

Evaluering av overvannshåndteringen ved Urriðavatn, Island

Simen Vammervold

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Sveinn T Thorolfsson, IVM

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for vann- og miljøteknikk

Sammendrag

Denne masteroppgaven handler om å evaluere overvannshåndteringen ved næringsparken Kaup­tún på Island i utkanten av Reykjavik. Programvaren MIKE URBAN fra DHI er benyttet til å modellere avrenning for å undersøke om feltet kan være over- eller underdimensjonert. Overvannshåndteringen på området baserer seg i stor grad på blågrønne løsninger, hvor gressklede vannveger (swales) er et sentralt tiltak. Oppgaven bygger på en prosjektoppgave skrevet høsten 2014, hvor det ble foretatt en litteraturstudie av området i tillegg til å bli kjent med MIKE URBAN.

På Island benyttes i dag IVF-kurver som er konstruert ved hjelp av M5-metoden, og korttidsnedbørsmålinger utføres i liten grad. Noen mener at M5-metoden er uegnet til små urbane områder. Dermed kan det stilles spørsmål om IVF-kurven for Kaup­tún angir representative verdier. Det er anskaffet korttidsnedbørsdata fra Reykjavik for å undersøke om dette stemmer, hvor dataene er sammenlignet med IVF-kurven for Kaup­tún. Analysen tyder på at hypotesen kan stemme, men dette er usikkert ettersom de anskaffede dataene bare dekker tre år. I samråd med veileder ble det besluttet å undersøke om en IVF-kurve for en by på Norskekysten kan benyttes i stedet. Dette resulterte i at Kristiansund ble valgt. Den gir sannsynligvis noe høyere nedbørsintensiteter enn det som er tilfelle for Kaup­tún.

Det er blitt etablert en modell av området i MIKE URBAN på grunnlag av innhentede data og kartmateriale. Fem simuleringer ble utført for å undersøke feltets oppførsel ved ulike forutsetninger hvor IVF-kurver fra Kaup­tún og Kristiansund. Simuleringene etterligner blant annet sommersituasjon med mettet bakke og vintersituasjon med snøsmelting hvor 95 % av arealet er definert som impermeable flater hvor IVF-kurven for Kristiansund er benyttet. Det er valgt en returperiode på 20 år, da Norsk vann anbefaler å dimensjonere næringsområder for dette gjentakintervallet.

Resultatene tyder på at systemet er robust for sommersituasjoner når infiltrasjon foregår og swales er operative. Vannstanden steg aldri høyere enn om lag 40 cm over topp rør for denne simuleringen. Vintersimuleringen resulterte i stående vann på overflaten ved 49 av totalt 117 noder. Sett i lys av at IVF-kurven for Kristiansund er benyttet og at 95 % av arealet er impermeabelt, er det ingen ting som tyder på at systemet er underdimensjonert. Trygge flomveger er dessuten i stor grad ivaretatt i form av swales. Sommersimuleringen (umettet bakke) resulterte i en maksimal vannføring ut av feltet på $Q_{max} = 430 \text{ l/s}$, mens vintersimuleringen med 95 % impermeable flater resulterte i en maksimal vannføring på $Q_{max} = 601 \text{ l/s}$, som tilsvarer en økning på 39,8 %.

Sensitivitetsanalyser av sentrale parametre som hydraulisk konduktivitet, manningstall, helning, feltbredde og dybde på swale er blitt utført. Det ble fastslått at resultatene i stor grad avhenger av infiltrasjonsparametrene grunnet den utstrakte bruken av naturlig infiltrasjon på området i form av swales. Modellen er blitt verifisert ved å benytte Den rasjonelle metode. For vintersimuleringen ble det registrert en differanse på 23,9% mellom modellen og Den rasjonelle metode, mens differansen var mindre for de øvrige simuleringene. Den høye differansen på vintersimuleringen skyldes blant annet snøsmelting, som det ikke er tatt hensyn til i Den rasjonelle metode.

Dersom Garðabær kommune ønsker å fastslå med sikkerhet om systemet er tilstrekkelig dimensjonert må det anskaffes gode korttidsnedbørsdata med oppløsning på ned mot ett minutt. Deretter må det konstrueres IVF-kurver basert på disse, både for etterevaluering av eksisterende anlegg samt dimensjonering av nye anlegg i kommunen. I tillegg må enkelte modellparametre fastsettes med større nøyaktighet, hvorav infiltrasjonsparametrene er viktigst.

Abstract

This master thesis is evaluating the storm water system at Kauptún, a retail park in Iceland. The software MIKE URBAN by DHI are used to model storm water runoff to find out if the system might be over dimensioned or under dimensioned. Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS) are widely used, where swales are the most important one. The thesis is partly based on a project work written during Fall 2014, where a literature study of the area was conducted, in addition to get familiar to MIKE URBAN.

Today IDF curves based on the M5 method are used in Iceland, and short time precipitation measurements are not common yet. However, some says that the M5 method are not to be used for small, urban areas. This raises a question if the IDF curve for Kauptún provides reliable values. There are acquired short time precipitation data from Reykjavik to analyze whether this hypothesis might be true, where the data are being compared to the IDF curve from Kauptún. The analysis shows that the hypothesis might be true, but the analysis are unsure as the data only consists of three years. In consultation with the supervisor, it was decided to examine whether a IDF curve from a city along the Norwegian coast could be used for Kauptún instead. Kristiansund was selected. The IDF curve of Kristiansund probably provides somewhat higher precipitation intensity than what is present at Kauptún.

It has been established a model of Kauptún in MIKE URBAN based on the acquired data and digital maps. Five simulations were performed to investigate the behavior of the system at various conditions where IDF curves from both Kauptún and Kristiansund where used. Among these situations where a summer simulation with saturated ground, and winter situation with frozen ground including snowmelt. The IDF curve for Kristiansund where used for both of these with a return period of 20 years, as Norsk vann (Norwegian water association) recommend this criteria for industrial areas.

The results indicate that the system is robust during summer situations when infiltration takes place and swales are operational. The water level never exceeded 40 *cm* above the top of the storm water pipe for this simulation. The winter simulation resulted in surface water at 49 of 117 nodes. On the background of the choise of the IDF curve for Kristiansund where used, and that 95 % of the area is impermeable, there is nothing that indicated that the system is undersized. Swales are expected to function well as flood diversion channels. The unsaturated summer situation resulted in a maximum flow out of the field of $Q_{max} = 430 \text{ l/s}$, while the winter simulation resulted in a maximum flow of $Q_{max} = 601 \text{ l/s}$, which represents an increase of 39,8 %.

Sensitivity analyzes of key parameters such as conductivity, Manning coefficients, field slope, field width and depth of swales has been conducted. It was found that the results largely depends on infiltration parameters due to the extensive use of natural infiltration in terms of swales. The model has been verified using the rational method. For the winter simulation it was registered a difference of 23,9 % between the model and the rational method, while the difference was less for the remaining simulations. The high difference during the winter simualtion are partly due to snowmelt, which have not been included in the rational method.

If Garðabær municipality wants to determine with certainty whether the system is adequate dimensioned it must be acquired short-term precipitation data with a resolution down to one minute. IDF curves needs to be constructed based on these, both for evaluation of existing storm water systems and design of new facilities in the municipality. In addition, certain model parameters needs to be determined with greater accuracy, where the infiltration parameters are the most important ones.

Forord

Dette er en masteroppgave levert til Institutt for vann- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Den er skrevet av forfatteren under veiledelse av Førsteamanuensis Sveinn T. Thorolfsson våren 2015. Masteroppgaven er en del av masterstudiet Bygg- og miljøteknikk på NTNU hvor jeg har valgt spesialisering innen Vann- og avløpsteknikk. Oppgaven utgjør innleveringen min i faget TVM4905 VA-Teknikk, som tilsvarer 30 studiepoeng. Oppgaven er skrevet med tanke på at leseren har kompetanse på studentnivå innen VA-teknikk og overvannshåndtering.

Den viktigste grunnen til at jeg har valgt dette temaet og denne problemstillingen er det økende behovet for å utvikle nye løsninger og tenke nytt innen overvannshåndteringen, drevet av urbaniseringen og klimaendringene. Min veileder har over lengre tid belyst dette behovet, og da spesielt bruken av blågrønne løsninger på en inspirerende måte som har gjort at min interesse for feltet bare har vokst gjennom hele prosessen.

Jeg vil takke DHI i Trondheim ved Tomas Eidsmo for at jeg har fått tilgang til studentlisens for MIKE URBAN. Jeg vil takke Eysteinn Haraldsson, Reynir Sævarsson, Þráinn Hauksson, Íris Þórarinsdóttir, Þórunna Pálsdóttir, Elín Björk Jónasdóttir, Pétur Vilberg Guðnason og Árni Hjartarson for å ha gitt meg relevant materiale og annen nyttig informasjon. Jeg vil også takke Halldóra Hreggviðsdóttir fra Alta ehf på Island. Hun har vært en støttende part med mye kjennskap til området. Jeg vil takke alle medstudenter på Verkstedloftet for å ha gjort skriveprosessen hyggelig fra dag én. Til slutt vil jeg takke veilederen min Sveinn T. Thorolfsson for glimrende støtte, faglig input og konstruktive tilbakemeldinger gjennom hele perioden.



Simen Vammervold
10. juni 2015

Innhold

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | Innledning | 1 |
| 1.1 | Bakgrunn | 1 |
| 1.2 | Problemstilling | 1 |
| 1.3 | Avgrensninger | 2 |
| 1.4 | Disposisjon for oppgaven | 3 |
| 2 | Urbanhydrologi | 5 |
| 2.1 | Urbanhydrologiske konsekvenser av økt urbanisering | 5 |
| 2.2 | SUDS - Sustainable Urban Drainage Systems | 6 |
| 2.3 | Noen eksempler på SUDS-tiltak | 8 |
| 2.3.1 | Grønne tak | 8 |
| 2.3.2 | Swales | 8 |
| 2.3.3 | Fordrøynings- og sedimenteringsdammer | 10 |
| 2.4 | Konsekvenser som følge av økt bruk av SUDS | 10 |
| 3 | Orientering om Urriðavatn, Urriðaholt og Kaupún | 11 |
| 3.1 | Urriðavatn | 12 |
| 3.2 | Urriðaholt | 14 |
| 3.3 | Kaupún | 16 |
| 3.4 | Endringer underveis i prosjektet | 18 |
| 3.5 | Erfaringer fra området | 21 |
| 3.6 | Sentrale kilder | 21 |
| 4 | Klima | 23 |
| 4.1 | Temperatur | 24 |
| 4.2 | Nedbør | 25 |
| 4.3 | M5-metoden | 27 |
| 4.4 | Valg av IVF-kurve til bruk i oppgaven | 29 |
| 4.5 | Analyse av nedbørstrender | 34 |
| 5 | Metode | 35 |
| 5.1 | Hva er en avrenningsmodell? | 35 |
| 5.2 | Hvorfor er MIKE URBAN med SWMM valgt i denne oppgaven? | 35 |
| 5.3 | Modellparametre i MIKE URBAN | 36 |
| 5.3.1 | Nedbørsfelt | 36 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 5.3.2 | Routing | 38 |
| 5.3.3 | Infiltrasjon | 39 |
| 5.3.4 | Noder | 42 |
| 5.3.5 | Ledninger | 43 |
| 5.3.6 | Fordamping | 44 |
| 5.3.7 | Dynamisk bølge | 44 |
| 5.3.8 | Blågrønne løsninger (LID) | 45 |
| 5.3.9 | Snøsmelting | 47 |
| 5.4 | Valg av dimensjonerende nedbørhendelser | 48 |
| 6 | Simuleringer | 51 |
| 6.1 | Oversikt | 51 |
| 6.1.1 | Simulering 1: IVF-kurve: Kauptún, returperiode: 10 år. Sommersituasjon, umettet | 52 |
| 6.1.2 | Simulering 2: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Sommersituasjon, umettet | 53 |
| 6.1.3 | Simulering 3: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Sommersituasjon, mettet | 54 |
| 6.1.4 | Simulering 4: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Vintersituasjon med snøsmelting og 95% impermeable flater | 55 |
| 6.1.5 | Simulering 5: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 50 år. Sommersituasjon, umettet | 56 |
| 7 | Resultater | 57 |
| 7.1 | Forklaring til resultatene | 57 |
| 7.2 | Resultater | 60 |
| 7.2.1 | Simulering 1: IVF-kurve: Kauptún, returperiode: 10 år. Sommersituasjon, umettet | 60 |
| 7.2.2 | Simulering 2: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Sommersituasjon, umettet | 64 |
| 7.2.3 | Simulering 3: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Sommersituasjon, mettet | 68 |
| 7.2.4 | Simulering 4: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Vintersituasjon med snøsmelting og 95% impermeable flater | 72 |
| 7.2.5 | Simulering 5: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 50 år. Sommersituasjon, umettet | 76 |
| 8 | Diskusjon | 81 |
| 8.1 | Betraktninger rundt IVF-kurver som bygger på døgnnedbør (M5-metoden) | 81 |
| 8.2 | Usikkerhet ved analyse av innhentet korttidsnedbør | 81 |
| 8.3 | Usikkerhet knyttet til input-parametre i MIKE URBAN | 81 |
| 8.4 | Diskusjon rundt resultatene | 82 |
| 8.5 | Verifisering av modellen ved bruk av den rasjonelle metode | 84 |
| 8.6 | Sensitivitetsanalyser | 86 |
| 8.6.1 | Infiltrasjonsparametre | 87 |
| 8.6.2 | Mannings friksjonsfaktor for overflater | 90 |
| 8.6.3 | Karakteristisk feltbredde (<i>Width</i>) | 91 |

| | | |
|-----------|---------------------------------------|------------|
| 8.6.4 | Helning (<i>I</i>) | 93 |
| 8.6.5 | Dybde på swale (<i>D</i>) | 94 |
| 8.6.6 | Betydningen av swales | 95 |
| 9 | Konklusjon | 97 |
| 10 | Videre arbeid | 99 |
| | Referanser | 99 |
| | Vedlegg | 103 |

Tabeller

| | | |
|------|--|----|
| 2.1 | Bærekraftige overvannsløsninger med eksempler. (Stahre 2004) | 7 |
| 3.1 | Avrenningskoeffisienter, Urriðaholt. Kilde: COWI (Aasen et al. 2006). | 15 |
| 4.1 | Årsnedbør for Reykjavik, Vífilstadir, Trondheim, Ålesund og Kristiansund. Kilder: <i>www.worldclimate.com</i> , Jónsson, T. (1986), Store norske leksikon (2015) og Kristiansund kommune (2012). | 25 |
| 4.2 | Sammenligning av IVF-kurver for Kauptún, Ålesund og Kristiansund. (Aasen et al. 2005) og <i>www.eklima.no</i> | 31 |
| 4.3 | Sammenligning av korttidsnedbørsdata fra målestasjon 7475 - Reykjavik og IVF-kurve for Kauptún (Figur 4.6). | 32 |
| 7.1 | Oppsummering av Simulering 1 | 60 |
| 7.2 | Gjennomsnittlig og maksimal vannføring ved utløp for Simulering 1 | 61 |
| 7.3 | Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt for Simulering 1 | 61 |
| 7.4 | Oppsummering av Simulering 2 | 64 |
| 7.5 | Gjennomsnittlig og maksimal vannføring ved utløp for Simulering 2 | 65 |
| 7.6 | Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt for Simulering 2 | 65 |
| 7.7 | Oppsummering av Simulering 3 | 68 |
| 7.8 | Gjennomsnittlig og maksimal vannføring ved utløp for Simulering 3 | 69 |
| 7.9 | Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt for Simulering 3 | 69 |
| 7.10 | Oppsummering av Simulering 4 | 72 |
| 7.11 | Gjennomsnittlig og maksimal vannføring ved utløp for Simulering 4 | 73 |
| 7.12 | Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt for Simulering 4 | 73 |
| 7.13 | Oppsummering av Simulering 5 | 76 |
| 7.14 | Gjennomsnittlig og maksimal vannføring ved utløp for Simulering 5 | 77 |
| 7.15 | Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt for Simulering 5 | 77 |
| 8.1 | Sammenligning av resultater (Qmax) fra MIKE URBAN og den rasjonelle metode | 85 |
| 8.2 | Sensitivitetsanalyse av hydraulisk konduktivitet, Ks. | 88 |
| 8.3 | Sensitivitetsanalyse av kapillærsug. | 89 |
| 8.4 | Sensitivitetsanalyse av initielt fuktunderskudd. | 89 |
| 8.5 | Sensitivitetsanalyse av Mannings friksjonskoeffisient på impermeable flater. . . | 90 |
| 8.6 | Sensitivitetsanalyse av Mannings friksjonskoeffisient på permeable flater. . . . | 91 |
| 8.7 | Sensitivitetsanalyse av nedbørsfeltets karakteristiske bredde <i>Width</i> | 91 |

| | | |
|------|--|----|
| 8.8 | Sensitivitetsanalyse av nedbørsfeltets helning <i>I</i> | 93 |
| 8.9 | Sensitivitetsanalyse av dybde på swale (<i>D</i>). | 94 |
| 8.10 | Sensitivitetsanalyse: Betydningen av swales i SWMM/MIKE URBAN. | 95 |

Figurer

| | | |
|------|---|----|
| 2.1 | Endring i den hydrologiske balansen som følge av urbanisering. | 5 |
| 2.2 | Peter Stahre (2004) presenterer de fire stegene i bærekraftig overvannshåndtering. | 6 |
| 2.3 | Norsk Vanns treleddstrategi forklarer bærekraftig overvannshåndtering. (Lindholm et al. 2008). | 7 |
| 2.4 | Swale på Urriðaholt. Foto: Sveinn T. Thorolfsson | 9 |
| 2.5 | Prinsipiell oppbygning av swale. | 9 |
| 2.6 | Swale på Urriðaholt med trappetrinn. Kilde: Landslag ehf. | 9 |
| 2.7 | Skisse som viser konsekvensen av økt bruk av SUDS i Urriðaholt/Kauptún. | 10 |
| 3.1 | Plasseringen av Urriðaholt og Kauptún. Kartdata: http://map.is/base/ | 11 |
| 3.2 | Flyfoto av området før og under utbygging. Kilde: www.loftmyndir.is | 12 |
| 3.3 | Oversikt over avrenningssituasjonen på Kauptún og Urriðaholt. | 13 |
| 3.4 | Plan for området og situasjonen i dag. Kilde: Halldóra Hreggviðsdóttir, Alta ehf. | 14 |
| 3.5 | Prinsipptegning, overvannsløsninger for Urriðaholt. Kilde: COWI (Aasen et al. 2006). | 15 |
| 3.6 | Blågrønne tiltak benyttet på Kauptún. Her ses eksempel på swales og grønne tak. Kilde: Halldóra Hreggviðsdóttir, Alta ehf. | 16 |
| 3.7 | Dagens avrennings situasjon på Kauptún. | 17 |
| 3.8 | Swale med overløp til overvannsledning på Kauptún. Foto: Google Maps (Street view). | 17 |
| 3.9 | GH001 - Utkast til plan overvannshåndtering for Kauptún. Kilde: COWI (Aasen et al. 2006) | 18 |
| 3.10 | Swales på Kauptún Kilde: Landslag ehf. | 19 |
| 3.11 | Prosjekterte sedimenterings/- fordrøyningsdammer på Kauptún. Kilde: COWI. | 20 |
| 3.12 | Overvanns- og avløpsledninger føres ut av feltet ved Reykjanesbraut. Foto: Google Maps (Street view). | 20 |
| 3.13 | Swales på vinterstid i Urriðaholt. Foto: Eysteinn Haraldsson, 28. Januar 2014 | 21 |
| 4.1 | Temperatur over året for Trondheim, Reykjavik og Kristiansund. Kilder: www.worldclimate.com og www.weatherbase.com | 24 |
| 4.2 | Månedsnedbør over året for Trondheim, Kristiansund og Vífilstadir. Kilder: www.worldclimate.com , www.weatherbase.com og Jónsson, T. (1986). | 25 |
| 4.3 | Gjennomsnittlig nedbør i Norden i perioden 1961-1990. Kilde: Meteorologisk Institutt. | 26 |
| 4.4 | M5-kart over Island. Kilde: Vatns- og fráveitufélag Íslands | 27 |

| | | |
|------|---|----|
| 4.5 | M5-kart over Reykjavik-området. Kilde: Vatns- og fráveitufélag Íslands | 28 |
| 4.6 | IVF-kurve for Kaupþún (Urriðavatn, Garðabær) konstruert på grunnlag av døgnnedbør med returperiode på fem år. (Aasen et al. 2005) | 28 |
| 4.7 | IVF-kurve fra Kristiansund - Karihola. Hentet fra: <i>www.eklima.no</i> , 13. Mars 2015 | 29 |
| 4.8 | IVF-kurve fra Trondheim - Risvollan. Hentet fra: <i>www.eklima.no</i> , 13. Mars 2015 | 30 |
| 4.9 | IVF-kurve fra Ålesund - Spjelkavik. Hentet fra: <i>www.eklima.no</i> , 13. Mars 2015 | 30 |
| 4.10 | Korttidsnedbørsdata fra målestasjon 7475 - Reykjavik. Feilmålingene i April 2014 kommer tydelig fram. Kilde: Veðurstofa Íslands. | 32 |
| 4.11 | Trender i nedbørsdata fra målestasjon 7475 - Reykjavik. Kilde: Veðurstofa Íslands. | 34 |
| | | |
| 5.1 | Inndeling av nedbørsfelt (skjermbilde). | 37 |
| 5.2 | Catchments (skjermbilde). | 37 |
| 5.3 | Routing (skjermbilde). | 39 |
| 5.4 | Forklaring på Green-Ampt. (Ravi & Williams 1998). | 39 |
| 5.5 | Kontaktvinkel. Kilde: Wikipedia. | 41 |
| 5.6 | Catchment infiltration (skjermbilde). | 41 |
| 5.7 | Nodes (skjermbilde). | 42 |
| 5.8 | Ferdigstøpte kumseksjoner ved Kaupþún. Foto: Pétur Vilberg Guðnason, 10. April 2006. | 44 |
| 5.9 | Erosjon ved innløp mellom parkeringsbarrierer ved IKEA, Kaupþún. Foto: Google Maps (Street view). | 45 |
| 5.10 | LID Controls og LID Deployment (skjermbilder). | 46 |
| 5.11 | Snowpack (skjermbilde). | 47 |
| 5.12 | Input av tidsserier med plot i MIKE URBAN (skjermbilder). | 49 |
| | | |
| 6.1 | IVF-kurve for Simulering 1 | 52 |
| 6.2 | Hyetogram for Simulering 1 | 52 |
| 6.3 | IVF-kurve for Simulering 2 | 53 |
| 6.4 | Hyetogram for Simulering 2 | 53 |
| 6.5 | IVF-kurve for Simulering 3 | 54 |
| 6.6 | Hyetogram for Simulering 3 | 54 |
| 6.7 | IVF-kurve for Simulering 4 | 55 |
| 6.8 | Hyetogram for Simulering 4 | 55 |
| 6.9 | IVF-kurve for Simulering 5 | 56 |
| 6.10 | Hyetogram for Simulering 5 | 56 |
| | | |
| 7.1 | Plassering av nedbørsfelt C_J3: Parkeringsplass med direkte avrenning til sluk . | 57 |
| 7.2 | Plassering av nedbørsfelt C_A10_SWALE: Parkeringsplass med avrenning til swale | 57 |
| 7.3 | Plassering av nedbørsfelt C_D12: Grøntareal | 58 |
| 7.4 | Plassering av utløp på Kaupþún. | 58 |
| 7.5 | Plassering av hovedledninger på Kaupþún. | 59 |
| 7.6 | Hydrogram som viser nedbør og vannføring ved utløp A0 for Simulering 1 . . . | 61 |
| 7.7 | Lengdesnitt for hovedstreng A-E, Simulering 1 | 62 |
| 7.8 | Lengdesnitt for hovedstreng A-C, Simulering 1 | 63 |
| 7.9 | Hydrogram som viser nedbør og vannføring ved utløp A0 for Simulering 2 . . . | 65 |
| 7.10 | Lengdesnitt for hovedstreng A-E, Simulering 2 | 66 |
| 7.11 | Lengdesnitt for hovedstreng A-C, Simulering 2 | 67 |

| | | |
|------|---|----|
| 7.12 | Hydrogram som viser nedbør og vannføring ved utløp A0 for Simulering 3 . . . | 69 |
| 7.13 | Lengdesnitt for hovedstreng A-E, Simulering 3 | 70 |
| 7.14 | Lengdesnitt for hovedstreng A-C, Simulering 3 | 71 |
| 7.15 | Hydrogram som viser nedbør og vannføring ved utløp A0 for Simulering 4 . . . | 73 |
| 7.16 | Lengdesnitt for hovedstreng A-E, Simulering 4 | 74 |
| 7.17 | Lengdesnitt for hovedstreng A-C, Simulering 4 | 75 |
| 7.18 | Hydrogram som viser nedbør og vannføring ved utløp A0 for Simulering 5 . . . | 77 |
| 7.19 | Lengdesnitt for hovedstreng A-E, Simulering 5 | 78 |
| 7.20 | Lengdesnitt for hovedstreng A-C, Simulering 5 | 79 |
| 8.1 | Noder langs hovedledninger som var oversvømt i mer enn 36 sekunder under Simulering 4 | 83 |
| 8.2 | Noder som var oversvømt i mer enn 3 minutter under Simulering 4 | 83 |
| 8.3 | Område 1 som er benyttet i sensitivitetsanalysene. Ortofoto: http://www.loftmyndir.is/k/kortasja.php?client=gardabaer | 86 |
| 8.4 | Område 2 som er benyttet i sensitivitetsanalysene. Ortofoto: http://www.loftmyndir.is/k/kortasja.php?client=gardabaer | 87 |
| 8.5 | Sensitivitetsanalyse: Hydraulisk konduktivitet (<i>Ks</i>). Hydrogram (Q) for ned- børsfeltets utløp ved ulike verdier for <i>Ks</i> | 88 |
| 8.6 | Sensitivitetsanalyse: Karakteristisk feltbredde (<i>Width</i>). Hydrogram (Q) for ned- børsfeltets utløp ved ulike verdier for <i>Width</i> | 92 |
| 8.7 | Sensitivitetsanalyse: Nedbørsfeltets helning (<i>I</i>). Hydrogram (Q) for nedbørsfel- tets utløp ved ulike verdier for <i>I</i> | 93 |
| 8.8 | Sensitivitetsanalyse: Dybde på swale (<i>D</i>). Hydrogram (Q) for nedbørsfeltets utløp ved ulike verdier for <i>D</i> | 94 |
| 8.9 | Sensitivitetsanalyse: Betydningen av swales i MIKE URBAN. Hydrogram (Q) for nedbørsfeltets utløp med og uten swale. | 95 |

Innledning

1.1 Bakgrunn

Oversvømmelser i urbane strøk er noe man ser oftere og oftere i dagens samfunn. Stadig vekk leser man om oversvømte gater og vann i kjellere. Denne økningen skyldes i hovedsak den pågående urbaniseringen, sammen med klimaendringer. Det gjelder ikke bare Norge, men store deler av Verden. I den forbindelse dukker det opp store utfordringer knyttet til håndtering av overvannet som må løses. Veldig mange er enige i at blågrønne løsninger er en av metodene som bør inngå i planen for å løse disse problemene. Blågrønne løsninger er en betegnelse på et sett med verktøy som omfatter et samspill mellom vann og grønne naturlige overflater, som har til hensikt å bortlede, infiltrere og i noen tilfeller forbedre kvaliteten til overvannet. En måte å forklare det på er at blågrønne løsninger forsøker å etterstrebe naturen slik den var før den ble urbanisert. Eksempel på blågrønne løsninger er grønne tak, gresskledd vannveger for transport og infiltrasjon av overvann (swales), regnbed, fordrøyningsdammer.

