.9	438.1	384.8	289.0	247.6	218.1	173.7	139.5	113.2
100	590.6	522.3	480.4	423.7	318.5	273.9	241.7	192.6	155.1	125.8
200	639.6	567.5	522.7	462.5	347.9	300.2	265.3	211.5	170.7	138.5

Vedlegg 6: IVF-kurve for Lambertseter målestasjon, varighet på 20 min og nedbør på 20 mm



Vedlegg 7: Areal kapasitet beregning, kantsteinhøyde 10 cm og $S_0 = 3 \%$

Oversikt over geometrien og areal kapasitet av tverrsnitt med takfall

Takfall	C = 0,95 , $S_x = 2 \%$ og $H = 0,10 \text{ m}$			C = 0,95 , $S_x = 3 \%$ og $H = 0,10 \text{ m}$		
Vegbredde L, (m)	Vannføring Q, (m³/s)	Intensitet I/(s*ha)	Areal A, (ha.)	Vannføring Q, (m³/s)	Intensitet I/(s*ha)	Areal A, (ha.)
5,50	0.73	347.90	2.22	0.52	347.90	1.56
6,00	0.76	347.90	2.29	0.51	347.90	1.53
10,00	0.94	347.90	2.86	0.48	347.90	1.45

Oversikt over geometrien og areal kapasitet av tverrsnitt med ensidig fall

Ensidig fall	C = 0,95 , $S_x = 2 \%$ og $H = 0,10 \text{ m}$			C = 0,95 , $S_x = 3 \%$ og $H = 0,10 \text{ m}$		
Vegbredde L, (m)	Vannføring Q, (m³/s)	Intensitet I/(s*ha)	Areal A, (ha.)	Vannføring Q, (m³/s)	Intensitet I/(s*ha)	Areal A, (ha.)
5,50	0.36	347.90	1.10	0.24	347.90	0.73
6,00	0.36	347.90	1.10	0.24	347.90	0.73
10,00	0.36	347.90	1.10	0.24	347.90	0.73

Oversikt over geometrien og areal kapasitet av tverrsnitt med V-profil

V-profil	C = 0,95 , $S_x = 2 \%$ og $H = 0,10 \text{ m}$			C = 0,95 , $S_x = 3 \%$ og $H = 0,10 \text{ m}$		
Vegbredde L, (m)	Vannføring Q, (m³/s)	Intensitet I/(s*ha)	Areal A, (ha.)	Vannføring Q, (m³/s)	Intensitet I/(s*ha)	Areal A, (ha.)
5,50	1.88	347.90	5.68	2.23	347.90	6.74
6,00	2.12	347.90	6.41	2.54	347.90	7.69
10,00	4.52	347.90	13.69	5.85	347.90	17.69

Vedlegg 8: Areal kapasitet beregning, kantsteinhøyde 13 cm og $S_0 = 3 \%$

Oversikt over geometrien og areal kapasitet av tverrsnitt med takfall

Takfall	C = 0,95 , $S_x = 2 \%$ og $H = 0,13 \text{ m}$			C = 0,95 , $S_x = 3 \%$ og $H = 0,13 \text{ m}$		
Vegbredde L, (m)	Vannføring Q, (m³/s)	Intensitet I/(s*ha)	Areal A, (ha.)	Vannføring Q, (m³/s)	Intensitet I/(s*ha)	Areal A, (ha.)
5,50	1.30	347.90	3.92	1.02	347.90	3.08
6,00	1.36	347.90	4.12	1.04	347.90	3.14
10,00	1.45	347.90	4.40	0.74	347.90	2.24

Oversikt over geometrien og areal kapasitet av tverrsnitt med ensidig fall

Ensidig fall	C = 0,95 , $S_x = 2 \%$ og $H = 0,13 \text{ m}$			C = 0,95 , $S_x = 3 \%$ og $H = 0,13 \text{ m}$		
Vegbredde L, (m)	Vannføring Q, (m³/s)	Intensitet I/(s*ha)	Areal A, (ha.)	Vannføring Q, (m³/s)	Intensitet I/(s*ha)	Areal A, (ha.)
5,50	0.87	347.90	2.62	0.57	347.90	1.73
6,00	0.87	347.90	2.62	0.57	347.90	1.73
10,00	0.87	347.90	2.62	0.57	347.90	1.73