Myndighetene har begynt å se alvorret, og en holdningsendring er i ferd med å ta form. Noen av de store byene i Norge har begynt å lage egne retningslinjer for overvannshåndtering, og flere av dem omtaler spesifikt blågrønne løsninger som et ledd i overvannshåndteringen. Bergen kommune var tidlig ute, med *Retningslinjer for overvannshåndtering i Bergen kommune*, (Vann- og avløpsetaten - Byrådsavdeling for byutvikling, Bergen kommune 2005). Oslo kommune har også kommet med en tilsvarende veiledning, *Overvannshåndtering - En veileder for utbygger*, (Vann- og avløpsetaten, Oslo kommune 2011). Oslo kommunes veiledning har følgende hovedprinsipp:

Tilførselen av overvann til det offentlige avløpsnettet skal minimaliseres. Alt overvann skal fortrinnsvis tas hånd om lokalt, dvs. gjennom infiltrasjon, utslipp til resipient, eller på annen måte utnyttet som ressurs, slik at vannets naturlige kretsløp opprettholdes og naturens selvrensingsevne utnyttes.

1.2 Problemstilling

Målet med denne masteroppgaven er å benytte MIKE URBAN til å modellere avrenning fra et næringsområde i utkanten av Reykjavik på Island, for å undersøke om kapasiteten til feltet er tilstrekkelig. Hele feltet består av områdene Urriðaholt og Kauptún i Garðabær kommune. Urriðaholt er en bydel bestående av hovedsakelig leilighetskompleks, eneboliger, skoler og noen

forretninger. Kauptún er et næringsområde som består av større varehus, deriblant IKEA. Feltet ble planlagt omkring 2005, og overvannshåndteringen baserer seg i stor grad på blågrønne løsninger. Feltet ble planlagt og dimensjonert uten at man hadde spesielt god kunnskap om dimensjoneringen av disse løsningene, og det er derfor noe usikkert om feltets overvannshåndteringsystem er tilstrekkelig dimensjonert. På Island hadde man i 2005 ingen normer eller veiledninger som tok for seg håndtering av overvann. Man valgte da å benytte norske forhold og veiledninger under planleggingen av Urriðaholt og Kauptún. Det knyttes stor usikkerhet til hvorvidt dette var representativt for forholdene ved Urriðaholt og Kauptún. I en prosjektoppgave (Reksten 2005) ble HEC-HMS benyttet til å modellere avrenning fra det samme området før det var bygget. Det har blitt gjort mange endringer underveis i prosjektering og bygging av området, dessuten har det skjedd mye både med modelleringsverktøyet og datagrunnlaget siden den gang.

Grunnen til at akkurat dette området er valgt, er først og fremst inspirasjon fra veileder Sveinn T. Thorolfsson, som kommer fra Island. I tillegg til å være lokalkjent, har Thorolfsson deltatt i starten av prosjekteringsarbeidet av feltet gjennom selskapet COWI i Norge. Thorolfsson har derfor brukt dette feltet aktivt som eksempel i undervisningen ved NTNU. Området var relativt tidlig ute, ihvertfall i Europeisk sammenheng, med å ta i bruk blågrønne løsninger for å håndtere overvann i så stor skala. Det gjør det ekstra interessant å se på hva man gjorde, og ikke minst å undersøke hvorvidt dimensjoneringen er tilfredsstillende. Til sist er det naturligvis også interessant å studere områder utenfor Norges grenser.

Oppgaven bygger på prosjektoppgave skrevet i forrige semester (Vammervold 2014). I prosjektoppgaven ble det foretatt en litteraturstudie av området. I tillegg var et av hovedmålene med prosjektoppgaven å lære å bruke MIKE URBAN fra DHI (*Danish Hydraulic Institute*) på egen hånd. Dette ble gjort ved å benytte innebygde eksempeloppgaver i programvaren.

En annen viktig del av problemstillingen har vært å analysere nedbørsgrunnlaget som i dag blir benyttet på Island til å dimensjonere overvannsystemene. Disse IVF-kurvene bygger ikke på korttidnedbørsmålninger, men på døgnverdier med returperiode på fem år som på grunnlag av topografiske forhold blir nedskalert til å gjelde for varigheter ned til 10 minutter. En del av oppgaven vil være å sammenligne disse IVF-kurvene med korttidsnedbørsdata som er blitt anskaffet fra Meteorologisk institutt på Island (Veðurstofa Íslands).

1.3 Avgrensninger

Selv om et av hovedmålene med prosjektoppgaven høsten 2014 var å lære å bruke MIKE URBAN, er det brukt mye tid på å sette seg inn i MIKE URBAN og de mulighetene det gir også dette semesteret. Forfatteren har ingen erfaring med akkurat dette programmet fra før, men har så vidt brukt andre modelleringsverktøy gjennom øvinger i forskjellige fag gjennom studiet ved NTNU. Den opprinnelige planen var å modellere både Kauptún og Urriðaholt sammen. Det er i samråd med veileder besluttet å begrense dette til bare Kauptún, da omfanget vil bli mer enn stort nok. En annen årsak til dette er at Urriðaholt fortsatt er under bygging, og det ville derfor vært mange usikkerhetsmomenter og antakelser, da Urriðaholt er en relativt stor bydel. Selv om det er bare Kauptún som vil bli simulert i MIKE URBAN, vil løsningene brukt på Urriðaholt også bli diskutert og omtalt i oppgaven for øvrig.

Opprinnelig var planen å benytte MIKE FLOOD i tillegg til MIKE URBAN, noe som innebærer en mer omfattende beregning av overflatestrømning. Dette har ved nærmere undersøkelser blitt vurdert som for omfattende. Dette ville sannsynligvis krevd kursing fra DHI eller annet hold for å beherske dette på et nivå som hadde gitt tilfredsstillende resultater.

Planen var i utgangspunktet å foreta en studietur til Island for å befare området, samt å snakke med flere involverte parter. Dette har dessverre ikke blitt realisert på grunn av lite tid og midler tilgjengelig, men anses likevel ikke som noen stor begrensning for oppgaven.

1.4 Disposisjon for oppgaven

Kapittel 2 inneholder bakgrunnsstoff om urbanhydrologi. Noen definisjoner på bærekraftig overvannshåndtering samt eksempler på løsninger vil bli gitt. I kapittel 3 vil de aktuelle områdene på Island presenteres, i tillegg til å forklare noen av de endringene som ble gjort under prosjekteringen. Kapittel 4 inneholder en studie av klimaet for det aktuelle området, i tillegg til å sammenligne det med norske forhold. Kapitlet gjør også rede for hvilke nedbørsdata som er valgt å benytte i simuleringene med begrunnelse. Kapittel 5 beskriver metoden som er benyttet under simuleringene og gir en definisjon på en avrenningsmodell, begrunnelse for valg av modell, samt forklaringer og begrunnelser på parametrene som er brukt som input til modellen. I kapittel 6 presenteres simuleringene som er utført for å analysere systemet. Resultatene fra simuleringene følger i kapittel 7. Kapittel 8 tar for seg diskusjon rundt resultatene, usikkerheter forbundet med parametrene i MIKE URBAN og sensitivitetsanalyser av et utvalg parametre. Konklusjonen for oppgaven kommer i kapittel 9, mens kapittel 10 tar for seg videre arbeid.

Kapittel 2 og 3 er i stor grad hentet fra prosjektoppgaven (Vammervold 2014), hvorav noe av dette er direkte kopiert og noe er bearbeidet/videreutviklet.

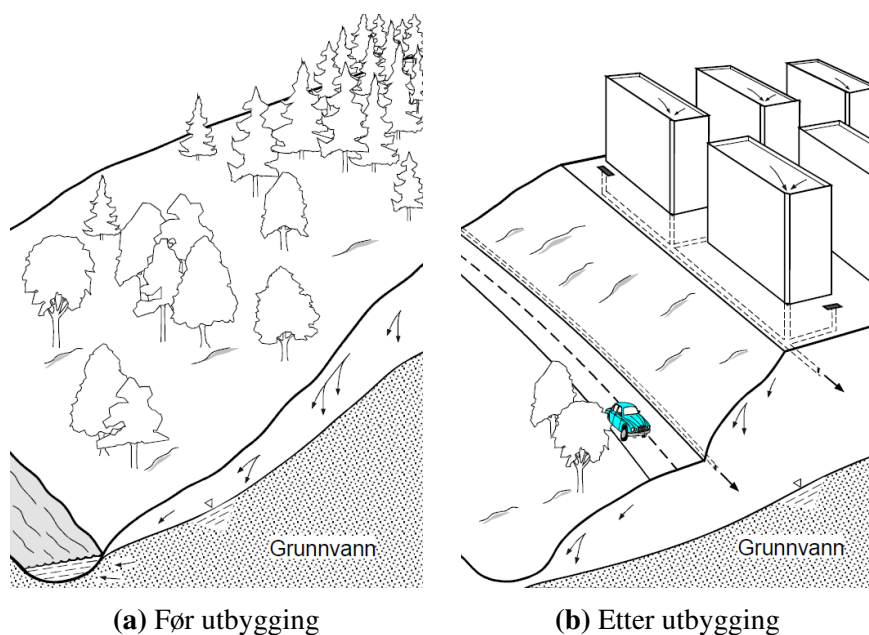
Urbanhydrologi

Dette kapitlet gir en innføring i grunnleggende urbanhydrologi og de utfordringene vi står ovenfor, som på mange måter danner grunnlaget for resten av oppgaven. Det vil bli presentert løsninger for å imøtekomme disse utfordringene, samt konsekvenser som følger av økt bruk av blågrønne løsninger.

2.1 Urbanhydrologiske konsekvenser av økt urbanisering

Den hydrologiske balansen endres radikalt når et område blir utbygd. Overflatene blir mindre gjennomtrengelige når det legges asfalt på bakken og bygges hus, hvilket medfører at nedbøren ikke lenger tilføres grunnvannstanden via infiltrasjon. Dersom vegetasjon fjernes mister man også intersepsjon, transpirasjon samt at evaporasjonen vil bli betydelig redusert.

Et annet viktig moment er at avrenningen også endres radikalt. Tette, glatte flater fører til at flomtoppene blir høyere og mer intense. Den naturlige fordrøyningen som naturen gir, er blitt fjernet. Som Figur 2.1 viser vil urbaniseringen føre til økt avrenning og senket grunnvannstand.



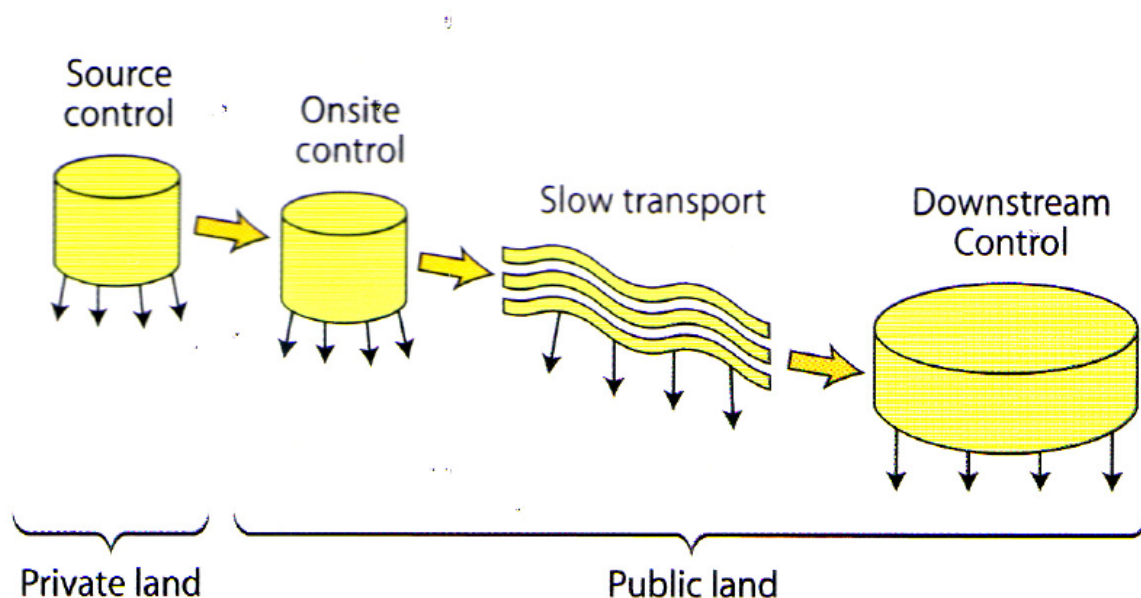
Figur 2.1: Endring i den hydrologiske balansen som følge av urbanisering.

2.2 SUDS - Sustainable Urban Drainage Systems

For å imøtekomme utfordringene knyttet til hyppigere og mer intense regnbyger må det tas grep. I stedet for å fortsette å utvide ledningsnettet til å takle større og større nedbørsmengder må det tenkes nytt. Et sentralt begrep som kommer inn her er SUDS (Sustainable Urban Drainage Systems). CIRIA er en uavhengig organisasjon for den britiske byggenæringen som jobber for å spre forskningsresultater og informasjon. CIRIA definerer SUDS slik:

An approach to managing rainfall in development that replicates natural drainage, managing it close to where it falls.

Oversatt til norsk kan det oppsummeres til at nedbør skal håndteres på et måte etterstreber naturen, og det skal helst skje i nærheten av der hvor nedbøren falt. Peter Stahre har også en definisjon på bærekraftig overvannshåndtering. *En långsiktig hållbar dagvattenhantering - Planering och exempel* (Stahre 2004) presenterer de fire stegene i bærekraftig overvannshåndtering i Figur 2.2:



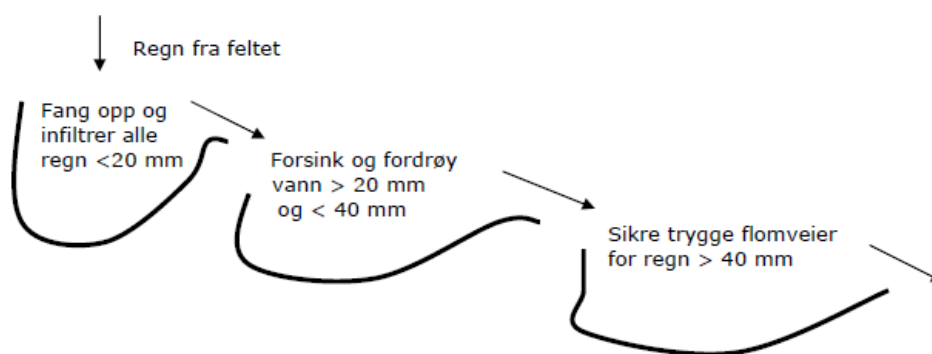
Figur 2.2: Peter Stahre (2004) presenterer de fire stegene i bærekraftig overvannshåndtering.

En mer detaljert forklaring på de fire stegene i bærekraftig overvannshåndtering er vist i Tabell 2.1 på neste side i form av eksempler.

Tabell 2.1: Bærekraftige overvannsløsninger med eksempler. (Stahre 2004)

| Kategori | Eksempel på teknisk utforming |
|---|---|
| Lokal håndtering <i>(privat område)</i> | Grønne tak Infiltrasjon på gressflater Infiltrerbare belegninger Infiltrasjon i steinfyllinger (perkolasjon) Dammer Oppsamling og gjenbruk av takvann for vanning, toalettspyling etc. |
| Fordrøyning nær kilden <i>(offentlig område)</i> | Infiltrerbare belegninger Infiltrasjon på gressflater Infiltrasjon i steinfyllinger Oppsamling av overvann på spesielt anlagt oversvømmingsareal Dammer Våtmarker |
| Treg bortledning | Swales (gresskledde vannveger) Kanaler Bekker |
| Trygg resipient | Dammer Våtmarksområder Sjøer |

Norsk vann har også en lignende strategi i sitt forslag til overvannshåndtering som er presentert i rapport *162:2008 Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering* (Lindholm et al. 2008). Den er kalt Norsk Vanns treleddsstrategi, som er vist i Figur 2.3. Denne minner om Peter Stahres strategi, men fokuserer også på den kvantitative biten av problemstillingen. Den baserer seg på at alle regnhendelser opp til en viss størrelse (her er 20 mm brukt som eksempel) skal håndteres lokalt ved hjelp av infiltrasjon i bakken, grønne tak, oppsamling av vann i naturlige nedsenkninger. Videre skal de større nedbørshendelsene (fra 20 mm til 40 mm) forsinkes og fordrøyes ved hjelp av for eksempel swales, regnbed og fordrøyningsdammer. De største nedbørshendelsene (over 40 mm) skal ledes trygd bort via flomveger til en resipient som tåler belastningen. Dette kan for eksempel være en bekk, elv, innsjø eller hav.



Figur 2.3: Norsk Vanns treleddsstrategi forklarer bærekraftig overvannshåndtering. (Lindholm et al. 2008).

2.3 Noen eksempler på SUDS-tiltak

Her presenteres en utvalg av blågrønne overvannstiltak. Av disse er swales det mest brukte på Urriðaholt og Kauptun.

2.3.1 Grønne tak

Grønne tak er en betegnelse på et beplantet tak som har et betydelig lagringsvolum og en fordrøynings-effekt, som også har egenskaper som sørger for fordamping og transpirasjon. Med andre ord oppnår man både en reduksjon av flomtopper og avrenningsvolum. Grønne tak deles gjerne inn i to hovedgrupper: ekstensive og intensive tak (Green Roof Technology 2015). Ekstensive tak er tynnere og lettere enn intensive tak. Dessuten er de billigere og krever mindre vedlikehold. Speak et al. (2013) har gjennom en studie analysert 69 regnhendelser i Manchester, England og funnet ut at gjennomsnittlig tilbakeholdning (retention) er 65,7 % for ekstensive grønne tak, i motsetning til en tilbakeholdning på 33,6 % for et tradisjonelt impermeabelt tak. En annen fordel med grønne tak er at man oppnår god kvalitet på vannet som renner av grønne tak, i motsetning til avrenning fra andre takmaterialer som potensielt kan inneholde miljøgifter.

2.3.2 Swales

Swales er en betegnelse på gresskledd vannveger, som har til hensikt å infiltrere, transportere og fordrøye overvann. Swales er det mest sentrale blågrønne tiltaket i Urriðaholt og Kauptun. Figur 2.4 viser en av mange swales i Urriðaholt. Figur 2.5 illustrerer oppbyggingen av en swale. Forskjellen fra en swale og en vanlig gresskledd grøft er i hovedsak de drenerende massene under gressdekket, med drenerør i midten. Dette porøse laget har stor lagrings- og dreneringskapasitet. Swales kan dimensjoneres ved bruk av Mannings formel, som er gitt i Ligning 2.1 (Butler & Davies 2011).

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (2.1)$$

Hvor:

$Q = \text{Vannføring} \quad [m^3/s]$

$n = \text{Mannings ruhetskoeffisient} \quad [m^{-1/3} \cdot s]$

$R = \text{Hydraulisk radius, } R = A/P \quad [m]$

$A = \text{Tverrsnittets areal} \quad [m^2]$

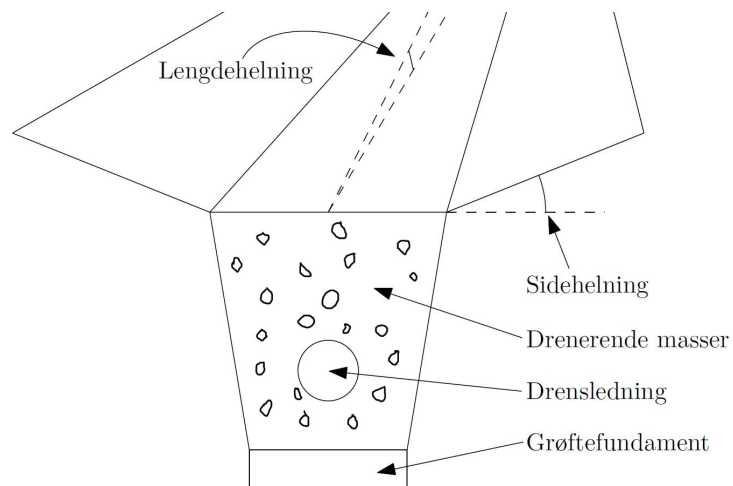
$P = \text{Våt omkrets} \quad [m]$

$I = \text{Helning} \quad [-]$

Swales har i de fleste tilfeller en helning i lengderetningen på rundt 2 %. Dersom helningen i lengderetningen blir mye brattere, bør man etablere swales med trappetrinn. Eksempel på swales med trappetrinn på Urriðaholt er vist i Figur 2.6. Trappetrinn vil føre til lavere helning I , og dermed lavere hastighet og mindre fare for erosjon. Man vil dessuten oppnå økt infiltrasjon på grunn av økt oppholdstid i swalen.



Figur 2.4: Swale på Urriðaholt. Foto: Sveinn T. Thorolfsson



Figur 2.5: Prinsipiell oppbygning av swale.



Figur 2.6: Swale på Urriðaholt med trappetrinn. Kilde: Landslag ehf.

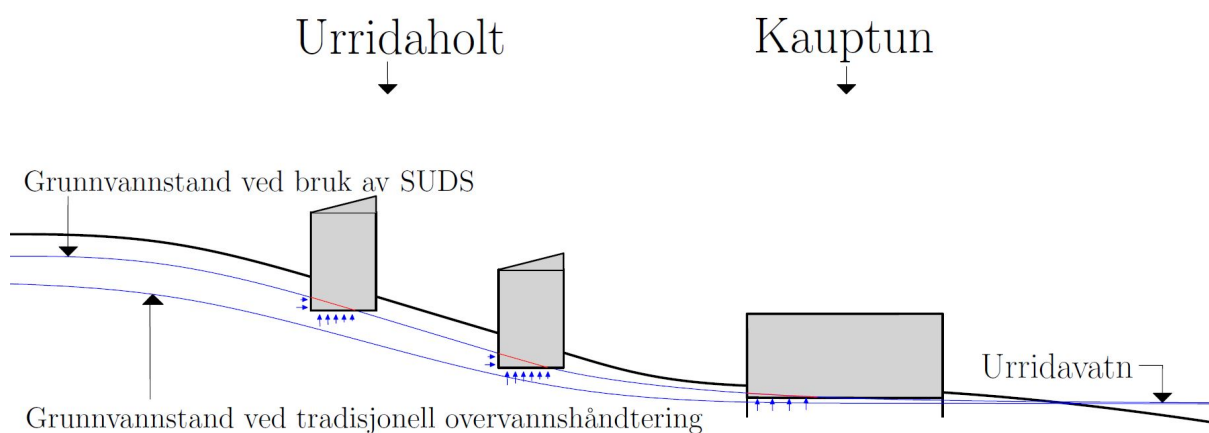
2.3.3 Fordrøynings- og sedimenteringsdammer

Dammer i terrenget er positivt på mange måter i forbindelse med overvannshåndtering. For det første har en dam fordrøyende effekt, det vil si at flomtoppen er lavere ut av dammen enn den var inn i dammen ($Q_{max,ut} < Q_{max,inn}$). Dessuten vil partikler og forurensninger sedimentere ettersom den horisontale hastigheten er tilnærmet lik null. Ofte vil sedimenteringsdammer føre til så store mengder med sedimentavsetninger at de må tømmes for forurensninger med jevne mellomrom. Slike dammer har også gode estetiske innvirkninger på et område.

2.4 Konsekvenser som følge av økt bruk av SUDS

Selv om man tenker på SUDS eller blågrønne tiltak som utelukkende positivt, er det likevel visse ting som kan påvirkes negativt ved aktiv bruk av SUDS. En aktuell problemstilling er at grunnvannstanden vil legge seg på et høyere nivå enn ved tradisjonell overvannshåndtering, ettersom man ofte forsøker å infiltrere så mye vann som mulig. Denne problemstillingen er skissert (noe overdrevet) i Figur 2.7. Høy grunnvannstand kan føre til vanntrykk på kjellervegger dersom dreneringen ikke har tilstrekkelig virkning, som i verste fall kan føre til innlekking og vannskader. Derfor er det svært viktig at slike problemstillinger blir utredet grundig ved prosjektering og bygging av anlegg hvor blågrønne løsninger brukes aktivt.

Det er også viktig å kartlegge områdets evne til å takle flom/oversvømmelser. Når man velger å la store deler av nedbøren gå ned i bakken gjennom infiltrasjon er det alltid en fare for oversvømmelser, og det er viktig å kartlegge flomveger. Swales er velegnet til dette formålet.

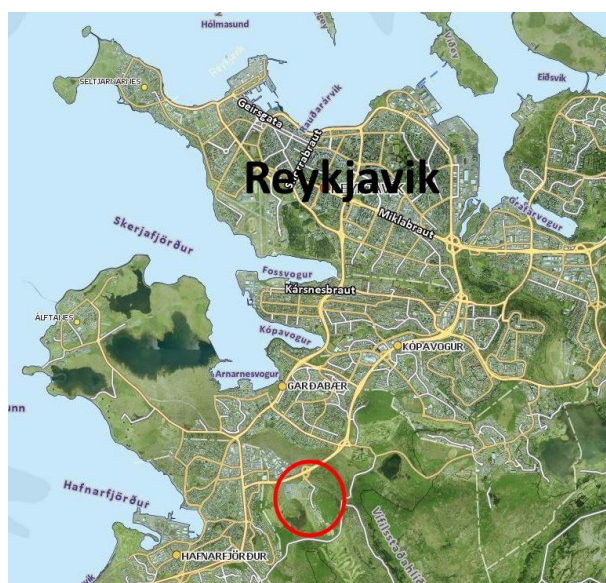


Figur 2.7: Skisse som viser konsekvensen av økt bruk av SUDS i Urriðaholt/Kauptún.

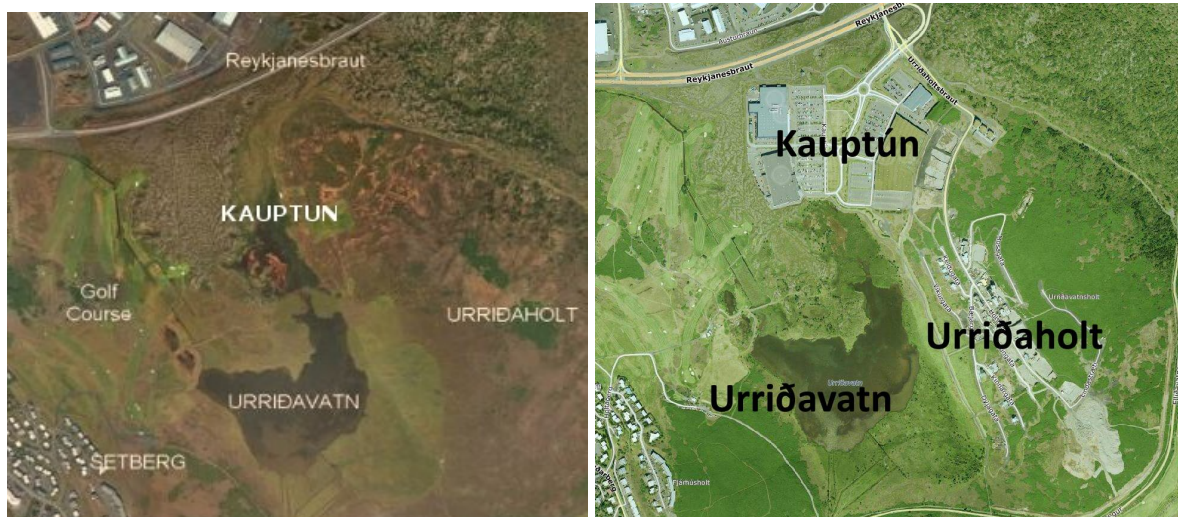
Orientering om Urriðavatn, Urriðaholt og Kaup­tún

Urriðaholt er en bydel under oppføring i Garðabær kommune som ligger 7 km sør for Reykjavík på Island, se Figur 3.1. Planleggingen startet i 2004, og man startet å bygge rundt 2006. Byggingen fikk en stopp i 2008 som en følge av den internasjonale finanskrisen, som rammet Island hardt. Men byggingen er nå kommet igang igjen. Kaup­tún er et næringsområde som ligger like ved Urriðaholt, se Figur 3.2. Kaup­tún er ferdig utbygd og består hovedsakelig av store varehus, deriblant IKEA. Urriðavatn er en liten innsjø i området som danner grunnlaget for utformingen av resten av feltet, da det er bestemt at Urriðavatn skal bevares slik den var før utbyggingen. Omstendighetene rundt Urriðavatn har ført til at Urriðaholt og Kaup­tún ble planlagt i fellesskap, med en felles visjon rundt bærekraftige overvannsløsninger for å bevare Urriðavatn.

En sentral kilde til informasjon om Urriðaholt og Kaup­tún på Island har vært Halldóra Hreggviðsdóttir, daglig leder i Alta ehf. Alta ehf er et konsulentselskap på Island som har ledet koordineringen rundt store deler av utbyggingen på Urriðaholt. Det ble holdt et møte mellom Hreggviðsdóttir, veileder og forfatteren den 12. September 2014.



Figur 3.1: Plasseringen av Urriðaholt og Kaup­tún. Kartdata: <http://map.is/base/>



(a) Før utbygging.

(b) Under utbygging.

Figur 3.2: Flyfoto av området før og under utbygging. Kilde: www.loftmyndir.is

3.1 Urriðavatn

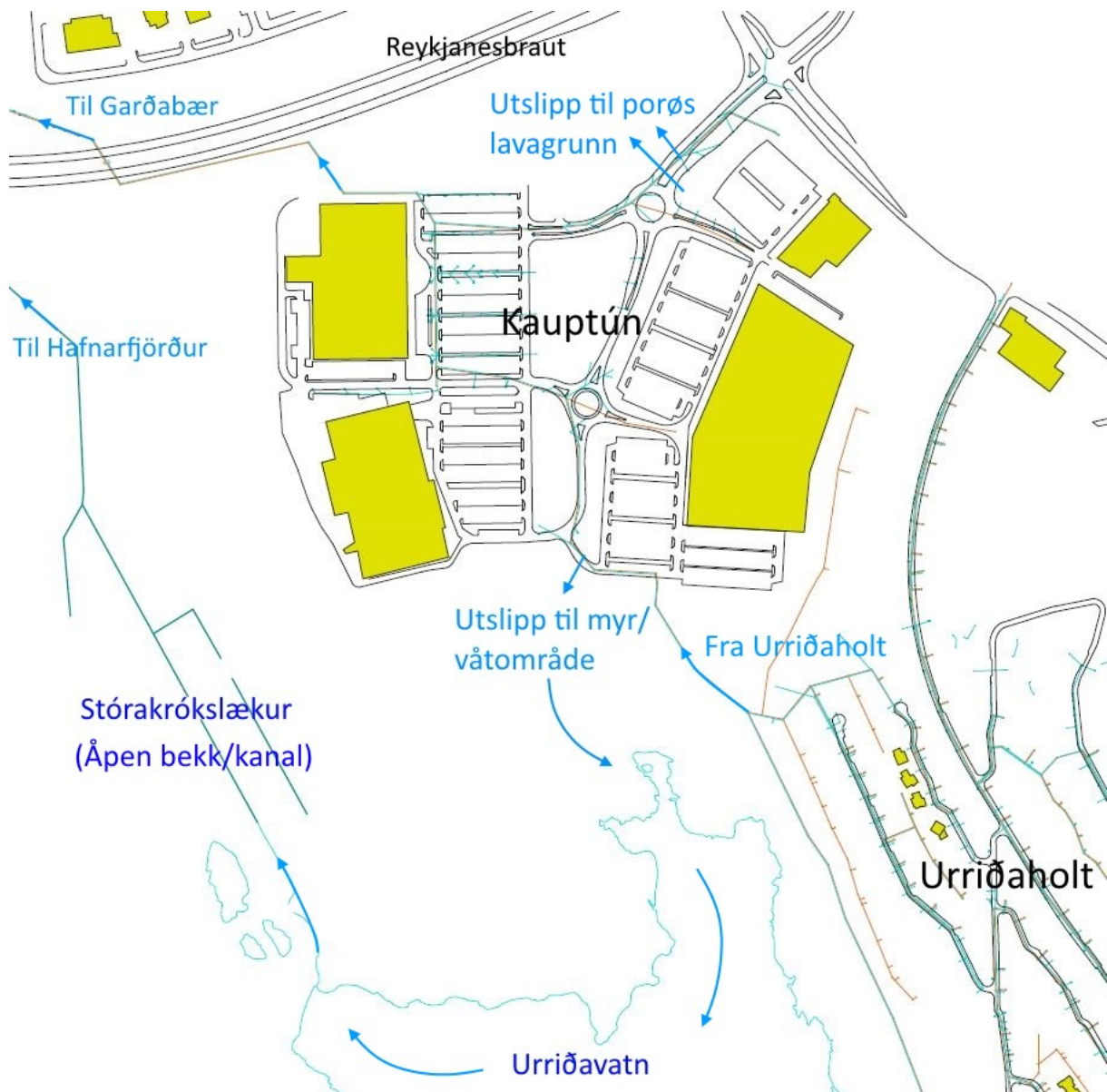
Urriðavatn er en liten, grunn innsjø like sørvest for Urriðaholt/Kauptun. Den har et areal på $0,14\text{ km}^2$ og en gjennomsnittlig dybde på $0,75\text{ m}$. Urriðavatn og områdene rundt har et rikt fiske- og fugleliv. (Aasen et al. 2006) Nedslagsfeltet er på 235 ha , og bekken Stórákrókslækur renner ut av innsjøen med en vannføring på om lag 50 l/s . Man vet at det går ca 30 l/s ut av Urriðavatn gjennom lavaen (Hjartarson, Á. 2005). I kommuneplanen for Garðabær kommune (1995 - 2015) er det slått fast at området rundt Urriðavatn skal bygges ut, men deler av nedslagsfeltet rundt innsjøen er vernet grunnet biologisk mangfold og rekreasjon.

På Island klassifiseres innsjøer etter hvor påvirket de er utenfra. Urriðavatn er blitt klassifisert til klasse A - Uberørt vann. Det langsiktige målet er å sikre at Urriðavatn ikke blir dårligere enn klasse B - Lite berørt vann. Det var en forutsetning for videre planlegging ved Urriðavatn at innsjøen ikke skulle påvirkes av forurensning eller hydrologisk sjokkbelastning. I tillegg ble det frarådet å føre overflatevann ut av nedbørsfeltet av hensyn til vannbalansen. Et annet mål som ble satt var å forsøke å jevne ut avrenningen i Stórákrókslækur for å hindre høye flomtopper, ettersom bekken renner i et trangt bekkeleie gjennom bebyggelsen i Hafnarfjörður.

Ut ifra disse kravene, har man kommet fram til et sett med verktøy og regler som skal gjelde for Urriðaholt og Kauptun. Disse skal ivareta vannkvaliteten og vannbalansen i Urriðavatn, og kan oppsummeres slik:

- Bruk av porøse overflater og infiltrasjon
- Bruk av sedimenteringsbasseng
- Forbud mot maling av tak
- Forbud mot zinkbelegg på tak
- Begrense bruk av tette flater der det er mulig

I tillegg måtte det konstrueres løsninger som bidro til å opprettholde grunnvannstanden, ettersom strømninger i grunnvannet utgjør en stor del av tilsiget til Urriðavatn. Dessuten måtte kvaliteten på overvannet sikres før det rant ut i innsjøen. Her kan det trekkes paralleller til Sandsli-prosjektet i Bergen (Thorolfsson 2014). Swales ble valgt som det mest sentrale tiltaket. Man mente at swales var robust med tanke på kaldt klima, og vil gi tilfredsstillende rensing med tanke på miljøgifter som bly, kobber, zink, PAH (polyaromatiske hydrokarboner) og PCB (polyklorerte bifenyler). En oppsummering av avrenningssituasjonen for hele området er gitt i Figur 3.3:



Figur 3.3: Oversikt over avrenningssituasjonen på Kaupún og Urriðaholt.

3.2 Urriðaholt

Urriðaholt er i ferd med å bli en bydel i Gardabær kommune. Bydelen vil få omtrent 10000 innbyggere når prosjektet er ferdig, og skal inneholde bolighus, skoler og forretninger. Gjennom hele planleggingen er det lagt vekt på bærekraftig overvannshåndtering på grunn av bevaringen av Urriðavatn. Bærekraft er et nøkkelord i hele prosjektet, ikke bare i overvannshåndteringen. Figur 3.4 gir et inntrykk av hvordan området vil se ut når det blir ferdig.

Utbyggeren har opprettet en egen nettside for Urriðaholt, www.urridaholt.is. Her finnes blant annet info om overvannsløsningene som er valgt, presentert på en relativt folkelig måte. Det presiseres også at det er beskyttelsen av Urriðavatn som er årsaken. Man har lagt vekt på å gi befolkningen kunnskap om beskyttelsen av Urriðavatn, ettersom folk får en mer positiv holdning når de har kunnskap om hvorfor overvannsløsningene er lagd på en slik måte.



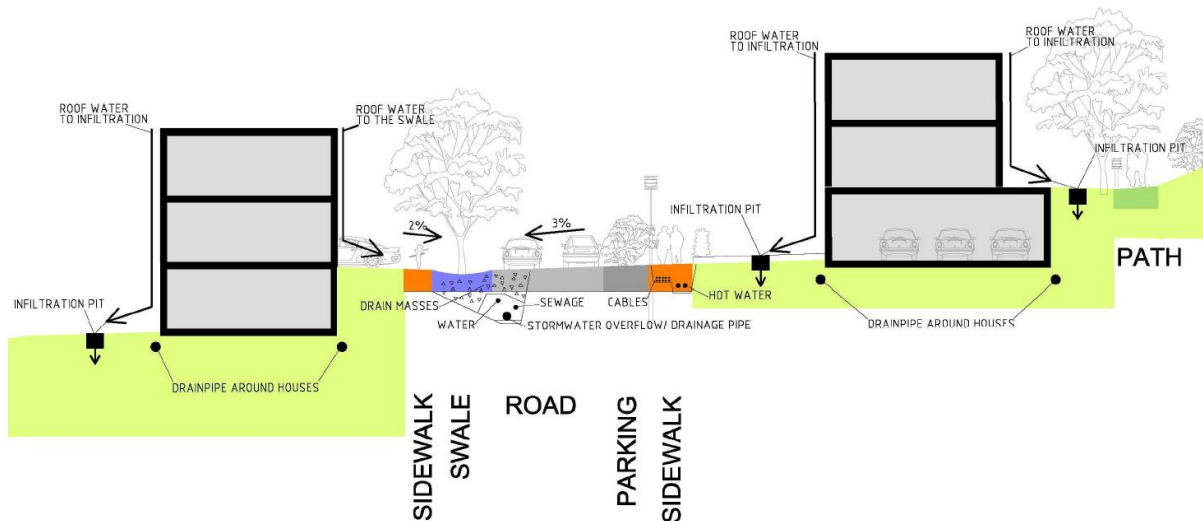
(a) Deler av utbyggingsplanen.



(b) Situasjonen i August 2014.

Figur 3.4: Plan for området og situasjonen i dag. Kilde: Halldóra Hreggviðsdóttir, Alta ehf.

Overvannshåndteringen for Urriðaholt er i stor grad basert på naturlig infiltrasjon, hvor swales er valgt som det mest sentrale verktøyet. Figur 3.5 på neste side viser den prinsipielle oppbygningen av overvannshåndteringen på gateplan i Urriðaholt, hvor takvannet ledes ut på bakken og videre ned i swale eller infiltrasjonsgrøft. Overvannet fra vegen renner ned mot swale på den ene siden. Vegen er altså ikke utformet med takfall, men med ensidig helning. Hver swale er utstyrt med overløp som leder inn på overvannsnett. Dermed vil det være mye overvann som infiltrerer, men de kraftigste nedbørshendelsene vil føre til at vann går inn på overvannsnett som samles opp i en 800 mm OV-ledning som i sin tur går i retning Kauptún. Før vannet når Kauptún er det etablert en overløpsledning, hvor videreført vannmengde begrenses av en Ø400-ledning, og overløpet består av en 27 m lang Ø800-ledning som går ned til et våtområde rett nord for Urriðavatn. Utløpet kan ses i nedre kant av Figur 3.6 på side 16.



Figur 3.5: Prinsipp tegning, overvannsløsninger for Urriðaholt. Kilde: COWI (Aasen et al. 2006).

Tilsammen vil disse løsningene føre til betydelig redusert avrenning sammenlignet med tradisjonelle løsninger. Tabell 3.1 gir en oversikt over hvilke avrenningskoeffisienter (C-verdier) man forventer at denne utformingen vil gi, sammenlignet med C-verdier som oppnås ved tradisjonelt utformet overvannssystem. Man ser her at en slik utforming hvor man aktivt bruker SUDS gir en reduksjon i C-verdi på omtrent 40 – 50% for Urriðaholt.

Tabell 3.1: Avrenningskoeffisienter, Urriðaholt. Kilde: COWI (Aasen et al. 2006).

| Type område | Avrenningskoeffisienter | |
|---|-------------------------|--------------|
| | SUDS | Tradisjonell |
| Grøntarealer/hager | 0,1 | 0,2 |
| Avrenning fra tak | 0,1 | 0,9 |
| Hager og parkering mot veg | 0,1 | 0,4 |
| Fortau | 0,4 | 0,7 |
| Veg | 0,4 | 0,7 |
| Gjennomsnittlig C-verdi Urriðaholt | 0,18 | 0,3 |
| <i>Reduksjon (%)</i> | <i>40-50</i> | |

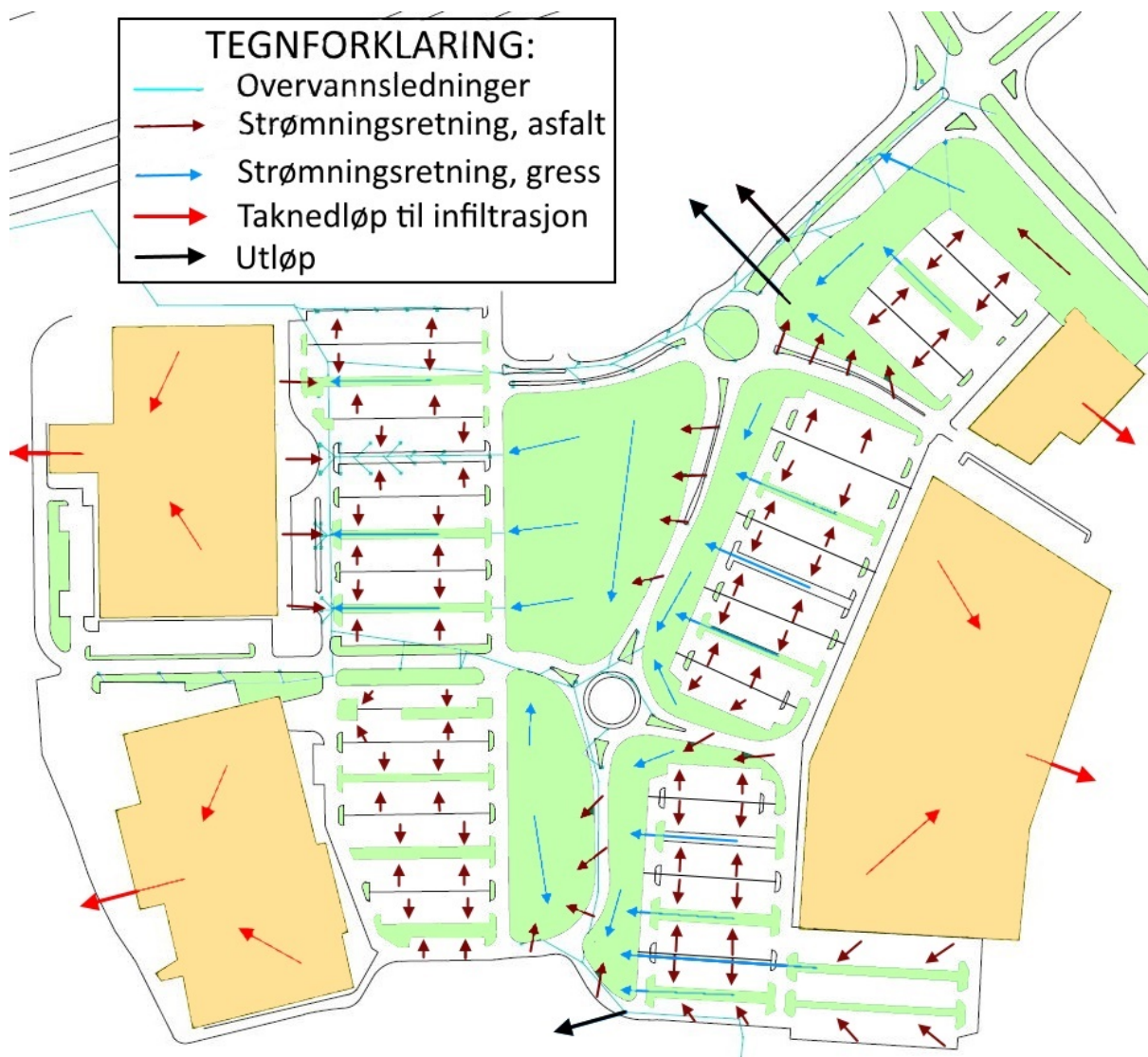
3.3 Kaup­tún



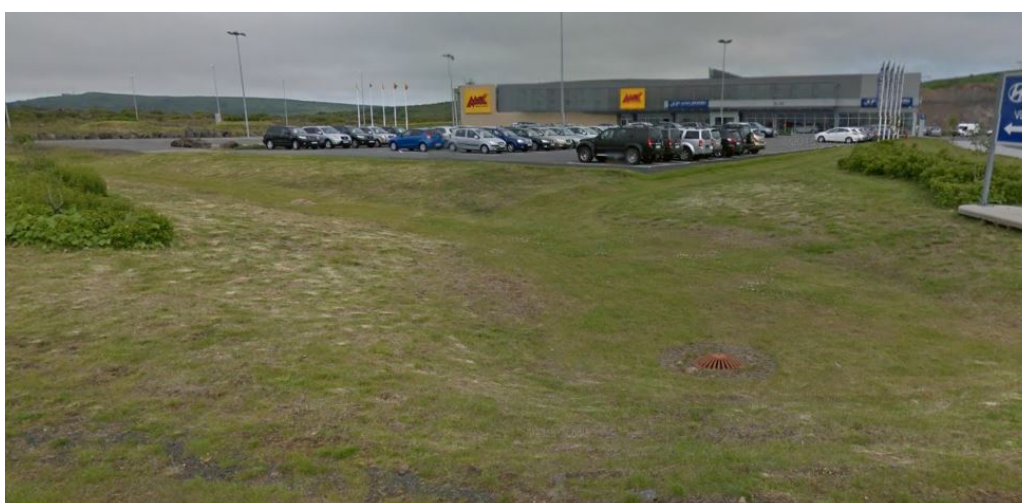
Figur 3.6: Blågrønne tiltak benyttet på Kaup­tún. Her ses eksempel på swales og grønne tak. Kilde: Halldóra Hreggviðsdóttir, Alta ehf.