Oversikt over geometrien og areal kapasitet av tverrsnitt med V-profil

V-profil	C = 0,95 , $S_x = 2 \%$ og $H = 0,13 \text{ m}$			C = 0,95 , $S_x = 3 \%$ og $H = 0,13 \text{ m}$		
Vegbredde L, (m)	Vannføring Q, (m³/s)	Intensitet I/(s*ha)	Areal A, (ha.)	Vannføring Q, (m³/s)	Intensitet I/(s*ha)	Areal A, (ha.)
5,50	2.65	347.90	8.02	3.05	347.90	9.22
6,00	2.98	347.90	9.01	3.46	347.90	10.46
10,00	6.11	347.90	18.47	7.58	347.90	22.94

Vedlegg 9: Flomfare vurdering beregninger

Flomfare vurdering av fylt tverrsnitt med takfall, kantsteinhøyde 10 cm og $S_0 = 3 \%$

Takfall	C = 0,95 , $S_x = 2 \%$			C = 0,95 , $S_x = 3 \%$		
	Hastighet <i>L, (m)</i> (m/s)	Dybde (m)	Flomfare vurdering	Hastighet (m/s)	Dybde (m)	Flomfare vurdering
5,50	1.84	0.10	0.73	1.60	0.10	0.71
6,00	1.80	0.10	0.73	1.53	0.10	0.70
10,00	1.89	0.10	0.74	1.44	0.10	0.69

Flomfare vurdering av fylt tverrsnitt med ensidig fall, kantsteinhøyde 10 cm og $S_0 = 3 \%$

Ensidig fall	C = 0,95 , $S_x = 2 \%$			C = 0,95 , $S_x = 3 \%$		
	Hastighet <i>L, (m)</i> (m/s)	Dybde (m)	Flomfare vurdering	Hastighet (m/s)	Dybde (m)	Flomfare vurdering
5,50	1.45	0.10	0.69	1.44	0.10	0.69
6,00	1.45	0.10	0.69	1.44	0.10	0.69
10,00	1.45	0.10	0.69	1.44	0.10	0.69

Flomfare vurdering av fylt tverrsnitt med V-profil, kantsteinhøyde 10 cm og $S_0 = 3 \%$

V-profil	C = 0,95 , $S_x = 2 \%$			C = 0,95 , $S_x = 3 \%$		
	Hastighet <i>L, (m)</i> (m/s)	Dybde (m)	Flomfare vurdering	Hastighet (m/s)	Dybde (m)	Flomfare vurdering
5,50	2.68	0.16	0.99	2.87	0.18	1.11
6,00	2.72	0.16	1.01	2.92	0.19	1.15
10,00	3.02	0.20	1.20	3.34	0.25	1.46

Vedlegg 10: Flomfare vurdering beregninger

Flomfare vurdering av fylt tverrsnitt med takfall, kantsteinhøyde 13 cm og $S_0 = 3 \%$

Takfall	C = 0,95 , $S_x = 2 \%$			C = 0,95 , $S_x = 3 \%$		
Vegbredde L, (m)	Hastighet (m/s)	Dybde (m)	Flomfare vurdering	Hastighet (m/s)	Dybde (m)	Flomfare vurdering
5,50	2.30	0.13	0.86	2.09	0.13	0.84
6,00	2.27	0.13	0.86	2.03	0.13	0.83
10,00	2.23	0.13	0.86	1.71	0.13	0.79