Kaup­tún er navnet på næringsparken rett nord for Urriðavatn, og består av fire store varehus med grunnflate på tilsammen 5,2 ha. Arealet av hele næringsparken er på omtrent 18 ha. Kaup­tún ble planlagt i fellesskap med Urriðaholt, slik at også dette området ble planlagt utifra de forutsetninger og krav man fikk angående Urriðavatn. Figur 3.7 viser overvannshåndteringen i Kaup­tún i dag. De blå pilene symboliserer strømningsretning på swales og gresskledde flater. De mørkerøde pilene viser fallretningen på parkeringsplasser/veger, hvorav de fleste peker ned mot en swale. Dette fører til at forurensningene fra parkeringsplassene til en viss grad samler seg opp i nærmeste swale. I enden på hver swale er det anlagt tradisjonell overvannssluk med sandfang, se Figur 3.8. Dette fungerer som et overløp, slik at mesteparten av overvannet skal infiltrere naturlig. Deretter går mye av overvannet fra Kaup­tún ned i en 600 mm overvannsledning som føres ut av feltet under motorvegen i retning nord. Noe av overvannet lengst nord på Kaup­tún er tilknyttet overvannsledning som leder til et overløp nord for Kaup­tún, slik at under kraftige nedbørshendelser vil noe av dette vannet infiltrere ned i den meget porøse lavagrunnen. Det er også anlagt en overløpsledning på 800 mm sør på Kaup­tún i retning Urriðavatn. Denne slipper hovedsakelig ut overvann fra Urriðaholt.

Disse løsningene medfører at man oppnår to trinn hvor sedimenter kan skilles ut før vannet slippes ut. Først i swalene, deretter i sandfangene. Noe av vannet vil også slippes ut på lavagrunn, hvor det infiltrerer. Dermed oppnår man god rensing på overvannet før dette når grunnvannet og potensielt Urriðavatn. Når man i tillegg har strenge restriksjoner på hvilke stoffer som kan brukes på tak og andre flater, er det liten tvil om at overvannet vil ha bedre kvalitet enn det tradisjonell overvannshåndtering med direkte avrenning til sluk gir. Erfaringene fra de ni første driftsårene tyder på at dette stemmer.



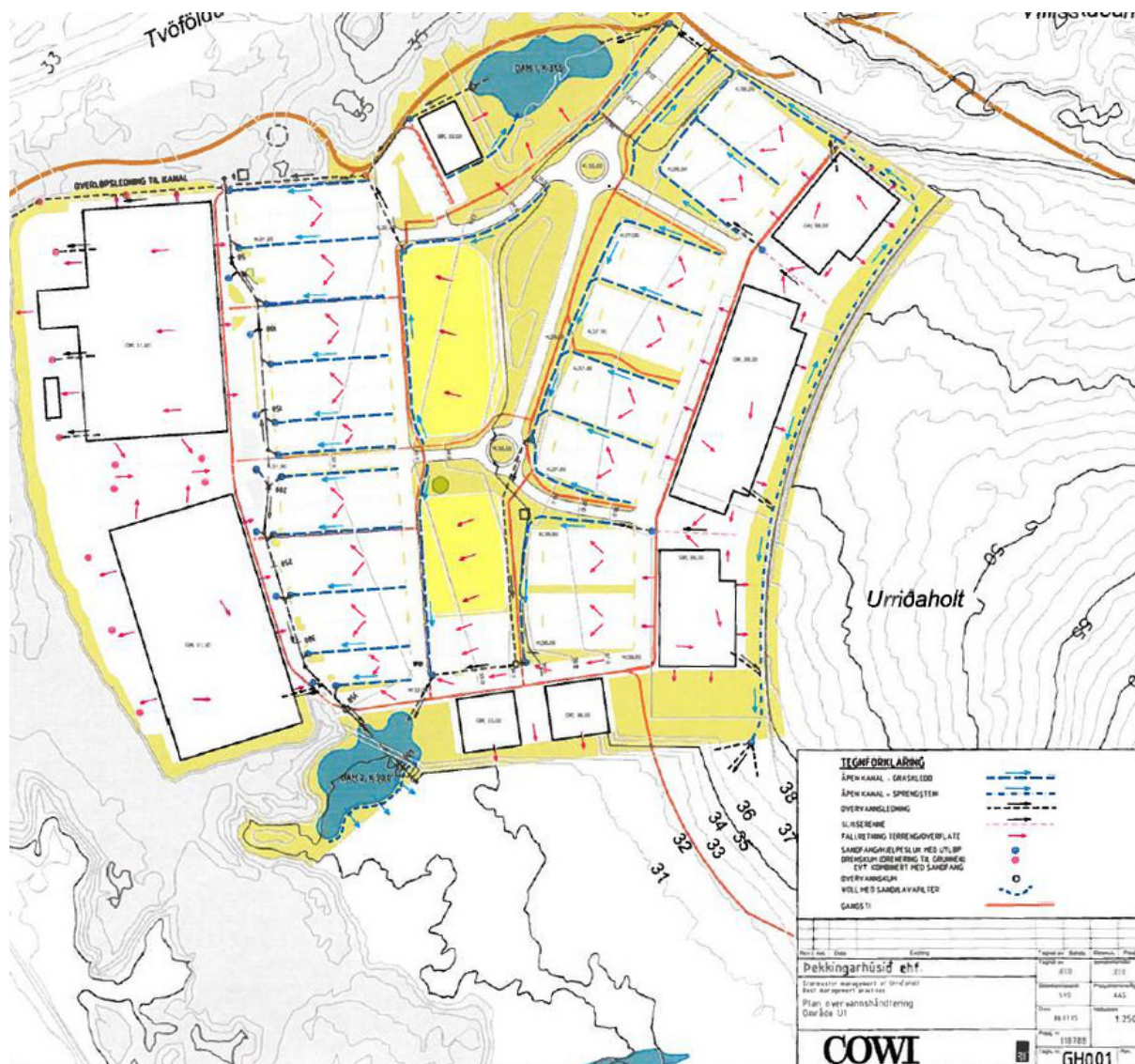
Figur 3.7: Dagens avrenningsituasjon på Kauptún.



Figur 3.8: Swale med overløp til overvannsledning på Kauptún. Foto: Google Maps (Street view).

3.4 Endringer underveis i prosjektet

Prosjektet har gått gjennom store forandringer underveis fra idéstadiet, via prosjektering til bygging. Dette er noe en må regne med i slike store byggeprosjekter. Her vil det bli gitt en oversikt over endringene. Det vil også bli diskutert hvilke konsekvenser dette har fått for overvannshåndteringen. COWI lagde utkastet til overvannsplan for Kaupþún, som er gitt i Figur 3.9:



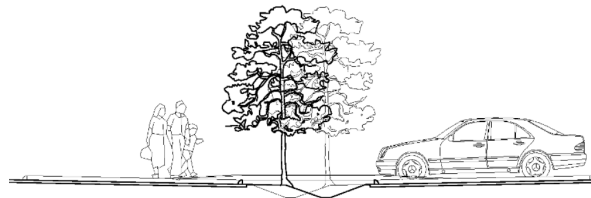
Figur 3.9: GH001 - Utkast til plan overvannshandtering for Kaupþún. Kilde: COWI (Aasen et al. 2006)

Tirsdag 31. Mars 2015 ble det avholdt et møte mellom Þráinn Hauksson, veileder og forfatteren i Trondheim. Hauksson er landskapsarkitekt for Landslag ehf. Det var i forbindelse med spørsmål angående fordrøyningsdammer at Þráinn Hauksson først ble kontaktet. Det var ønskelig å finne ut hvorfor ingen av de to fordrøyningsdammene var synlige på noen flyfoto, og veileder mente at Hauksson burde kontaktes. Hauksson ledet landskapsarkitektarbeidet for hele prosjektet fra starten av, og kjenner prosjektet svært godt. Þráinn Hauksson var med å bestemme hvem som vant konkurransen om å få levere forslag til overvannshandtering, som ble COWI i Norge.

Hauksson fortalte at swalene utenfor IKEA opprinnelig skulle ta mer plass og være bølgeformet som vist på Figur 3.10b. Dette ble endret under byggeprosessen på grunn av misforståelser hos entreprenør under legging av varmtvannsførende ledninger under parkeringsplassene for å hindre at snøen legger seg. Dette førte til at swalene her ble smalere enn planlagt, og ble rettlinjert i stedet for bølgeformet. Hauksson fortalte også at han var involvert i IKEA-utbygging i Vilnius i Litauen, hvor det også skal benyttes swales til håndtering av vann fra parkeringsarealer.



(a) Bygging av swale.

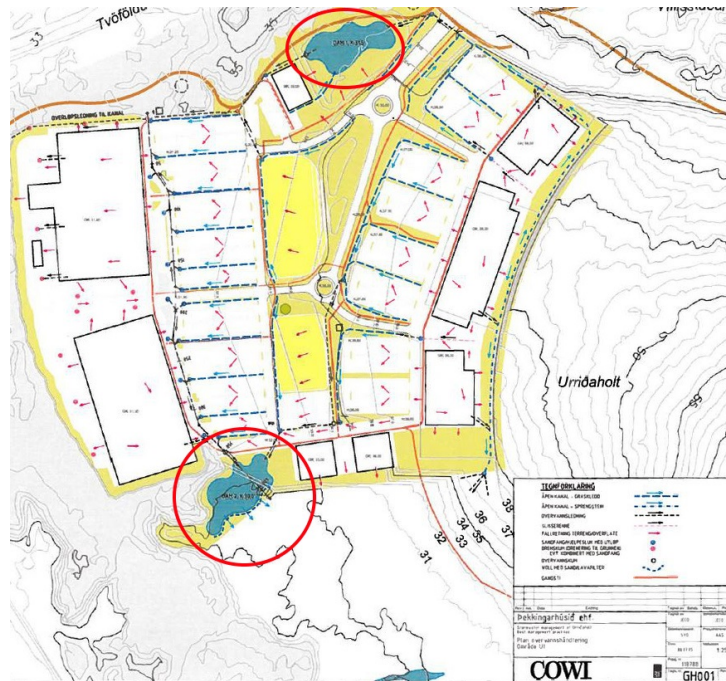


(b) Skisse som viser opprinnelig bølgeformet swale.

Figur 3.10: Swales på Kauptún Kilde: Landslag ehf.

En sentral del av den prosjekterte overvannshåndteringen på Kauptún er to fordrøynings/sedimenteringsdammer, som opprinnelig skulle plasseres som vist på Figur 3.11 på neste side. Overvannet fra Urriðaholt og sørlige deler av Kauptún føres ut i Urriðavatn via et våtområde. Det har vist seg at kvaliteten på vannet som slippes ut i våtområdet er tilfredsstillende, og man har besluttet å utsette bygging av den sørlige fordrøynings/sedimenteringsdammen. Gardabær kommune tar målinger med jevne mellomrom av vannet for å forsikre at kvaliteten er tilfredsstillende. Det er besluttet at dersom kvaliteten forverrer seg så skal dammen bygges for å ivareta vannkvaliteten i Urriðavatn ved at vannet får sedimentert, samt at det vil filtreres gjennom en voll bestående av sand/grus (Hauksson 2015).

Når det gjelder den nordlige dammen, har man ved nærmere undersøkelser funnet ut at grunnen er så porøs at mesteparten av vannet infiltrerer ned i bakken. Årsaken til dette er at bakken består av 8 000 år gammel lava med en konduktivitet i det øverste laget på omkring $10^{-2} - 10^{-1} m/s$ (Hjartarson 2015). Det er derfor besluttet å ikke bygge dammen, men heller la alt vannet infiltrere. Dette understreker viktigheten av å kartlegge egenskapene som karakteriserer området, for så å utnytte dem på best mulig måte. I store utbyggings- og infrastrukturprosjekter kan det være store summer å spare på å unngå å føre overvann ut av et felt, dersom det viser seg at grunnen er porøs nok til at alt overvann kan infiltrere ned i bakken på stedet.



Figur 3.11: Prosjekterte sedimenterings/- fordrøyningsdammer på Kaupþún. Kilde: COWI.

Opprinnelig skulle vannet fra den nordlige delen av Kaupþún føres ut i bekken Stórákrókslækur, som renner ut fra Urriðavatn. Dette har blitt endret. I dag blir vannet fra storparten av parkeringsarealet nord i Kaupþún ført under motorvegen og ut mot havet i retning nordvest via en 600 mm overvannsledning. Figur 3.12 viser tydelig hvor overvanns- og avløpsledningen er gravd ned. Denne endringen har konsekvenser for bekken Stórákrókslækur i form av at vannføringen vil bli noe redusert dersom man antar at vannet fra nordlige Kaupþún drenerte til Stórákrókslækur før utbyggingen. En annen konsekvens av denne omleggingen er at vannkvaliteten i bekken mest sannsynlig vil påvirkes positivt, fordi noe av dette vannet som i dag føres ut av feltet kommer fra veger som har relativt mye trafikk, og dermed forurensning. Dessuten vil denne omleggingen redusere flomtoppene i bekken, noe som er positivt for bebyggelsen i Hafnarfjörður.



Figur 3.12: Overvanns- og avløpsledninger føres ut av feltet ved Reykjanesbraut. Foto: Google Maps (Street view).

3.5 Erfaringer fra området

Forfatteren har hatt jevnlig kontakt med kommuneingeniør i Garðabær, Eysteinn Haraldsson. Han har vært til stor hjelp i arbeidet og formidlet kontakt til de riktige personene ved spørsmål. Haraldsson har utelukkende positive erfaringer med overvannsløsningene som er brukt ved Urriðaholt og Kauptún, både sommer og vinter (Haraldsson 2015). Figur 3.13 viser hvordan swalene blir helt/delvis dekt av is om vinteren. Det har ikke forekommet spesielle oversvømmelser/flomhendelser på Kauptún i løpet av de første ni årene som området har vært operativt.



Figur 3.13: Swales på vinterstid i Urriðaholt. Foto: Eysteinn Haraldsson, 28. Januar 2014

3.6 Sentrale kilder

Utvikleren av området, Þekkingarhúsið EHF, lanserte en konkurranse for å finne ut hvilke overvannsløsninger som skulle benyttes for Urriðaholt og Kauptún. Vinneren av denne konkurransen ble COWI Norge. COWI samarbeidet med flere andre selskaper om sitt bidrag, deriblant konsulentfirmaet Alta EHF, landskapsarkitektfirmaet Landslag EHF, Garðabær kommune, lokale forurensnings- og helsemyndigheter, ÍSOR (Iceland Geosurvey) og arkitektfirmaet John Thompson & Partners. Arbeidet ble koordinert av Alta EHF. En oppsummerende rapport er *SUDS - Urriðaholt Final Report* (Aasen et al. 2006) som COWI utarbeidet til konkurransen, og beskriver valgene man tok og strategiene som ble valgt i forbindelse med overvannshåndteringen. Denne kilden regnes som meget sentral for oppgaven. Det var i forbindelse med utarbeidelse av denne rapporten at Sveinn T. Thorolfsson ble forespurt av COWI om å bli med på laget. Sveinn Thorolfsson har forøvrig utarbeidet et paper som oppsummerer overvannsstrategien på Urriðaholt og Kauptún, *Stormwater management at Urridavatn in Iceland* (Thorolfsson 2008). Det er også en sentral kilde for oppgaven. I tillegg har det blitt tatt kontakt med en rekke personer på Island med ulik tilknytning til prosjektet, som har bidratt med nyttig informasjon og data-materiale. Av disse finnes blant annet landskapsarkitekter, kommuneingeniører, meteorologer, prosjektingeniører, geologer og prosjektledere.

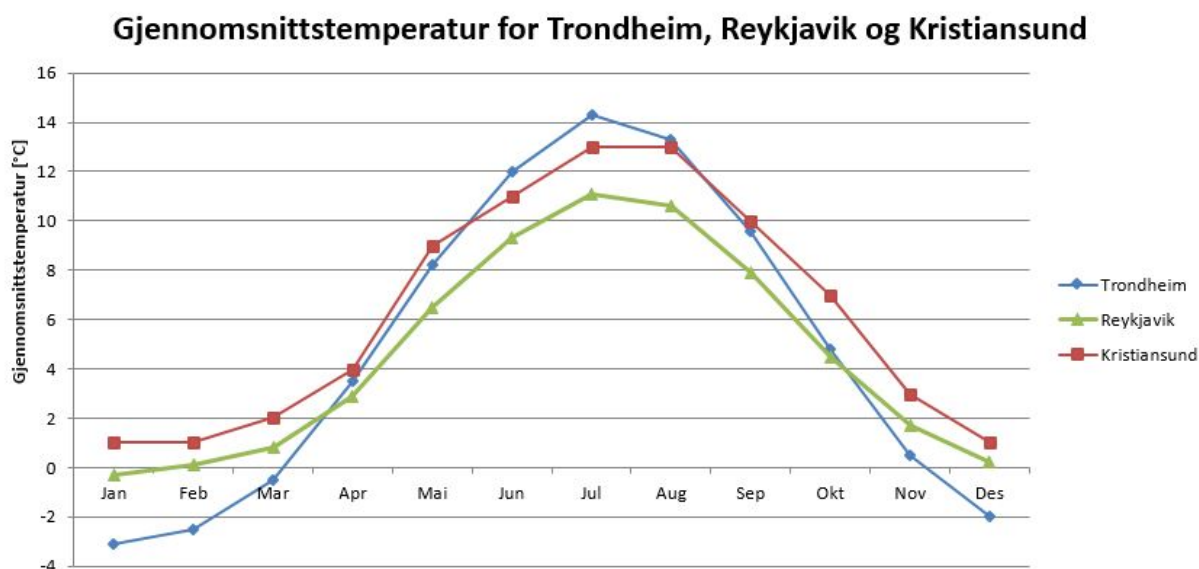
Klima

Klimaet spiller en viktig del av oppgaven, med tanke på at området tar i bruk bærekraftig overvannshåndtering i kaldt klima. Det er få prosjekter med tilsvarende omfang i Europa som kan vise til bruk av SUDS i tilsvarende klima. Utbyggingen på Fornebu etter nedleggelsen av Fornebu lufthavn utenfor Oslo frigjorde store arealer som førte til storstilt utbygging. Her ble blågrønne tiltak benyttet i stor stil, og COWI brukte Fornebu-utbyggingen aktivt som referanse i sitt forslag til overvannshåndtering for Urriðaholt og Kauptún.

I denne delen av oppgaven blir klimaet i Reykjavik-regionen sammenlignet med blant annet Trondheim, Ålesund og Kristiansund. Reykjavik og Trondheim ligger omtrent på samme breddegrad. Reykjavik ligger på 64.1°N mens Trondheim ligger på 63.4°N. I mangel på gode IVF-kurver for Island er det valgt å benytte IVF-kurver fra Norge, i tillegg til de som eksisterer for området. Forfatteren og veileder har en hypotese om at klimaet til en by på Norskekysten har store nok likhetstrekk til at IVF-kurve derfra kan benyttes for Kauptún som input til simuleringene i MIKE URBAN. I første omgang mistenkes det at Trondheim, Ålesund eller Kristiansund kan benyttes, og dette skal undersøkes nærmere i dette kapitlet.

4.1 Temperatur

Reykjavik ligger mer utsatt til ute ved Atlanterhavet enn for eksempel Trondheim, som fører til relativt store temperaturforskjeller. Gjennomsnittstemperaturen over hele året er likevel tilnærmet lik, Trondheim har en gjennomsnittstemperatur på $4,8^{\circ}\text{C}$ og Reykjavik har en gjennomsnittstemperatur på $4,6^{\circ}\text{C}$. Kristiansund og Ålesund ligger utsatt til ute ved havet som Reykjavik, men har en noe høyere gjennomsnittstemperatur på henholdsvis $6,7^{\circ}\text{C}$ og $6,3^{\circ}\text{C}$. Temperaturen over året for Trondheim, Reykjavik og Kristiansund er vist i Figur 4.1. Reykjavik og Kristiansund har et mer utpreget kystklima enn Trondheim med milde vintre og kjølige somre. Trondheim har relativt lav frostmengde F10 (frostmengde med 10 års returperiode) på mellom 7 000 og 9 000 h°C (Buvik et al. 2008). Trondheim har varmere somre og kaldere vintre med frostmengde F10 på omtrent 11 000 h°C (Aksnes, J. et al. 2013). Figur 4.1 viser at gjennomsnittstemperaturen for Reykjavik og Kristiansund samvarierer bra, med en differanse på omkring $1,5 - 2,0^{\circ}\text{C}$. Trondheim skiller seg litt ut med større variasjoner, som kommer av at Trondheim er plassert lenger bort fra havet enn de to andre byene som medfører preg av innlandsklima. Temperaturen i Ålesund varierer svært likt med Kristiansund og er derfor utelatt i Figur 4.1.



Figur 4.1: Temperatur over året for Trondheim, Reykjavik og Kristiansund.

Kilder: www.worldclimate.com og www.weatherbase.com.

4.2 Nedbør

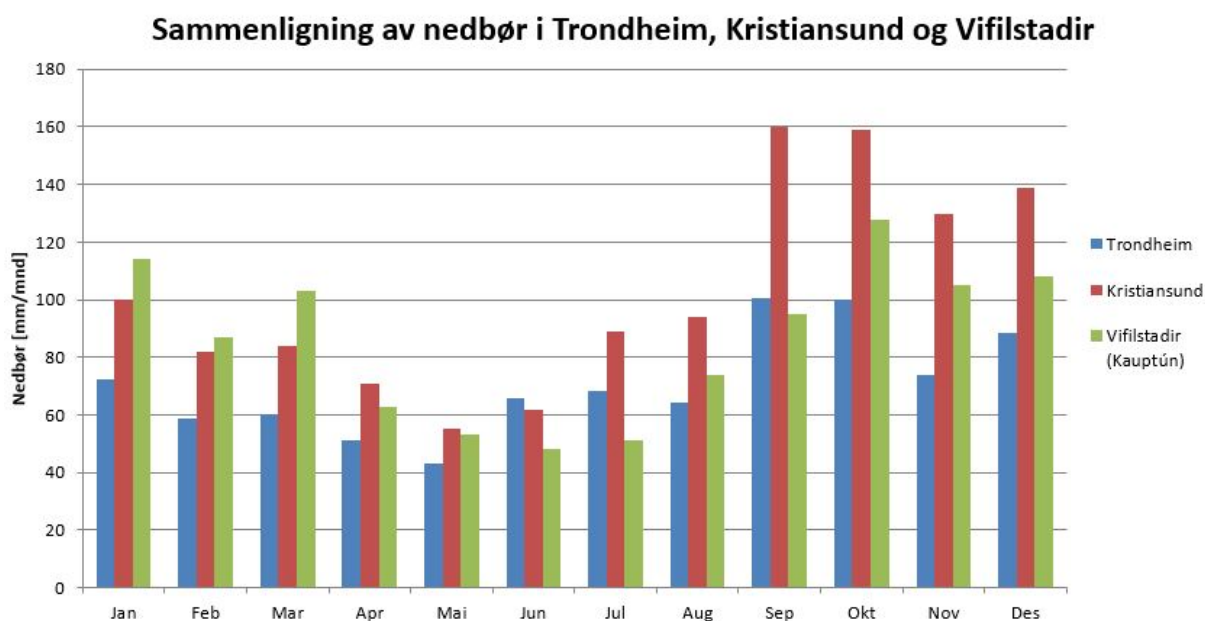
Reykjavik-området har en årsnedbør som er relativt lik Trondheim, men noe lavere enn Kristiansund og Ålesund. Tabell 4.1 viser årsnedbøren for Reykjavik, Vifilstadir, Trondheim, Ålesund og Kristiansund. Figur 4.2 viser månedsnedbør gjennom året. Målestasjonen Vifilstadir ligger bare 1,5 km nordøst for Kaupþún. Ålesund samvarierer godt med Kristiansund og er derfor utelatt fra figuren. Av figuren går det frem at Kristiansund har spesielt mye nedbør i perioden fra Juli til Desember, mens Reykjavik-regionen har relativt sett mer nedbør i vintermånedene Januar til Mars.

Når det gjelder topografi er det også likheter mellom de aktuelle byene. Kristiansund og Ålesund har noen fjell som strekker seg opp mot 1000 *m.o.h.* innenfor en radius på 20 *km*. I området rundt Trondheim strekker de høyeste fjellene seg opp mot 700 *m.o.h.*. I Reykjavik-området er de høyeste fjellene omkring 800 *m.o.h.*, men det er relativt flatt innenfor en radius på 10 *km* rundt Kaupþún.

Tabell 4.1: Årsnedbør for Reykjavik, Vifilstadir, Trondheim, Ålesund og Kristiansund.

Kilder: *www.worldclimate.com*, Jónsson, T. (1986), Store norske leksikon (2015) og Kristiansund kommune (2012).

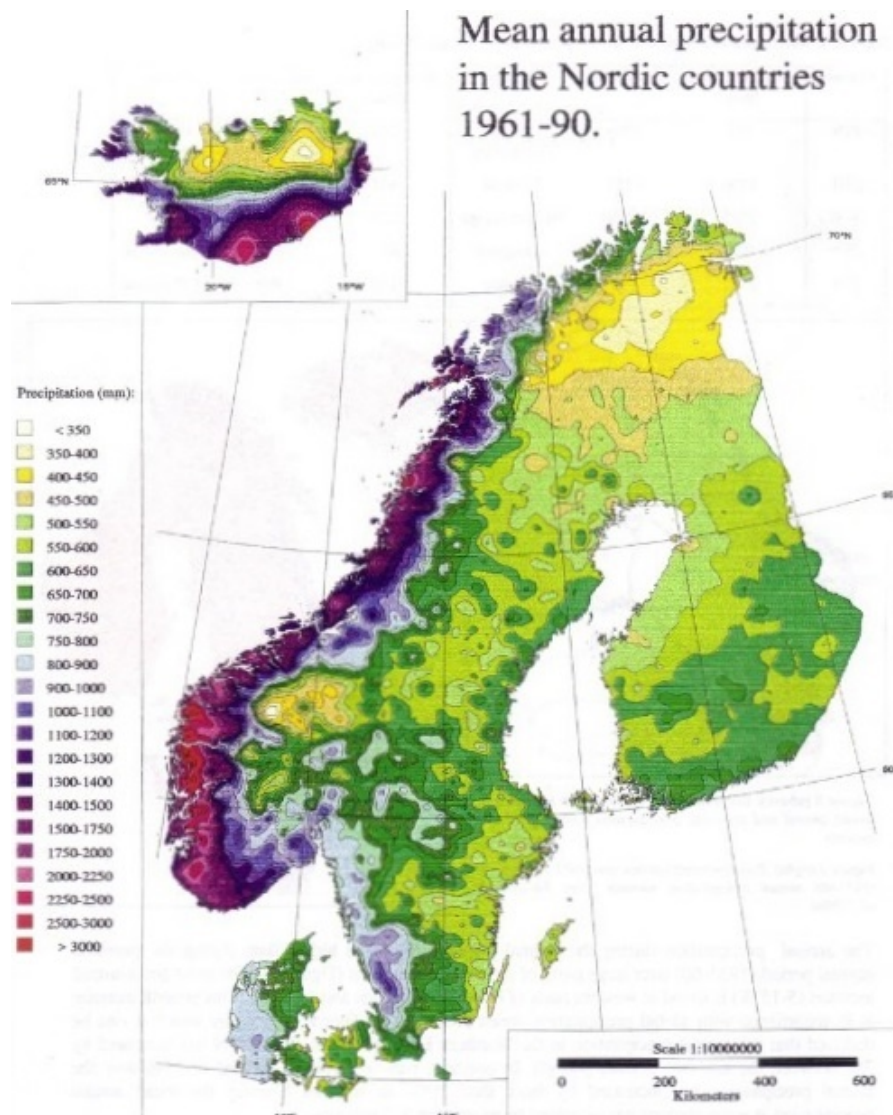
| Målestasjon | Årsnedbør [mm] |
|--------------|----------------|
| Reykjavik | 817 |
| Vifilstadir | 1029 |
| Trondheim | 845 |
| Ålesund | 1531 |
| Kristiansund | 1160 |



Figur 4.2: Månedsnedbør over året for Trondheim, Kristiansund og Vifilstadir.

Kilder: *www.worldclimate.com*, *www.weatherbase.com* og Jónsson, T. (1986).

Figur 4.3 viser gjennomsnittlig årsnedbør i Norden grafisk. Norskekysten på strekningen Møre og Romsdal - Nordland ligner mye på sørvest-kysten av Island når det gjelder årsnedbør. Dette kommer av at både sørkysten på Island og norskekysten ligger i typiske lavtrykksbaner.



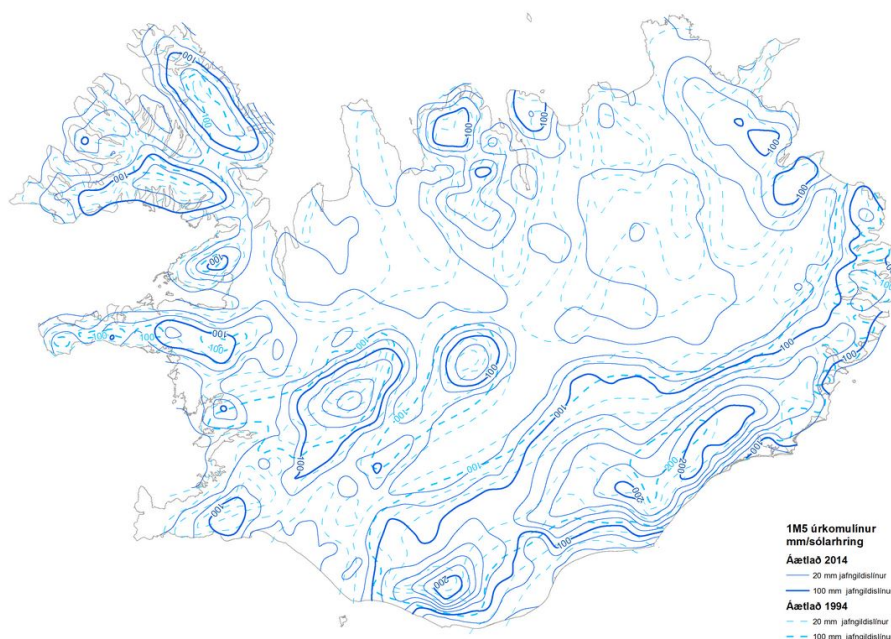
Figur 4.3: Gjennomsnittlig nedbør i Norden i perioden 1961-1990. Kilde: Meteorologisk Institutt.

Det som derimot er viktigst i denne oppgaven er korttidsnedbøren. Døgn-, måneds- og årsnedbør er tilstrekkelig og nyttig i forbindelse med for eksempel utnytting av vassdrag til kraftproduksjon, men når systemer for overvannshåndtering i urbane strøk skal dimensjoneres og analyseres behøver man data med kort tidsoppløsning, helst over lange perioder. På Island har man i liten grad foretatt målinger av korttidsnedbør, og data er vanskelig å få tak i. Tre år med korttidsnedbørsdata (Veðurstofa Íslands 2015a) har blitt anskaffet ved å kontakte Þórunna Pálsdóttir og Elín Jónasdóttir hos Veðurstofa Íslands (Meteorologisk Institutt på Island). Dette er kumulative målinger med oppløsning på ti minutter (Pálsdóttir 2015). Disse vil bli analysert og brukt til å begrunne valg av IVF-kurve senere i oppgaven.

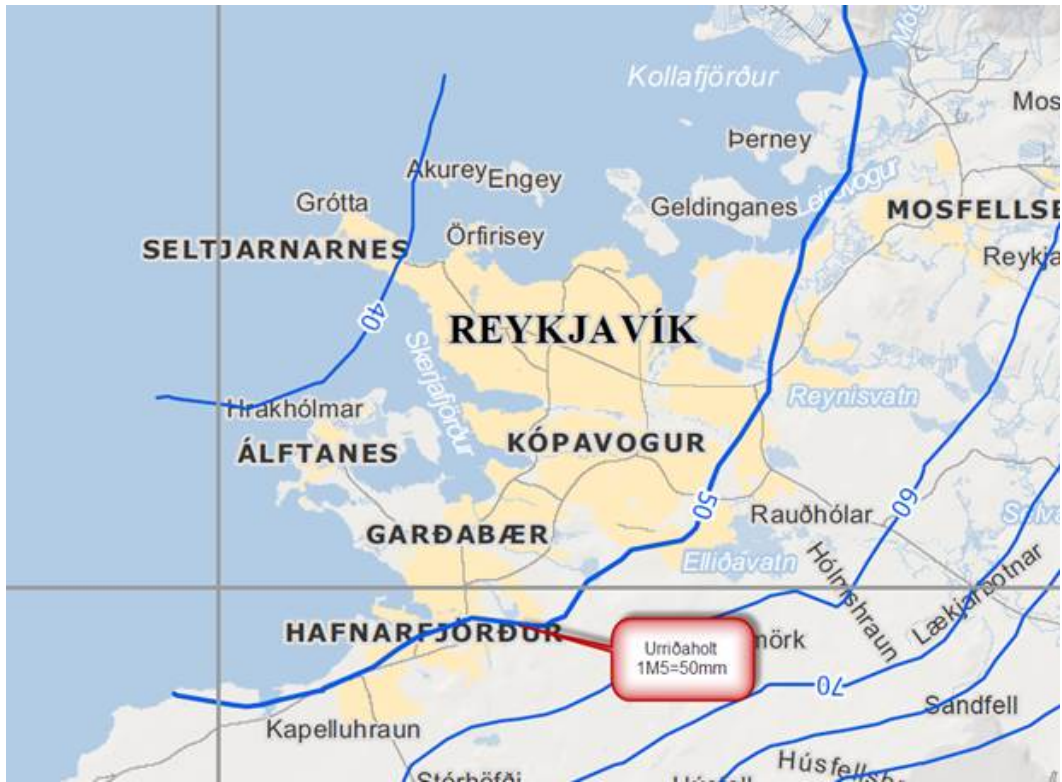
4.3 M5-metoden

Mens man i Norge har utarbeidet intensitet-, varighet- og frekvenskurver (IVF-kurver) på grunnlag av målte korttidsnedbørsdata som benyttes til å dimensjonere overvannsystemene i byer og tettsteder, har man på Island valgt å benytte seg av M5-metoden, også kalt 1M5-metoden. Den går ut på at nedbørsintensiteter for korte varigheter beregnes på grunnlag av nedbør med 24 timers varighet med returperiode på fem år, ved bruk av statistiske parametre og topografiske modeller (Eliasson 1999). Dette gjør at IVF-kurvene blir glatte og jevne, som IVF-kurven for Kauptún på Figur 4.6 illustrerer. Med andre ord skiller IVF-kurver seg basert på M5-metoden seg fra ordinære IVF-kurver. *Urban Drainage* (Butler & Davies 2011) anbefaler *ikke* å benytte M5-metoden til å dimensjonere systemer for overvannshåndtering i urbane områder. De går så langt som å si at den ikke gjelder for områder mindre enn 50 ha. Den er heller ikke anbefalt å bruke på urbane nedbørsfelt. Dessuten benytter M5-metoden seg av nedbørshendelser som har svært lang varighet i forhold til det som bør benyttes sett fra et urbanhydrologisk synspunkt. På Island er det brukt døggnedbør.

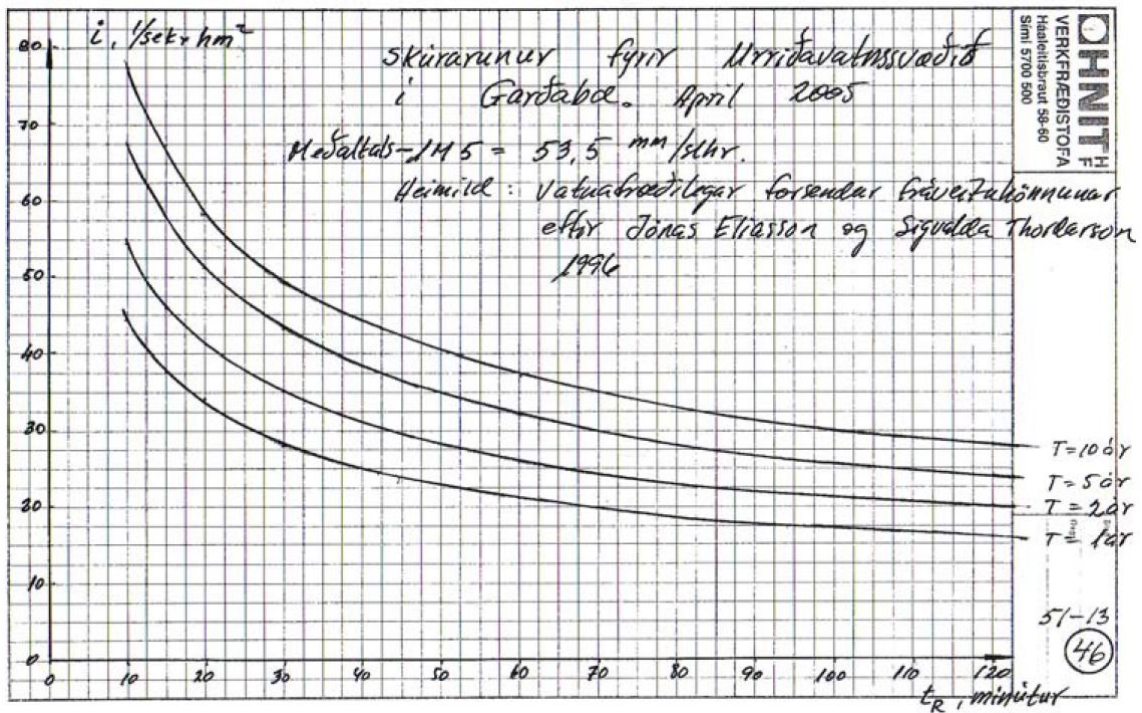
En fordel med å benytte M5-metoden på Island er at den gir et relativt godt dimensjoneringsgrunnlag for vegbygging i øde områder. Det er laget M5-kart som dekker hele Island på grunnlag av topografiske modeller og døgnerverdier fra nedbørsmålinger, se Figur 4.4. Et mer detaljert kart for Reykjavik-regionen er gitt i Figur 4.5. IVF-kurver som er bygd på lokale korttidsmålinger har et begrenset gyldighetsområde geografisk sett, og er i visse tilfeller kanskje bare gyldig for den aktuelle bydelen. Mange tettsteder i Norge har ikke korttidsnedbørmålere i det hele tatt, og må da bruke IVF-kurver fra nærmeste by for å dimensjonere sine overvannsledninger og -systemer. Da kan M5-kart i noen tilfeller være like fornuftig å benytte, ettersom de legger til grunn at nedbøren varierer med topografien. Forfatteren mener det med fordel kunne vært utviklet slike kart til dette formålet for Norge som kan være et nyttig supplement i forbindelse med for eksempel vegbygging i områder hvor man mener at IVF-kurver fra nærmeste målestasjon ikke er representative, en problemstilling som ofte opptrer.



Figur 4.4: M5-kart over Island. Kilde: Vatns- og fráveitufélag Íslands



Figur 4.5: M5-kart over Reykjavik-området. Kildu: Vatns- og fráveitufélag Íslands

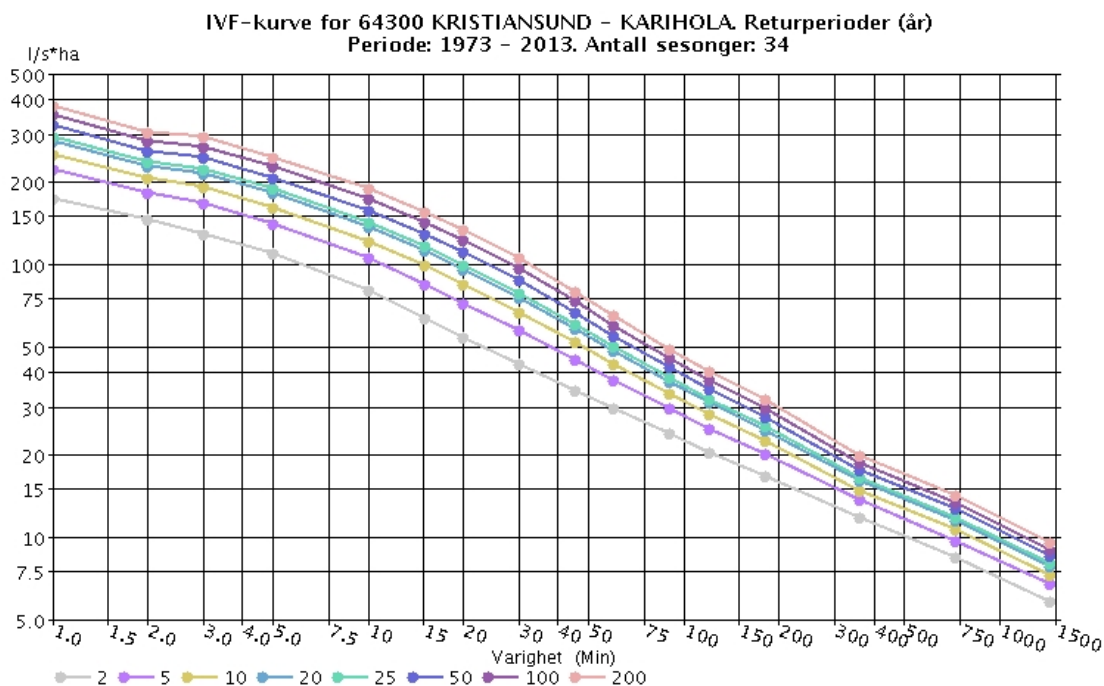


Figur 4.6: IVF-kurve for Kaupþún (Urriðavatn, Garðabær) konstruert på grunnlag av døggnedbør med returperiode på fem år. (Aasen et al. 2005)

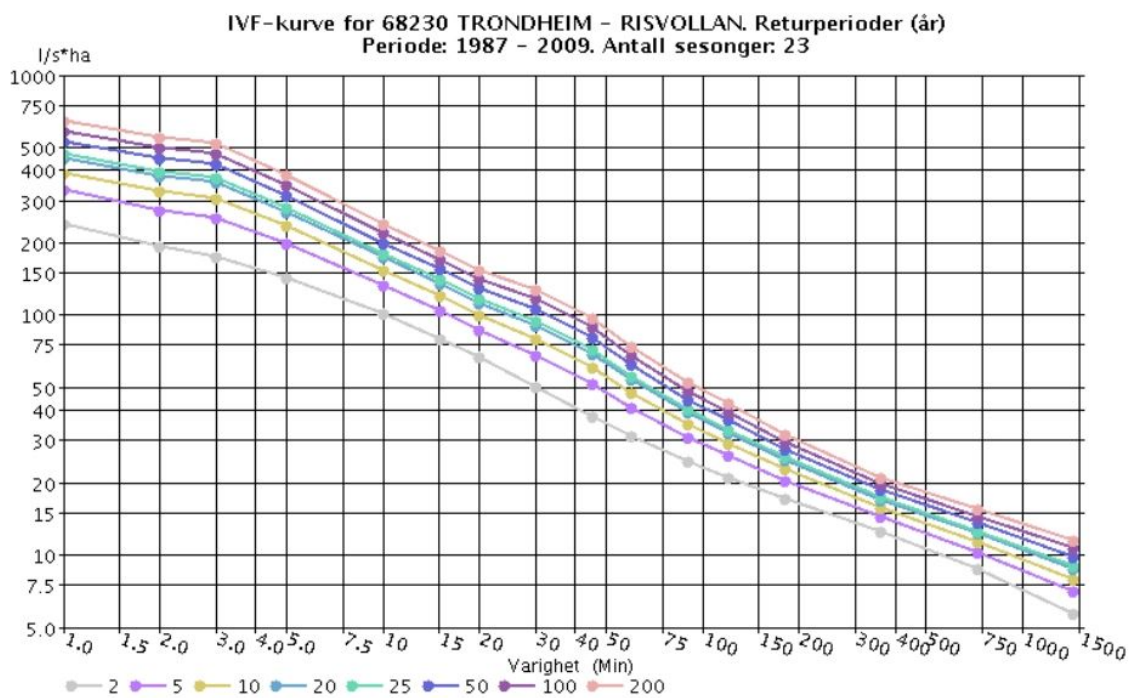
4.4 Valg av IVF-kurve til bruk i oppgaven

I oppgaven er det valgt å benytte enkelthendelser (*single event*) fra IVF-kurve som input til simuleringene. Dersom dataserier med kraftige nedbørshendelser med oppløsning ned mot ett minutt hadde vært tilgjengelig, ville dette vært et godt alternativ som input i MIKE URBAN. Men ettersom de nedbørshendelser som er mottatt fra Veðurstofa Íslands har oppløsning som er i samme størrelsesorden som feltets konsentrasjonstid er dette ikke blitt gjennomført, da det anses som lite hensiktsmessig. I den forbindelse må det velges en representativ IVF-kurve. Det er blitt spekulert i om IVF-kurven for Kauptún som bygger på M5-metoden i Figur 4.6 angir for lave verdier. Den angir nedbørsintensitet med varigheter fra 10 til 120 minutter, med returperioder fra 1 til 10 år. Som nevnt tidligere i oppgaven er det i samråd med veileder besluttet å benytte en IVF-kurve fra en by på Norskekysten som input i MIKE URBAN, og derfor er det interessant å sammenligne intensiteten på nedbøren i Figur 4.6 med IVF-kurver på Norskekysten.

Kristiansund og Ålesund har et utpreget kystklima, i motsetning til Trondheim som ligger i området mellom kyst- og innlandsklima. Kystklima innebærer lavere maksimumstemperaturer om sommeren, som igjen innebærer lavere intensitet under typiske ettermiddagsbyger. Kristiansund har en årsnedbør på 1160 mm (Kristiansund kommune 2012) som er noe høyere enn Trondheim, men samtidig ikke så langt fra årsnedbøren i Vifilstadir som ligger nært Kauptún (1029 mm). Når det gjelder intensitet på korttidsnedbør plasserer Kristiansund seg noe lavere enn Trondheim, slik det fremgår av IVF-kurvene til Kristiansund og Trondheim som er vist i Figur 4.7 og 4.8:

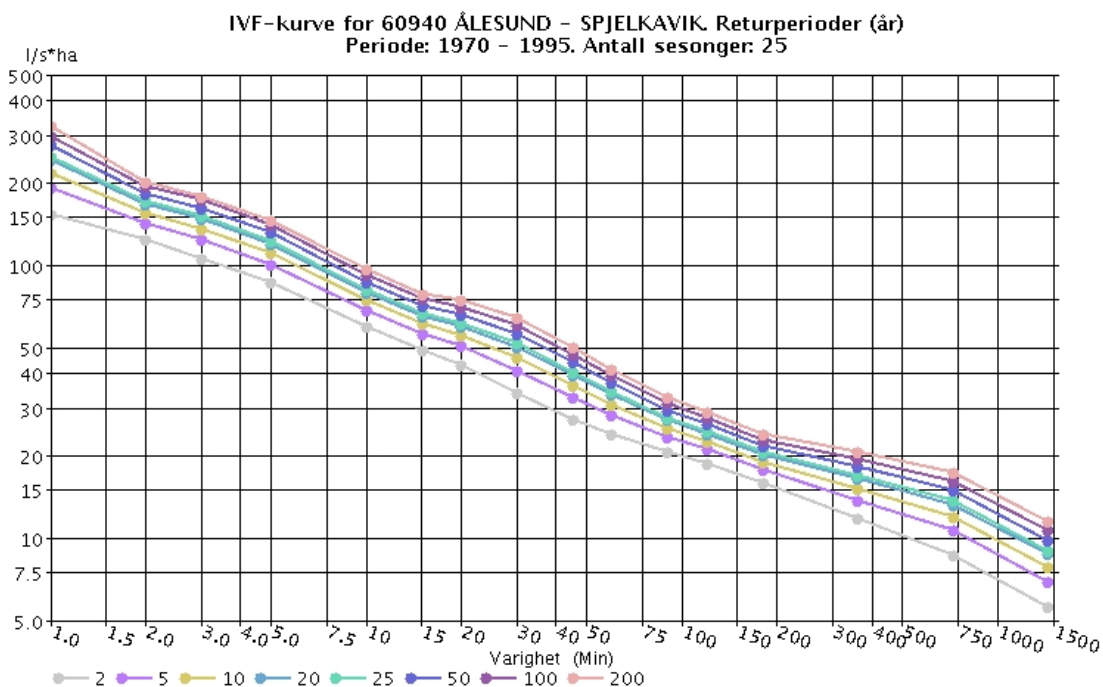


Figur 4.7: IVF-kurve fra Kristiansund - Karihola. Hentet fra: www.eklima.no, 13. Mars 2015



Figur 4.8: IVF-kurve fra Trondheim - Risvollan. Hentet fra: www.eklima.no, 13. Mars 2015

IVF-kurven til Ålesund er vist i Figur 4.9. Tross den høye årsnedbøren er IVF-kurven betydelig lavere enn både Kristiansund og Trondheim, og er faktisk relativt lik IVF-kurven for Kauptún.



Figur 4.9: IVF-kurve fra Ålesund - Spjelkavik. Hentet fra: www.eklima.no, 13. Mars 2015

I Tabell 4.2 er noen utvalgte intensiteter fra IVF-kurvene for Kaupþún (Figur 4.6), Kristiansund (Figur 4.7) og Ålesund (Figur 4.9) sammenlignet. Differansen mellom Kaupþún og Ålesund er relativt lav. Differansen er stor mellom Kaupþún og Kristiansund, spesielt for hendelser med kort varighet. Forskjellen blir dessuten større med økende returperiode:

Tabell 4.2: Sammenligning av IVF-kurver for Kaupþún, Ålesund og Kristiansund. (Aasen et al. 2005) og www.eklima.no.

| Tilfelle | Intensitet [l/s·ha] | | | Differanse ift. Kaupþún [%] | |
|---------------|---------------------|---------|--------------|-----------------------------|--------------|
| | Kaupþún | Ålesund | Kristiansund | Ålesund | Kristiansund |
| 10 min, 2 år | 55 | 60 | 80 | 9,1 | 50,0 |
| 10 min, 5 år | 68 | 69 | 105 | 1,5 | 54,4 |
| 10 min, 10 år | 75 | 75 | 120 | 0,0 | 60,0 |
| 30 min, 2 år | 35 | 33 | 42 | -5,7 | 20,0 |
| 30 min, 5 år | 43 | 41 | 60 | -4,7 | 39,5 |
| 30 min, 10 år | 49 | 45 | 70 | -8,2 | 42,9 |

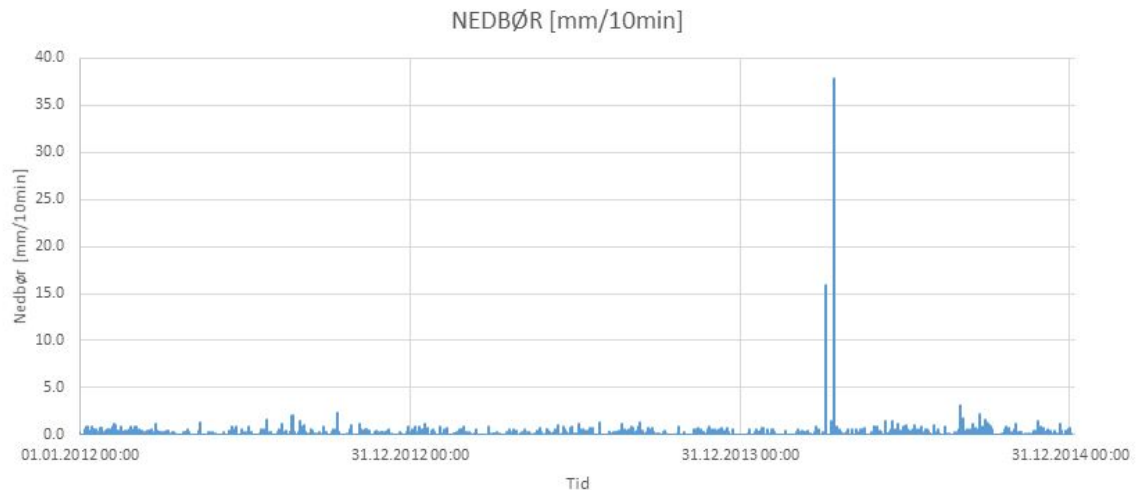
For å undersøke hypotesen om at nedbørsintensiteten på IVF-kurven for Kaupþún er for lav, er det gjort analyser av korttidsnedbøren som er blitt anskaffet fra Meteorologisk Institutt på Island. Målestasjonen heter 7475 - Reykjavik og er lokalisert midt i Reykjavik sentrum, 6 km nord for Kaupþún. I følge M5-kartet på Figur 4.5 har denne stasjonen en døggnedbør (femårsregn) på omtrent 44 mm/døgn, mens Kaupþún har omtrent 50 mm/døgn. HNT brukte 53,5 mm/døgn for Kaupþún som grunnlag i 2005, som kan ses på Figur 4.6. For å sammenligne de innhentede korttidsnedbørsdataene med IVF-kurven for Kaupþún på Figur 4.6 er det derfor besluttet å benytte en skaleringsfaktor K_{M5} for å estimere nedbøren for Kaupþún, $P_{Kaupþun}$:

$$P_{Kaupþun} = P_{Reykjavik} * K_{M5} \quad (4.1)$$

Hvor:

$$K_{M5} = \frac{M5_{Kaupþun}}{M5_{Reykjavik}} = \frac{53,5 (50,0) \text{ mm/døgn}}{44 \text{ mm/døgn}} = 1,22 (1,14) [-] \quad (4.2)$$

Det er valgt å benytte $K_{M5} = 1,22$, ettersom korttidsnedbørsdataene skal sammenlignes med IVF-kurven som bygger på $M5 = 53,5 \text{ mm/døgn}$. Dataene fra målestasjonen i Reykjavik er fremstilt i Figur 4.10 på neste side. Verdiene inneholder tre suspekke verdier, som alle inntraff i April 2014. Blant annet ble det registrert en intensitet på $3,7 \text{ mm/min}$ med varighet på 10 minutter den 14. April 2014, noe som tilsvarer en intensitet på $616,6 \text{ l/s·ha}$. Dette er en intensitet som er langt kraftigere enn 200-årsregn for Risvolla i Trondheim. Ved nærmere undersøkelser ble det fastslått at dette ikke kan stemme, da det ikke ble registrert dager i April 2014 med mer enn 7,8 mm nedbør i Reykjavik (Veðurstofa Íslands 2015b). En annen opplysning som støtter denne teorien er at 7. April var den mest nedbørrike dagen den måneden i 2014. I dataserien ble det derimot ikke registrert noe nedbør den 7. April (Veðurstofa Íslands 2015b). Derfor er det sett bort fra disse verdiene i analysene. Dette måleinstrumentet er av typen *tipping bucket* som må tømmes etter 600 mm nedbør (Pálsdóttir 2015). Det mistenkes at måleren har hengt seg opp, for så å ha gitt store utslag når den har løsnet. Disse funnene er en påminnelse om at man alltid skal være kritisk ved bruk av slike data, og er alltid en svakhet ved analyser som dette.



Figur 4.10: Korttidsnedbørsdata fra målestasjon 7475 - Reykjavik. Feilmålingene i April 2014 kommer tydelig fram. Kilde: Veðurstofa Íslands.

Ved å sortere dataene er det blitt registrert hvor mange ganger visse intensiteter har forekommet i løpet av de tre årene som dataene dekker. Det ble registrert hvor mange ganger hendelser med varigheter på 10, 20 og 30 minutter oversteg intensitetene for 1-, 2-, 5- og 10-årsregn på IVF-kurven for Kauptún. Resultatene er fremstilt i Tabell 4.3. Ved telling av antall tilfeller, ble det ikke telt mer enn én hendelse per dag. Antall registreringer ville vært høyere dersom flere registreringer hadde blitt tillatt medregnet per dag. Det er altså valgt å se på flere høye registreringer per dag som en enkelt regnhendelse. Blant annet ble det registrert fire perioder á 10 minutter med en intensitet større enn ettårsregn den 31. August 2014, men disse har blitt registrert som en og samme hendelse i Tabell 4.3.

Tabell 4.3: Sammenligning av korttidsnedbørsdata fra målestasjon 7475 - Reykjavik og IVF-kurve for Kauptún (Figur 4.6).

| Varighet | Returperiode | Intensitet [l/s·ha] | Overtredelser | | Prosent av forventet [%] |
|-------------|--------------|------------------------|-----------------|--------------------|-----------------------------|
| | | | Funnet [stk] | Forventet [stk] | |
| 10 minutter | 1 år | 45 | 3 | 3,0 | 100 |
| 10 minutter | 2 år | 55 | 1 | 1,5 | 66 |
| 20 minutter | 1 år | 33 | 6 | 3,0 | 200 |
| 20 minutter | 2 år | 42 | 2 | 1,5 | 133 |
| 20 minutter | 5 år | 51 | 1 | 0,6 | 166 |
| 30 minutter | 1 år | 28 | 4 | 3,0 | 133 |
| 30 minutter | 2 år | 35 | 2 | 1,5 | 133 |
| 30 minutter | 5 år | 43 | 1 | 0,6 | 166 |
| 30 minutter | 10 år | 49 | 1 | 0,3 | 333 |

Kolonnen til høyre på Tabell 4.3 viser antall overtredelser i prosent av det man bør forvente ut ifra returperioden. Antall forventede overtredelser blir dermed $3 \text{ år} \cdot (1/T)$ hvor T er returperiode. En klar svakhet ved denne analysen er at korttidsnedbørsdataene dekker en periode på bare tre år. En så kort periode med data vil ikke gi det fullstendige bildet over korttidsnedbørssituasjonen for det aktuelle området. Men det var dette som ble anskaffet, og det er likevel nok til å skissere et bilde på situasjonen. Tabellen viser at antall overtredelser er mange, og flere enn forventet for de fleste varigheter og returperioder. Alt i alt kan disse dataene styrke mistanken om at IVF-kurven for Kauptún (Figur 4.6) som bygger på M5-verdier er for lav. Spørsmålet blir da hvor mye høyere den egentlig ligger, og hvilken kurve som skal benyttes som erstatning. Som Tabell 4.2 viser er IVF-kurvene for Kauptún og Ålesund relativt like, mens IVF-kurven for Kristiansund ligger til dels mye høyere enn for Kauptún, fra 20 % høyere for 30 minutters varighet med lav returperiode til 60 % høyere for 10 minutters varighet med høy returperiode. Det er likevel besluttet å benytte IVF-kurven for Kristiansund for denne oppgaven, med visshet i at den muligens er noe konservativ. Det har også blitt hentet IVF-kurve fra Bodø. Denne bygger bare på 11 sesonger med data, noe som blir ansett som for lite. Kristiansund, Ålesund og Trondheim har alle vært i drift i mer enn 20 sesonger. Dersom flere år med korttidsdata hadde vært tilgjengelig ville det vært interessant å konstruere en IVF-kurve for Reykjavik, men ettersom det bare er anskaffet tre år med data er dette utelatt.

En annen svakhet med IVF-kurven for Kauptún er at den ikke inneholder returperioder på mer enn 10 år. I Norge er det vanlig å dimensjonere overvannsystemene for returperioder på 20 år (Thorolfsson 2015). Dessuten inneholder ikke IVF-kurven varigheter på under 10 minutter. Mange mindre felt har en konsentrasjon som er betydelig lavere enn 10 minutter. Dette er også en stor svakhet med M5-metoden. Jo mer man ekstrapolerer døgnet nedbøren, jo større blir usikkerheten.

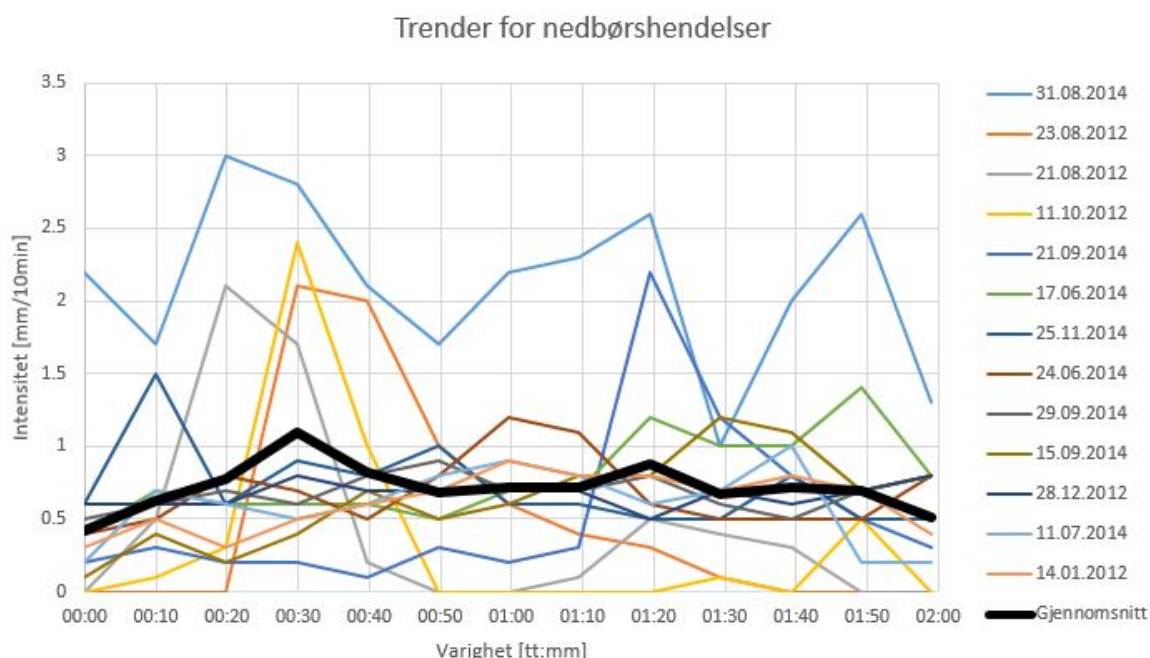
4.5 Analyse av nedbørstrender

Det ble også forsøkt å finne et mønster i nedbørshendelsene som har blitt registrert på målestasjonen 7475 - Reykjavik. Etter forslag fra veileder var det ønskelig å undersøke om det kunne lages et Kristoffersen-regn for området. Kristoffersen-regnet går ut på at man finner trender eller typiske trekk ved regnhendelsene for den aktuelle målestasjonen (eller flere), for så å konstruere et regnforløp på grunnlag av dette samt intensiteter fra nærmeste IVF-kurve (Kristoffersen 2010).

Flom i Reykjavik-området opptrer ofte når bakken er frossen og man får plutselig snøsmelting og/eller regn. Det er størst fare for oversvømmelser på vinteren etter kalde perioder med snøfall, og været plutselig skifter til sørøstlig vind med kraftig regn (Jónsson, T. 1986).

Figur 4.11 viser intensitetsforløp for 13 regnhendelser registrert i Reykjavik, med varighet på 120 minutter. Den svarte, tykke linjen viser gjennomsnittet av alle 13 hendelsene, som antyder en markert topp 30 minutter ut i nedbørshendelsene. Det er også antydning til en mindre topp etter 1 time og 20 minutter.

På grunn av at oppløsningen på dataene er relativt høy til å være korttidsnedbørsdata (10 minutter), er det nødvendig å ha såpass lang varighet som 120 minutter for å kunne se noen trend i regnforløpene. En så lang varighet er mye lengre enn konsentrasjonstiden for Kauptún ($\approx 10 - 15 \text{ min}$), og derfor vil det være vanskelig å si noe om eventuelle trender som vil ha betydning for Kauptún sitt vedkommende. De trendene som fremkommer for varigheter på 120 minutter trenger ikke være gyldige for kortere varigheter (bør ikke skaleres ned). Med andre ord trengs det nedbørsdata med høyere oppløsning, helst ned mot ett minutt for å kunne lage et gyldig Kristoffersen-regn for Kauptún.



Figur 4.11: Trender i nedbørsdata fra målestasjon 7475 - Reykjavik. Kilde: Veðurstofa Íslands.

Metode

5.1 Hva er en avrenningsmodell?

En modell, slik begrepet er brukt i denne oppgaven, er en modell som beregner avrenning på grunnlag av nedbørsdata og geografiske egenskaper som puttes inn. I følge *Urban Drainage* (Butler & Davies 2011) er formålet med en modell i forbindelse med urban avrenning å representere et avløpsfelt, dets system og respons ved forskjellige påkjenninger, for å svare på spørsmål knyttet opp mot feltet. Slike spørsmål går ofte på formen "Hva som skjer hvis...", og oppstår for eksempel når man skal utvide boligområder, gjøre store endringer i et nedbørsfelt, eller når man vil undersøke hva klimaendringer har å si for et spesifikt område. Man kan si at Den rasjonelle metode også er en forenklet modell, eller en forløper til avrenningsmodeller.

5.2 Hvorfor er MIKE URBAN med SWMM valgt i denne oppgaven?

Det fins flere ulike programmer man kan benytte til å modellere avrenningen fra et felt som Kaup-tún. Blant de mest aktuelle alternativene til MIKE URBAN finnes PCSWMM som er utviklet av kanadiske CHI water, som i likhet med MIKE URBAN bygger på SWMM (Storm Water Management Model). SWMM er utviklet av United States Environmental Protection Agency (US EPA). PCSWMM er i likhet med MIKE URBAN en kostbar programvare hvor man får brukerstøtte. Et annet alternativ er å benytte SWMM-motoren alene. Denne programvaren er gratis og ligger fritt tilgjengelig på Internett. Den har veldig mange av de samme mulighetene som MIKE URBAN, men man har ikke den samme brukerstøtten som man får med PCSWMM.

MIKE URBAN har mulighet til å benytte to ulike moduler til å beregne avrenning: DHIs egenutviklede modul MOUSE, og SWMM som nevnt over. I denne oppgaven er det valgt å benytte MIKE URBAN med SWMM-modulen. Hovedgrunnen til at SWMM er valgt for Kaup-tún er at den lar brukeren modellere LID-tiltak (Low Impact Development). Det innebærer at regnbed, grønne tak, swales og så videre kan implementeres i modellen på en relativt enkel måte. Ettersom swales har fått en såpass sentral rolle i overvannshåndteringen på Kaup-tún er det valgt å benytte seg av denne muligheten som SWMM-modulen gir her. Det skal nevnes at SWMM beregner strømning i swales på en forenklet måte. I følge Grinden (2014) benytter SWMM Mannings formel for strømning på overflaten kombinert med Hortons infiltrasjonsligning til å beregne strømning i swales. Grinden (2014) utviklet forøvrig en modell skrevet i MATLAB

som beregner strømning i swales med St. Venants ligning for dynamisk bølge. Denne metoden kunne med fordel blitt forsøkt implementert i denne oppgaven. Det antas at dette krever høy datateknisk kompetanse, og har blitt vurdert som for krevende med hensyn til disponibel tid.

Ved valg av modell er det visse krav til modellen som må være oppfylt. Modellen må takle små tidssteg, den bør være dynamisk og den bør inkludere muligheten til å modellere blågrønne løsninger. MIKE URBAN tilfredsstillende alle disse kravene. Det kan også legges til at MIKE URBAN er en deterministisk modell. Det betyr at tilfeldighet ikke er tatt hensyn til, hvilket betyr at lik input gir likt resultat hver gang.

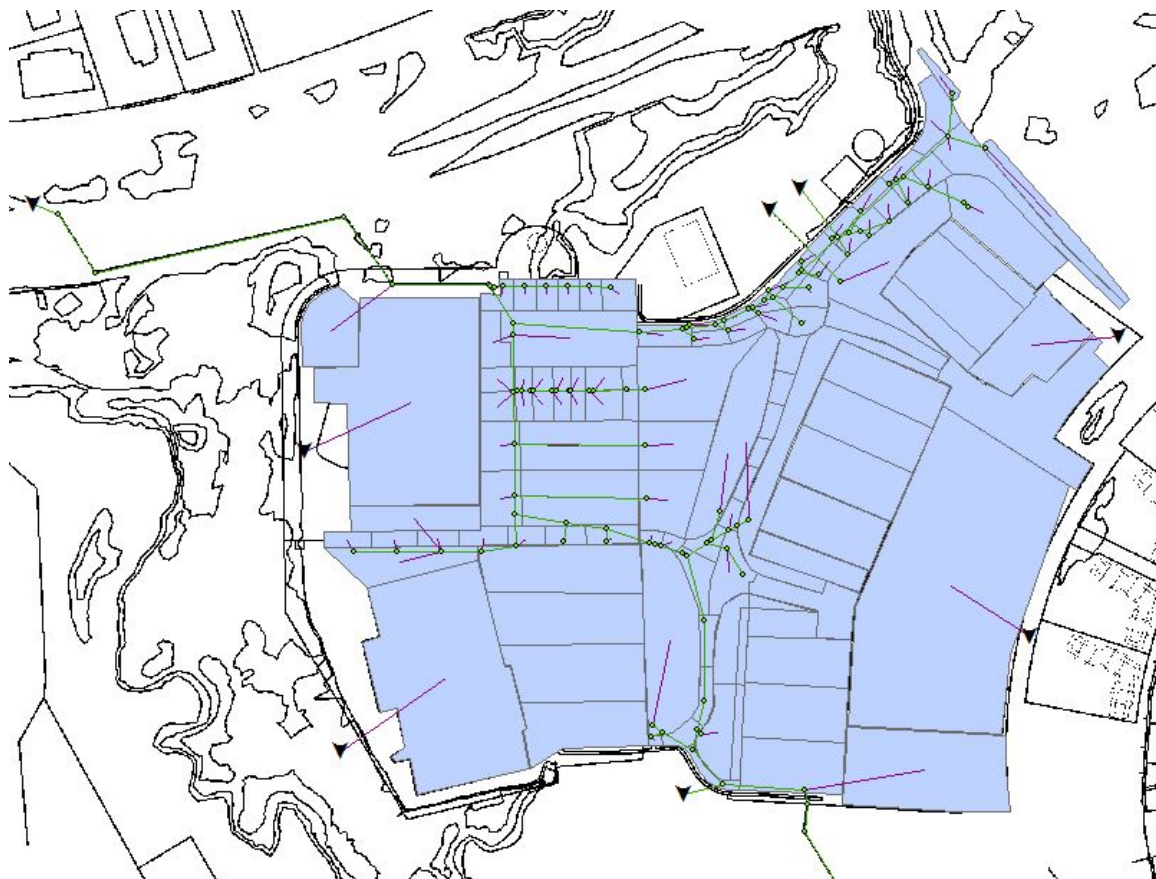
Valget av MIKE URBAN i denne oppgaven skyldes delvis at man i VA-Norge har valgt å satse på MIKE URBAN til å modellere avrenning i urbane områder. I prosjekteringen av Urriðaholt og Kauptún ble det bestemt at norske forhold og norske metoder skulle benyttes. Det er også en sterk kobling mellom klimaet i Reykjavik og Trondheim. Derfor forventes det at MIKE URBAN vil virke tilfredsstillende også for Islandske forhold.

Institutt for Vann- og Miljøteknikk ved NTNU har over lengre tid hatt avtale med DHI om bruk av deres programvare, og dette har også bidratt til at valget falt på MIKE URBAN. Dessuten kan det være nyttig å lære å bruke programvaren til senere bruk. Det vil gjøre at terskelen for å begynne å bruke den i arbeidslivet blir lavere. Det vil også gjøre det lettere å tolke resultater fra simuleringer som andre har utført ved hjelp av modelleringsverktøy.

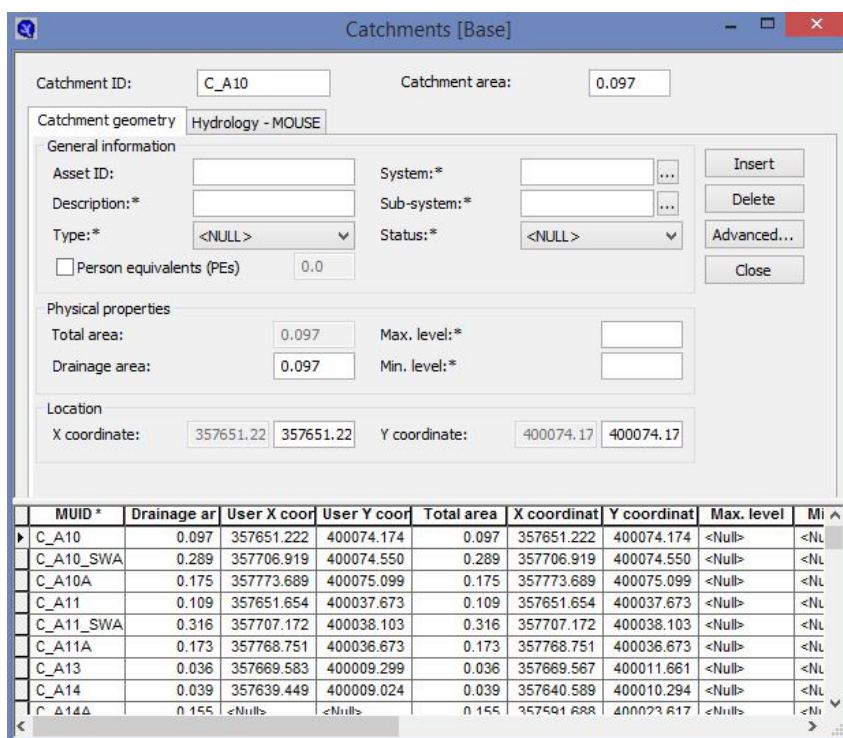
5.3 Modellparametre i MIKE URBAN

5.3.1 Nedbørsfelt

Ettersom det er skaffet til veie informasjon om så nært som alle rister og sluk, og siden Kauptún er relativt lite (ca 20 ha) har det blitt besluttet å dele inn området i relativt små nedbørsfelt ut ifra hvor de drenerer. Alle nedbørsfelt i Kauptún er tegnet inn i MIKE URBAN manuelt, på toppen av et grunnkart brukt som referanse. Det er blitt skaffet til veie CAD-filer som inneholder informasjon om sluker, ledninger, parkeringsplasser, vegger, bygninger og så videre. Dette har vært til stor hjelp under inndelingen av nedbørsfelt. Google Maps (Street view) har også vært svært nyttig i dette arbeidet for å kunne lage detaljerte nedbørsfelt. Inndelingen av nedbørsfelt vises i Figur 5.1. Kauptún er delt inn i totalt 112 nedbørsfelt. Størrelsen på hvert enkelt nedbørsfelt blir automatisk utregnet i MIKE URBAN, og feltenes gjennomsnittlige størrelse er 0.16 ha (1620 m²). På figuren er nedbørsfelt markert med blått, ledninger er markert med grønne streker, lilla streker angir hvilken node nedbørsfelt drenerer til, mens svarte trekanten symboliserer utløp.



Figur 5.1: Inndeling av nedbørsfelt (skjerm bilde).



Figur 5.2: Catchments (skjerm bilde).

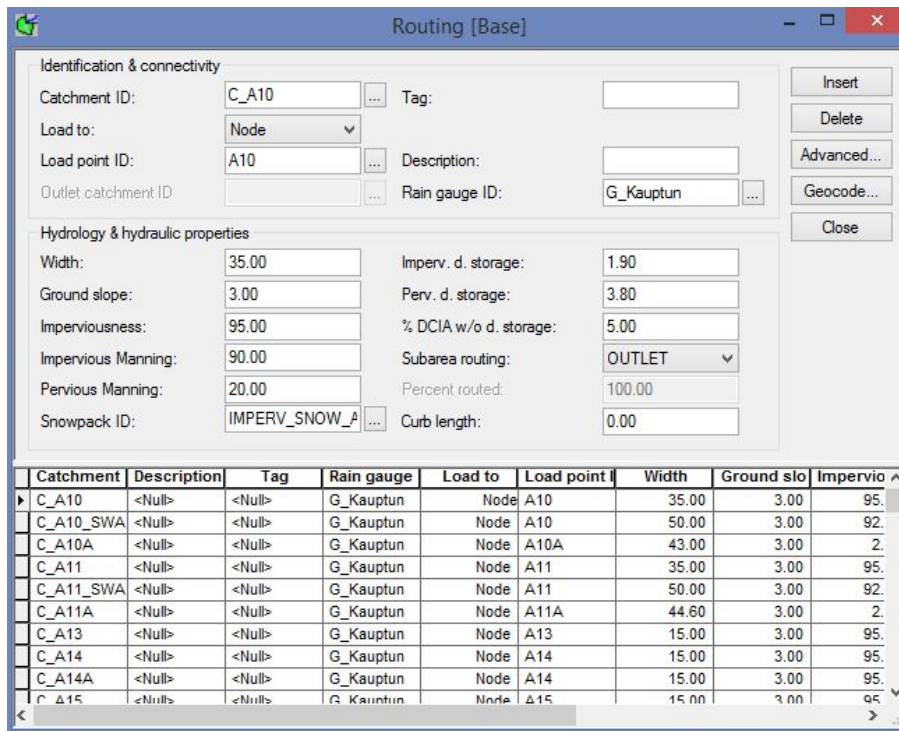
5.3.2 Routing

Når alle nedbørsfelt er opprettet, må det spesifiseres en rekke egenskaper for hvert av dem. Dette gjøres under *Routing*, som vises på Figur 5.3. Det første som må spesifiseres, er hvorvidt det aktuelle feltet skal drenere til en node (OV-kum), eller over til et annet nedbørsfelt. Deretter må det spesifiseres hvilken nedbørmålestasjon som skal brukes til input i simuleringene. For Kauptún er det opprettet en fiktiv målestasjon (*G_Kauptun*) i området, ettersom single events fra forskjellige IVF-kurver skal modelleres. SWMM-motoren krever også en karakteristisk bredde (*Width*) for hvert felt. Bredden måles på tvers av strømningsretningen innenfor feltet, og avgjør hvordan avrenningen forløper seg. Konsentrasjonstiden for hvert enkelt nedbørsfelt beregnes også ut ifra blant annet denne parameteren. For et kvadratisk felt bør $Bredde = \sqrt{Areal}$. For et langt, smalt felt bør $Bredde < \sqrt{Areal}$, mens for et bredt felt bør $Bredde > \sqrt{Areal}$. Når det gjelder Kauptún er bredden på hvert nedbørsfelt målt manuelt enten fra CAD-fil eller på nettbaserte karttjenester. Det vil naturligvis være en viss usikkerhet i slike målinger. Mer detaljerte målinger ville krevd omfattende og tidkrevende feltarbeid.

Det neste som må legges inn er helningen til hvert nedbørsfelt. Helning for parkeringsplasser er satt til 3 %, helning på veger er valgt i intervallet 2 – 5 %. For noen av nedbørsfeltene er det blitt antatt helninger ut ifra bilder, tegninger/illustrasjoner og skjønn. Det betyr at det er visse usikkerheter også her, som vil bli ytterligere diskutert i diskusjonskapitlet. Andel impermeable flater (*Imperviousness*) er også en parameter som må angis for hvert nedbørsfelt. Parameteren angir hvor stor andel av det aktuelle nedbørsfeltet som er impermeabelt. Den er satt til 95 % for alle nedbørsfelt som hovedsakelig består av asfalt. For nedbørsfelt hovedsakelig bestående av gress er parameteren satt i intervallet 2 – 15 %. Deretter må det angis Manningstall for permeable og impermeable områder. I følge Chow (1959) varierer Mannings ruhetskoeffisient *M* for grov asfalt fra $M = 62 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ til $M = 77 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ for jevn asfalt. Engman (1986) oppgir Mannings ruhetskoeffisient for asfalt til å være $M = 90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Når det gjelder Manningstall for permeable flater, er det valgt å benytte verdi for gress ettersom hovedandelen av det som er betraktet som permeabelt areal består av gress. Oregon Department of Transportation (2014) antyder at swales som blir vedlikeholdt og har en gresslengde på mellom 2 og 6 tommer har et Manningstall i intervallet $M = 11 - 22 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Ettersom swales og alle andre gresskleddede områder på Kauptún blir godt vedlikeholdt og klippet, er det besluttet å benytte en verdi i øvre del av dette intervallet. $M = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ er brukt for gress i denne oppgaven.

Impervious depression storage (Norsk: gropmagasinering på impermeable flater) er neste parameter. Den angir hvor mye nedbør som kan lagres på impermeable overflater før den gir avrenning. Denne nedbøren blir hovedsakelig lagret i nedsenkninger på overflaten. SWMM-manualen som henviser til American Society of Civil Engineers (1992) oppgir at gropmagasineringen for *impervious surfaces* er 0,05 – 0,10 in (1,25 – 2,5 mm). Det er besluttet å velge en verdi midt i dette intervallet på 1,9 mm. Gropmagasinering skal også angis for permeable overflater American Society of Civil Engineers (1992) oppgir at gropmagasineringen for *lawn* (plen) er 0,10 – 0,20 in (2,5 – 5,0 mm). Det er besluttet å velge en verdi midt i dette intervallet på 3,8 mm.

SWMM krever også et mål på andel av impermeabelt areal som ikke tillater gropmagasinering. Det er svært vanskelig å finne informasjon om hva denne andelen er for Kauptún. For enkelhets skyld er den antatt å være 5 % for alle nedbørsfelt.



Figur 5.3: Routing (skjerm bilde).

5.3.3 Infiltrasjon

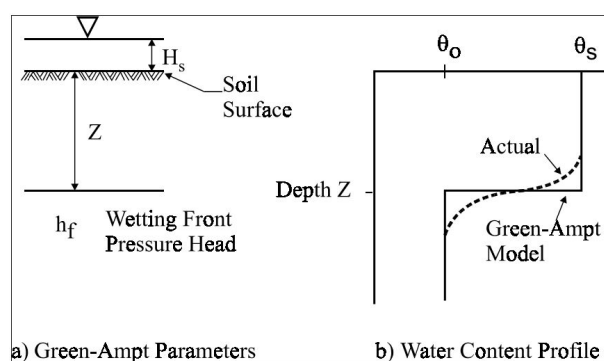
MIKE URBAN har tre metoder å regne ut infiltrasjon på. De to mest brukte og viktigste er Horton og Green-Ampt. I denne oppgaven er det valgt å benytte Green-Ampt, da de parametre som trengs til dette metoden har vært tilgjengelig i størst grad.

Green-Ampt

Green-Ampt-metoden ble utviklet i 1911 og beregner infiltrasjon i jordmasser (Ravi & Williams 1998). Figur 5.4 viser skjematisk oppbygging av Green-Ampt. Metoden antar stempelstrømming med en våt front ned til dybde Z , hvor trykkehøyden antas å være h_f . Vannhøyden på overflaten er markert h_s . Det initiale vanninnholdet er markert θ_0 , mens θ_s markerer mettet vanninnhold. Darcys lov beskriver sammenhengen mellom kraften som presser på væska og hastigheten til væska gjennom et medium. I dette tilfellet kan Darcys lov beskrives som Ligning 5.1:

$$q = \frac{dI}{dt} = -K_s \left(\frac{h_f - (h_s + Z)}{Z} \right) \quad (5.1)$$

Her er K_s hydraulisk konduktivitet, $I(t)$ er kumulativ infiltrasjon ved tiden t som er lik $Z(\theta_s - \theta_0)$:



Figur 5.4: Forklaring på Green-Ampt. (Ravi & Williams 1998).

$$I(t) = Z(\theta_s - \theta_0) \quad (5.2)$$

Ved å bruke Ligning 5.2 til å eliminere Z fra Ligning 5.1 og deretter integrerer med hensyn på tida, får man til slutt Ligning 5.3 som er utgangspunktet for Green-Ampt-beregningene:

$$I = K_s t - (h_f - h_s)(\theta_s - \theta_0) \log_e \left[1 - \frac{I}{(h_f - h_s)(\theta_s - \theta_0)} \right] \quad (5.3)$$

Når MIKE URBAN benytter Green-Ampt til å beregne infiltrasjon, krever programmet informasjon om tre parametre for jorda:

- Kapillærsug ved overgang mellom tørr og våt sone, Ψ [mm]
- Hydraulisk konduktivitet, K_s [mm/h]
- Initielt fuktunderskudd (porøsitet), θ_0 [-]

Verdier for disse parametrene finnes i mange tabeller. Jordegenskapene på områdene rundt Kauptún preges av at det består delvis av 8000 år gammel lavagrunn. Både Aasen et al. (2005) og Hjartarson, Á. (2005) underbygger dette. Lavagrunn er svært porøs, og er derfor velegnet til infiltrasjon. Dessverre er lavamark lite brukt som byggegrunn på verdensbasis, noe som medfører at det er lite vitenskapelig dokumentasjon å finne på lavamarkens egenskaper med hensyn på de nevnte infiltrasjonsparametrene. I en prosjektoppgave om det aktuelle området (Reksten 2005) ble det valgt å klassifisere jordarten i området som *sandy loam* (sandholdig leire), selv om en skulle tro at lavamark er mer permeabel enn de fleste andre jordarter, inklusive sandholdig leire. Rawls et al. (1983) lister opp verdier for blant annet hydraulisk konduktivitet, kapillærsug og porøsitet for en rekke jordarter i spekteret mellom sand og leire.

Forfatteren har kontaktet geolog Arni Hjartarson som gjorde grunnundersøkelser i forbindelse med utbyggingen av Urriðaholt og Kauptún. Ifølge Hjartarson varierer lavaens hydrauliske konduktivitet fra rundt $10^{-2} - 10^{-1} m/s$ ($3600 - 36000 cm/h$) i skorpen i det øverste og nederste laget til rundt $10^{-4} - 10^{-3} m/s$ ($36 - 360 cm/h$) i mellomlaget. Den totale porøsiteten til det øverste laget er som regel på 20 – 30 %. På generelt grunnlag forteller Hjartarson at lavamark ligner på grov sand når det kommer til hydraulisk konduktivitet og infiltrasjonskapasitet. Den grovste jordtypen som er listet opp i Rawls et al. (1983) er sand, som har en hydraulisk konduktivitet på $K_s = 11,9 cm/h = 119 mm/h$. Den neste jordtypen er *loamy sand* (leirig sand) som har en konduktivitet på $K_s = 3,0 cm/h = 30 mm/h$. Det som også må tas i betraktning er at storparten av lavagrunnen på Kauptún er dekt med gress, og derfor vil den effektive hydrauliske konduktiviteten for permeable områder definitivt være lavere enn for åpen lavamark. Det er derfor besluttet å velge en hydraulisk konduktivitet K_s mellom verdiene for sand og leirig sand, på $K_s = 8,0 cm/h = 80 mm/h$. Denne verdien er betraktelig høyere enn den Reksten (2005) benyttet ($K_s = 21,8 mm/h$) for Kauptún i sin prosjektoppgave i 2005, og det vil naturligvis være stor usikkerhet til denne parameteren. Dette vil bli ytterligere diskutert i diskusjonskapitlet.

Hjartarson kjenner ikke til målinger av kapillærsuget (Ψ) på Kauptún, men mente at det var ”generelt lavt”. Ifølge Dingman (2008) er kapillærsuget lavt for grovkornige materialer som sand ($\Psi = 121 mm$), og høyt for finkornige jordarter som leire ($\Psi = 405 mm$). Det er derfor antatt at kapillærsuget for lavagrunn er lavere enn sand. Ifølge Dingman (2008) kan kapillærsug beregnes ved Ligning 5.4:

$$\Psi = \frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos(\theta_c)}{\gamma \cdot r} \quad (5.4)$$

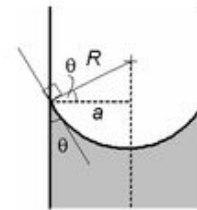
Hvor:

- σ er overflatespenning. $\sigma = 0,0756 \text{ N/m}$ for vann ved 0°C .
- θ_c er cosinus av kontaktvinkelen ved overgangen mellom luft og vann, se Figur 5.5. Ifølge Dingman (2008) er $\theta_c \approx 0^\circ$ for de fleste silikatmineraler. Ettersom lavagrunn består delvis av silikatmineraler er denne verdien brukt i denne beregningen.
- γ er vektettheten til vann. $\gamma = 10 \cdot 10^3 \text{ N/m}^3$
- r er lavaens poreradius. For dette regnestykket er det antatt en radius på $r = 1,0 \text{ mm}$.

Dette gir følgende verdi for kapillærsug:

$$\Psi = \frac{2 \cdot 0,0756 \text{ N/m} \cdot 1}{10 \cdot 10^3 \text{ N/m}^3 \cdot 0,001 \text{ m}} = 0,01512 \text{ m} \approx 15 \text{ mm} \quad (5.5)$$

For Kauptún er det derfor valgt å benytte et kapillærsug på $\Psi = 15 \text{ mm}$. Når det gjelder parameteren intitielt fuktunderskudd (porøsitet) oppgir Hjartarson en verdi på $\theta_0 = 20 - 30 \%$. For enkelhets skyld er det valgt å sette $\theta_0 = 25 \%$. Bakken vil være i stand til å ta til seg mye vann dersom bakken er umettet, noe som har mye og si for avrenningsvolum og -forløp.



Figur 5.5: Kontaktvinkel. Kilde: Wikipedia.

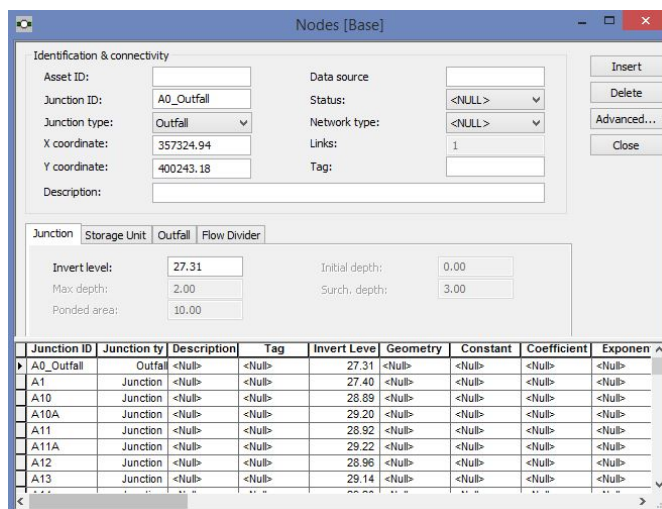
| Catchment ID* | Soil capillar | Conductivit | Initial soil |
|---------------|---------------|-------------|--------------|
| C_A10 | 110.00 | 21.80 | <Null> |
| C_A10_SWALE | 110.00 | 21.80 | 0.10 |
| C_A10A | 110.00 | 21.80 | <Null> |
| C_A11 | 110.00 | 21.80 | <Null> |
| C_A11_SWALE | 110.00 | 21.80 | 0.10 |
| C_A11A | 110.00 | 21.80 | <Null> |
| C_A13 | 110.00 | 21.80 | <Null> |
| C_A14 | 110.00 | 21.80 | <Null> |
| C_A14A | 110.00 | 21.80 | <Null> |
| C_A15 | 110.00 | 21.80 | <Null> |

Figur 5.6: Catchment infiltration (skjerm bilde).

5.3.4 Noder

Alle noder er på lik linje med nedbørsfelt lagt inn manuelt i SWMM-motoren i MIKE URBAN. Informasjon om deres plassering er hentet fra CAD-fil. Først må det spesifiseres for hver enkelt node hvilket objekt det er. Her må det velges mellom *outfall* (utløp), *flow divider* (kum med to separate utløp), *storage unit* (fordrøynings-/lagringsmagasin) eller *junction* (kum). For Kaup­tún er det benyttet tre av disse: *outfall*, *flow divider* og *junction*. Det er gjort en forenkling her, ved å plassere et utløp et stykke ut på OV-ledning som leder ut av feltet i retning Garðabær, se Figur 3.3. Dette er gjort fordi det ikke foreligger informasjon om hele ledningens utstrekning i tilsendte tegninger, og informasjonen er heller ikke forespurt. Denne antagelsen kan gjøres med forutsetning om at ledningen har tilstrekkelig kapasitet nedstrøms punktet hvor utløpet er plassert i modellen. *Flow divider* er brukt to steder i modellen. Én er benyttet sør på Kaup­tún, hvor noe av overvannet fra Urriðaholt slippes ut i retning Urriðavatn, mens én er benyttet nord på Kaup­tún, hvor noe av overvannet fra nordlige og østlige deler av Kaup­tún slippes ut på lavamarken og infiltrerer. Begge disse er definert som overløp, slik at all vannføring som det videreførende røret ikke kan ta unna går til overløp. *Outfall* er også benyttet for utslipp av takvann fra de fire varehusene, som også infiltrerer ned i grunnen. For *junctions* (kummer) trengs det informasjon om følgende parametre:

- Høydekote (m.o.h.): Koter for hovedledningene er hentet fra tegning S-01C (Vedlegg 1). Koter for kummer utenfor hovedledningene (sandfang osv.) er antatt.
- Kumhøyde: For hovedledningene er denne verdien hentet fra tegning S-02, S-03, S-04 og S-05. Satt til 2,0 m for andre kummer.
- *Ponded area*, areal som blir oversvømt når kumhøyden er oversteget: Satt til 10 m² for enkelhets skyld, for å tillate eventuell oversvømmelse på bakken.
- Initiell vanndybde i kum: Satt til 0 m.
- *Surcharge depth*, maksimal tillatt vanndybde på overflaten før den får status som oversvømt: Denne er for enkelhets skyld satt til Kumhøyde +1,0 m.



Figur 5.7: Nodes (skjermbilde).

5.3.5 Ledninger

På lik linje med nedbørsfelt og kummer er også ledningene tegnet inn manuelt i MIKE URBAN. Følgende informasjon trengs for hver enkelt ledning:

- Innløpsnode (ID)
- Utløpsnode (ID)
- Geometrisk form: Alle ledninger er definert som sirkulære.
- Lengde: Alle ledningslengder er målt fra CAD-fil eller tegning S-01C (Vedlegg 1).
- Diameter: De fleste diametre er hentet fra CAD-fil eller tegning S-01C. Noen få diametre for sideledninger er antatt, da disse ikke var gitt i hverken CAD-fil eller vedlagte tegninger.
- Mannings friksjonsfaktor: Alle ledninger på Kaupþún er av typen Wheelite, produsert av KWH. Polyetylén har en friksjonsfaktor på $M = 100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Kilde: KWH Pipe (2009)
- Gjennomsnittlig tapskoeffisient: $f \approx 1,0 \cdot 10^6 [-]$
- Singulærtapskoeffisient ved innløp: $K_{s,inn} = 0,1 [-]$
- Singulærtapskoeffisient ved utløp: $K_{s,ut} = 0,1 [-]$

Gjennomsnittlig tapskoeffisient k er friksjonskoeffisienten i Darcy-Weissbachs ligning for falltap i et fylt rør, gitt ved Ligning 5.6:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (5.6)$$

Verdier for f finnes i Moodys diagram (Moody 1944), hvor f er en funksjon av relativ ruhet (k/D) og Reynoldstallet finnes ved $Re = \frac{D \cdot V}{\nu}$. Absolutt ruhet for plastrør er vanligvis omkring $k \approx 0,0015 \text{ mm}$. Dermed vil den relative ruheten k/D holde seg i området $1,9 - 7,0 \cdot 10^{-6}$ for de aktuelle diametrene på Kaupþún. Dersom en regner med at hastigheten V holder seg omkring 2 m/s og benytter en kinematisk viskositet på $\nu = 1,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ vil Reynoldstallet bli liggende i intervallet $0,8 - 1,2 \cdot 10^6$. Dermed kan det leses av Moodys diagram at friksjonskoeffisienten blir $f \approx 0,012$.

I forbindelse med valg av singulærtapskoeffisienter for inn- og utløp, presenterer Kristoffer- sen (2010) i sin masteroppgave verdier for singulærtap for bruk i PCSWMM for ulike kumtyper. Ettersom Kaupþún er bygd så sent som omkring 2006 er det brukt støpt bunnrenne på nesten alle OV-kummer. Et eksempel på dette er vist i Figur 5.8. Ved frispeilstrømning har denne kumtypen en samlet singulærtapskoeffisient K_s gitt ved Ligning 5.7:

$$K_{s,frispeil} = 0,07 \cdot \frac{D_M}{D} \quad (5.7)$$

I Ligning 5.7 er D_M kumdiameter og D er gjennomsnittlig ledningsdiameter. Ved trykkstrømning er $K_{s,trykk} = 0,21$. Ettersom disse verdiene gjelder for hele kummen (både inn- og utløp) blir $K_{s,inn} = K_{s,ut} = K_s/2$. Ettersom største og minste dimensjon på OV-ledninger på Kaupþún er i intervallet $200 - 800 \text{ mm}$ og kumdiametrene varierer mellom 1100 og 1800 mm ,

vil K_s ifølge Ligning 5.7 ligge i intervallet $0,16 - 0,23$. Dimensjonene er hentet fra Vedlegg 6. For enkelhets skyld er det besluttet å velge $K_s = 0,2 [-]$, som medfører $K_{s,inn} = K_{s,ut} = K_s/2 = 0,1 [-]$



Figur 5.8: Ferdigstøpte kumseksjoner ved Kaupþún. Foto: Pétur Vilberg Guðnason, 10. April 2006.

5.3.6 Fordamping

Fordamping vil kun være av betydning dersom man ønsker å simulere lengre tidsperioder og ønsker å undersøke avrenning med hensyn på volum. For simuleringer med varighet på rundt én time vil fordampingsvolumet være ubetydelig. I følge Einarsson (1972) er den maksimale potensielle fordampingen for Reykjavik $E_p = 97 \text{ mm/mnd}$ i Juli. Dette utgjør $0,13 \text{ mm/t}$. Slike verdier blir ubetydelige, særlig når det er såpass store usikkerheter rundt mange andre parametre i slike simuleringer. Fordamping er derfor ikke tatt med i modellen.

5.3.7 Dynamisk bølge

Det er valgt å benytte tidssteg på 1 sekund for alle simuleringer. MIKE URBAN bruker ligningen for en fullstendig dynamisk bølge under routing, som går frem av Saint-Venants ligning (Olsen 2012):

$$g(I_0 - I_f) - g \frac{dy}{dx} = U \frac{dU}{dx} + \frac{dU}{dt} \quad (5.8)$$

Hvor:

$g(I_0 - I_f)$ - Gravitasjons- og friksjonsledd

$g \frac{dy}{dx}$ - Trykkgradientledd

$U \frac{dU}{dx}$ - Momentledd

$\frac{dU}{dt}$ - Akselerasjonsledd

5.3.8 Blågrønne løsninger (LID)

SWMM-motorens implementering av blågrønne løsninger består i at hvert LID-objekt må defineres i *LID Controls*. Her velges *Vegetative Swale*. Det er valgt å definere to typer swales for Kauptún: en mindre type som er brukt for swalene på parkeringsplasser, og en større type for swales langs veger. Parametrene som kreves her er Storage depth (høyde), Vegetative cover (andel av overflaten som er dekt av vegetasjon), Surface roughness (Mannings friksjonskoeffisient, M), Surface slope (lengdehelning) og Swale side slope (horisontal:vertikal).

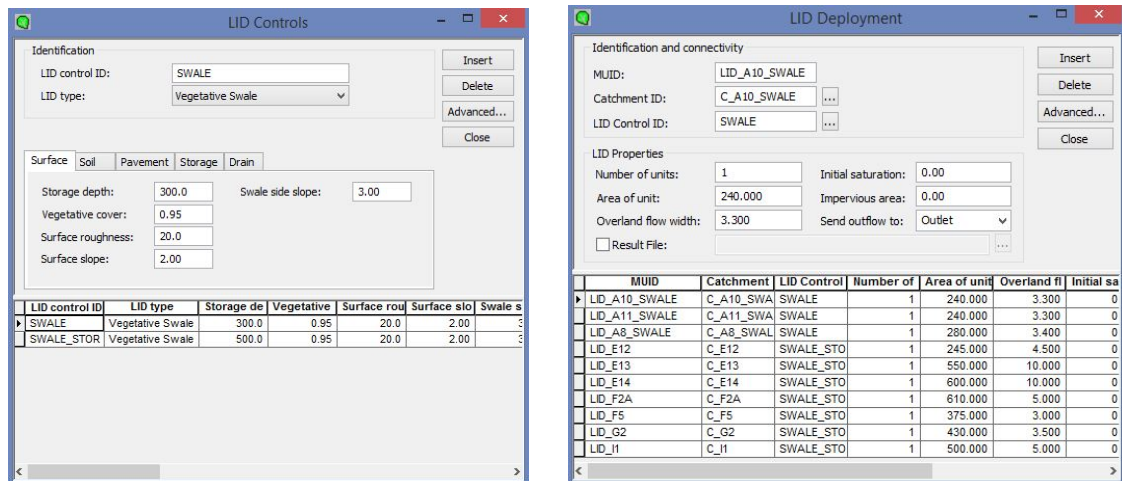
For swales på parkeringsplasser er følgende parametre valgt: *Storage depth*: 300 mm, *Vegetative cover* er blitt satt lik 0,95 da noe av vegetasjonen ved innløp mellom parkeringsbarrierer har blitt erodert, se Figur 5.9. *Surface roughness* er blitt satt til $M = 20 m^{1/3}/s$. Det finnes ulike anbefalinger i ulike kilder på hvilket Manningstall som bør benyttes for swales. I følge Grinden (2014) er det utbredt å benytte Manningstall på $M = 30 m^{1/3}/s$ for swales. Oregon Department of Transportation (2014) antyder at swales som blir vedlikeholdt og har en gresslengde på mellom 2 og 6 tommer har et Manningstall i intervallet $M = 11 - 22 m^{1/3}/s$. Ettersom alle swales på Kauptún blir godt vedlikeholdt og klippet, er det besluttet å benytte $M = 20 m^{1/3}/s$ for alle swales i denne oppgaven. *Surface slope* er satt lik 2 %, mens *Swale side slope* er satt til 3 : 1 (horisontal/vertikal). De to sistnevnte parametrene er antatt på grunnlag av bilder fra området.

Når det gjelder swales langs veger er det valgt en dybde på 500 mm, mens resten av parametrene er de samme som for swales på parkeringsplasser.



Figur 5.9: Erosjon ved innløp mellom parkeringsbarrierer ved IKEA, Kauptún. Foto: Google Maps (Street view).

Når de forskjellige LID-tiltakene er definert i *LID Controls*, må de knyttes til hvert delnedbørsfelt i *LID Deployment*, se Figur 5.10. Det må angis hvor mange swales det aktuelle nedbørsfeltet inneholder. Størrelse, bredde, initiell metning og impermeabelt areal må oppgis. Det må også oppgis hvorvidt vannet skal føres rett fra swale til utløp, eller via feltets permeable areal før utløp. På Kauptún går vannet alltid rett fra swale til utløp. Areal og bredde på hver enkelt swale er bestemt ut ifra informasjon i CAD-tegninger, samt ortofoto og Street view-funksjonen i Google Maps.



Figur 5.10: LID Controls og LID Deployment (skjermbilder).

5.3.9 Snøsmelting

Det er også valgt å benytte muligheten som SWMM gir til å beregne snøsmelting. Dette krever input av mange parametre, som må inn i *Snowpack* som vises på Figur 5.11. Det er opprettet to typer snørutiner. Én for områder som brøytes, og én for områder som ikke brøytes. De valgte parametrene er gitt under. De fleste verdiene er brukt som eksempler på typiske parametre i forelesning (Rinde 2014), mens de parametrene som avhenger av lokale forhold som for eksempel brøyting er antatt. Der hvor to ulike verdier er angitt, gjelder førstnevnte verdi areal som ikke brøytes, mens andre verdi gjelder brøytbart areal:

- $C_{min} = 0,15 \text{ mm/t} \cdot ^\circ C$ - Minste smeltekoeffisient
- $C_{max} = 0,5 \text{ mm/t} \cdot ^\circ C$ - Største smeltekoeffisient
- $T_{base} = 0,2 \text{ } ^\circ C$ - Temperatur hvor snøsmelting starter
- $FWF = 0,15 [-]$ - Forhold mellom potensielt fritt vann og snødybde
- $SD0 = 50$ eller 10 mm - Initiell snødybde
- $FW0 = 1,0$ eller $0,5 \text{ mm}$ - Initiell vanddybde i snøen
- $SNN0 = 0,0$ eller $0,6 [-]$ - Andel av impermeabelt areal som tillates brøytet
- $SD100 = 5,0$ eller 10 mm - Snødybde som kreves for at bakken er 100 % dekt
- $D_{Plow} = 1000$ eller 30 mm - Angir snødybde hvor brøyting starter
- $F_{Out} = 0 [-]$ - Andel av snø på brøytbart areal som flyttes ut av nedbørsfeltet
- $F_{Imp} = 0,1$ eller $0,7 [-]$ - Andel av brøytet snø som flyttes til impermeabelt areal
- $F_{Perv} = 0,9$ eller $0,3 [-]$ - Andel av brøytet snø som flyttes til permeabelt areal
- $F_{Imelt} = 0 [-]$ - Andel av snø på brøytbart areal som smelter umiddelbart

The screenshot shows the 'Snowpack' software window. It has a title bar with standard window controls. The main area is divided into sections: 'Identification & connectivity' with fields for 'Snow pack ID' (NO_FLOW) and 'Description' (Snow pack pervious area); 'Snow pack data' with a grid of input fields for various parameters; and a table at the bottom listing the defined snowpacks.

| Snow pack | Description | Cmin | Cmax | Tbase | FWF | SD0 | FW0 | SNN0 |
|-----------|-------------|------|------|-------|-------|-------|------|-------|
| NO_FLOW | Snow pack p | 0.15 | 0.50 | 0.20 | 0.150 | 50.00 | 1.00 | 0.000 |
| PLOW | Snow pack i | 0.15 | 0.50 | 0.20 | 0.150 | 10.00 | 0.50 | 0.700 |

Figur 5.11: Snowpack (skjerm bilde).

Snøsmelterutinen krever også at brukeren angir en tidsserie med temperatur. Det er ikke uvanlig med temperaturer på $10 - 13^{\circ}\text{C}$ i løpet av vintermånedene November - Mars i Reykjavik (Veðurstofa Íslands 2015b), og som nevnt tidligere er det i situasjoner etter kraftig snøfall når vinden snur at temperaturen stiger og snøsmeltingen blir kraftig (Jónsson, T. 1986). Det er derfor valgt å benytte en konstant temperatur i simuleringene på $T_{Smelt} = 13^{\circ}\text{C}$.

5.4 Valg av dimensjonerende nedbørhendelser

I Norge anbefaler Norsk Vann i Rapport 162:2008 *Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering* å velge minimum 20 år som returperiode for regnskyllhyppighet for forretningsstrøk (Lindholm et al. 2008). Da er kravet at vannstanden ikke skal overskride topp rør. 30 år anbefales som returperiode for oversvømmelseshyppighet. Da tillates vannstand opp til kjellernivå, eller 90 cm over topp av rør i hovedledningnettet. I denne oppgaven er det valgt å benytte 20 års gjentaksintervall både for regnskyllhyppighet og oversvømmelseshyppighet for enkelhets skyld. Allerede her bør det stilles spørsmål om hvorvidt IVF-kurven for Kauptún som er konstruert ved hjelp av M5-metoden er tilstrekkelig, ettersom den ikke inneholder kurver for returperioder høyere enn 10 år.

Ettersom det er besluttet å forholde seg til norske krav/retningslinjer i denne oppgaven, er det valgt å benytte de nevnte returperioder som kriterium for å undersøke om kapasiteten til systemet er tilfredsstillende.

Norsk Vann (Lindholm et al. 2008) presenterer også karakteristiske avrenningssituasjoner for urbane områder etter årstidene, som bygger på Thorolfsson (1999). Disse situasjonene har sterke likhetstrekk med Reykjavik-regionen (Jónsson, T. 1986):

1. **Sommersituasjon:** Intense regnbyger og avrenning fra de tette direkte tilkoblede overflatene. Liten avrenning fra semipermeable og permeable flater.
2. **Høstsituasjon:** Langvarig regn på våt og/eller frossen mark. Avrenning fra alle flater med betydelig avrenning fra permeable flater.
3. **Vintersituasjon:** Regn på snødekket og frossen mark. Avrenning fra alle tette flater og betydelig avrenning fra semipermeable og permeable flater. Avrenningsvolumet kan overskride regnvolumet pga. smelting.
4. **Vårsituasjon:** Snøsmelting, våt og mett mark, avrenning fra alle typer flater.

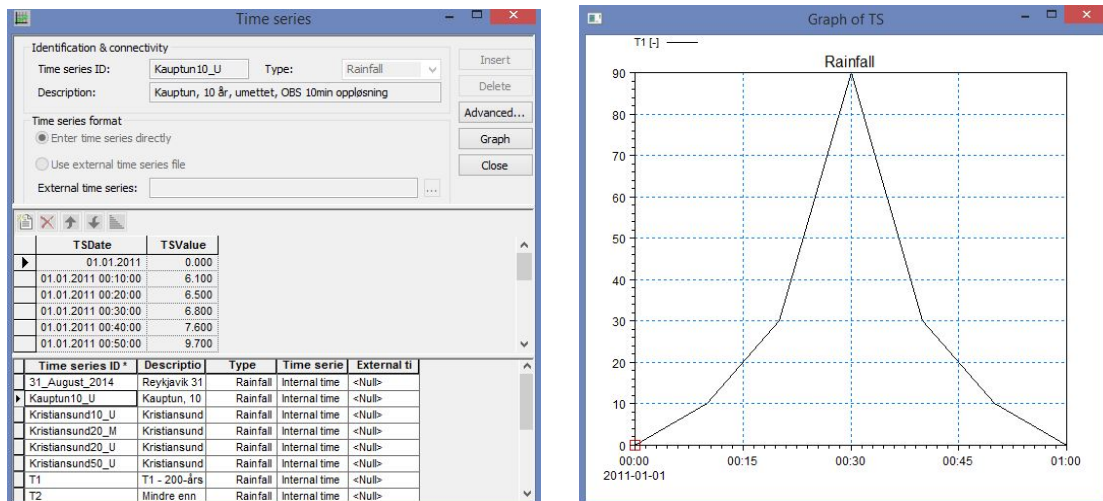
Ettersom Kauptún innehar en del gresskleddede områder, må det tas hensyn til at disse kan bli helt eller delvis impermeable om vinteren. Dette vil sannsynligvis være et av de verste scenarioene for Kauptún sitt vedkommende. Snøsmelting vil også bidra noe her, men forsøkene i MIKE URBAN har vist at avrenningen fra snøsmelting blir relativt liten i forhold til nedbørmengdene. Det som gjør vintersituasjonen kritisk er utvilsomt at infiltrasjonen kan bli svært begrenset, samt at inntakrister blir tette. Det er valgt å ikke gjøre rister tette i denne oppgaven, men heller fokusere på hvordan avrenningen øker som følge av at permeable flater kan bli impermeable om vinteren på grunn av is/snø på bakken. Det er også valgt å kjøre en simulering som etterligner at bakken er mett, ved å legge inn en periode med relativ høy nedbørintensitet før det symmetriske regnet starter.

Det vil bli brukt to ulike IVF-kurver i simuleringene. Det vil bli gjennomført en simulering med IVF-kurven for Kauptún fra Figur 4.6 som bygger på M5-verdier, med 10 års returperiode.

Det vil bli gjennomført fire simuleringer med IVF-kurven for Kristiansund. Tre av disse blir kjørt med 20 års returperiode, mens den siste vil bli kjørt med 50 års returperiode. Ettersom IVF-kurven for Kristiansund trolig angir noe høyere verdier enn det som er tilfelle for Kaup­tún må resultatene tolkes deretter.

Det er valgt å konstruere symmetriske hyetogrammer for å simulere regnhendelser, hvor alle varigheters intensitet er ivaretatt. Dette sørges for ved at betingelsen gitt i Ligning 5.9 gjelder for alle varigheter. Da vil intensiteten for det midterste minuttet være lik intensiteten for nedbør med varighet på ett minutt, mens gjennomsnittetsintensiteten for de tre midterste minuttene vil være lik intensiteten for nedbør med tre minutters varighet fra IVF-kurven, og så videre. Denne metoden er fulgt for alle simuleringer. Ettersom IVF-kurven for Kaup­tún ikke inkluderer varigheter kortere enn 10 minutter, er det benyttet 10 minutters oppløsning ved bruk av denne kurven. Nedbørhendelsene legges inn i *Time series* i MIKE URBAN, som er vist i Figur 5.12.

$$I_t = \frac{\sum_{n=1}^t I_n}{t} \quad (5.9)$$



Figur 5.12: Input av tidsserier med plot i MIKE URBAN (skjermbilder).

Simuleringer

6.1 Oversikt

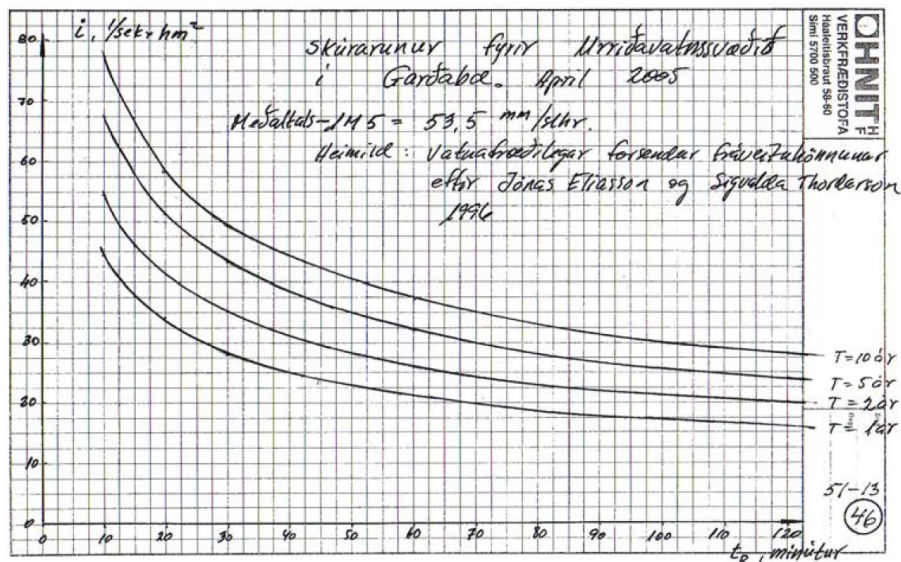
Følgende simuleringer vil bli gjennomført:

1. **Simulering 1:** IVF-kurve: Kauptún, returperiode 10 år. Sommersituasjon, umettet
2. **Simulering 2:** IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Sommersituasjon, umettet
3. **Simulering 3:** IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Sommersituasjon, mettet
4. **Simulering 4:** IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Vintersituasjon med snøsmelting og 95% impermeable flater
5. **Simulering 5:** IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 50 år. Sommersituasjon, umettet

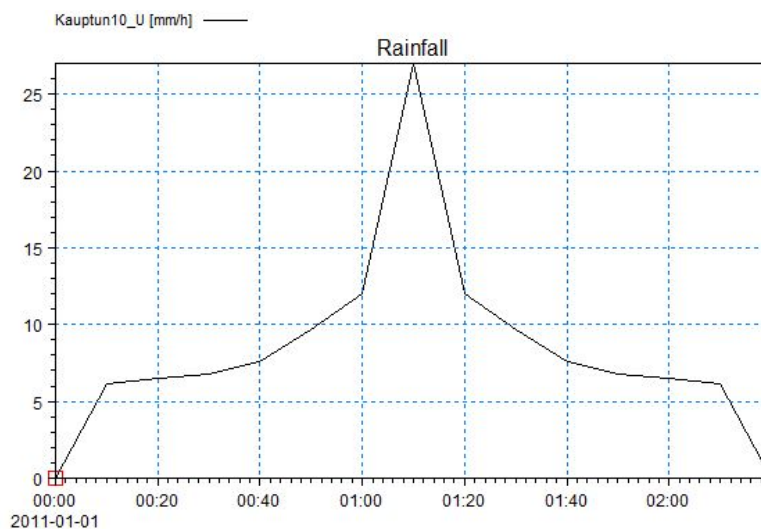
Hver enkelt simulering spesifiseres nærmere i de neste underkapitlene.

6.1.1 Simulering 1: IVF-kurve: Kauptún, returperiode: 10 ár. Sommersituasjon, umettet

For denne simuleringen er alle parametrene i MIKE URBAN satt slik de er spesifisert tidligere i oppgaven, uten snøsmelting. Nedbøren er konstruert på grunnlag av IVF-kurven for Kauptún på Figur 6.1, som gir nedbørsforløp som vist på Figur 6.2, med intervall på ti minutter. Den høyeste intensiteten er på $75 \text{ l/s}\cdot\text{ha} = 27 \text{ mm/h}$ de midterste ti minuttene.



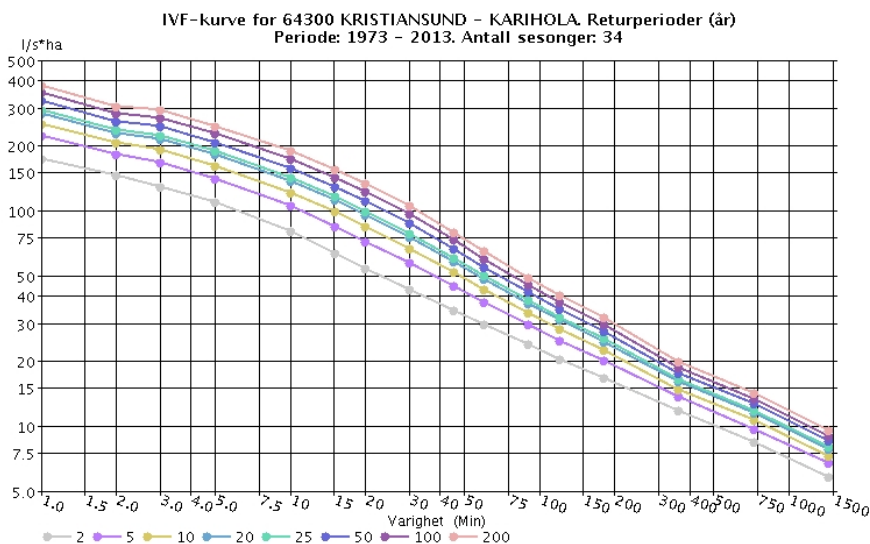
Figur 6.1: IVF-kurve for Simulering 1



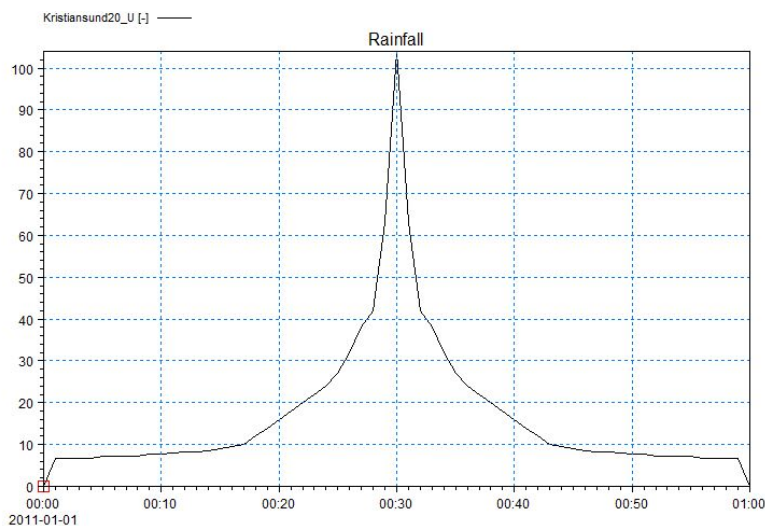
Figur 6.2: Hyetogram for Simulering 1

6.1.2 Simulering 2: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Sommersituasjon, umettet

For denne simuleringen er alle parametrene i MIKE URBAN satt slik de er spesifisert tidligere i oppgaven, uten snøsmelting. Nedbøren er konstruert på grunnlag av IVF-kurven for Kristiansund på Figur 6.3, som gir nedbørsforløp som vist på Figur 6.4. Den høyeste intensiteten er på $289 \text{ l/s}\cdot\text{ha} = 104 \text{ mm/h}$ det midterste minuttet.



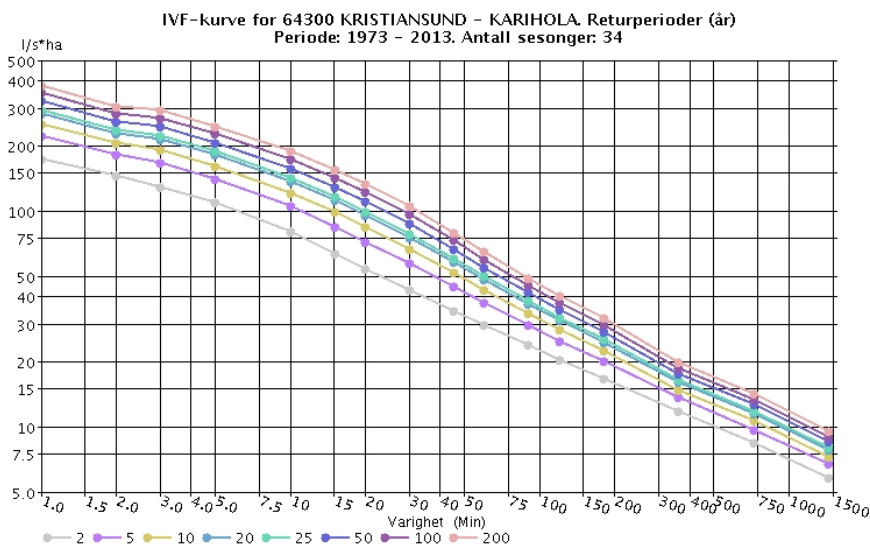
Figur 6.3: IVF-kurve for Simulering 2