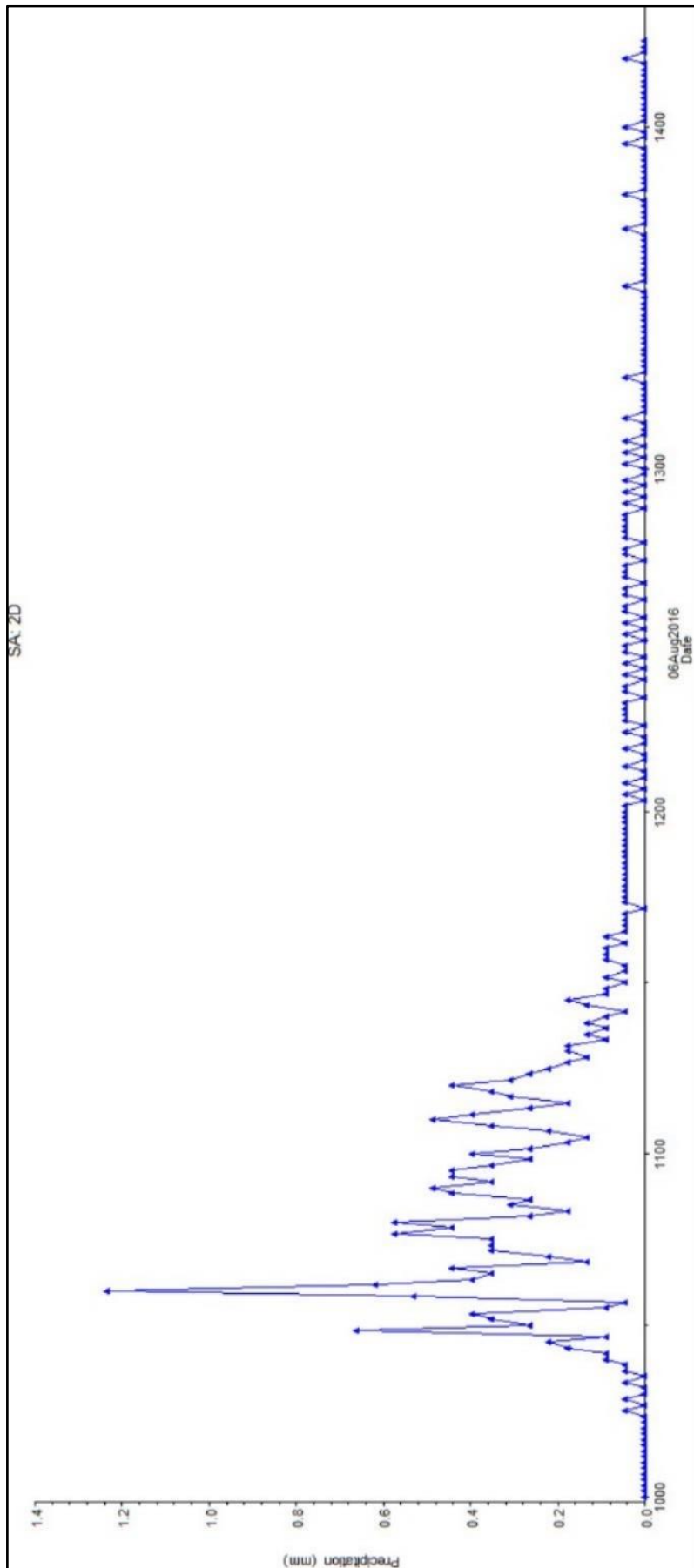
Flomfare vurdering av fylt tverrsnitt med ensidig fall, kantsteinhøyde 13 cm og $S_0 = 3 \%$

Ensidig fall	C = 0,95 , $S_x = 2 \%$			C = 0,95 , $S_x = 3 \%$		
Vegbredde L, (m)	Hastighet (m/s)	Dybde (m)	Flomfare vurdering	Hastighet (m/s)	Dybde (m)	Flomfare vurdering
5,50	2.05	0.13	0.83	2.03	0.13	0.83
6,00	2.05	0.13	0.83	2.03	0.13	0.83
10,00	2.05	0.13	0.83	2.03	0.13	0.83

Flomfare vurdering av fylt tverrsnitt med V-profil, kantsteinhøyde 13 cm og $S_0 = 3 \%$

V-profil	C = 0,95 , $S_x = 2 \%$			C = 0,95 , $S_x = 3 \%$		
Vegbredde L, (m)	Hastighet (m/s)	Dybde (m)	Flomfare vurdering	Hastighet (m/s)	Dybde (m)	Flomfare vurdering
5,50	3.06	0.19	1.16	3.24	0.21	1.29
6,00	3.10	0.19	1.18	3.29	0.22	1.33
10,00	3.39	0.23	1.40	3.70	0.28	2.18

Vedlegg 11: Registrert nedbør for 6. aug. 2016 kl. 10:00 - kl. 14:15, tidssteg 1 min.





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

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway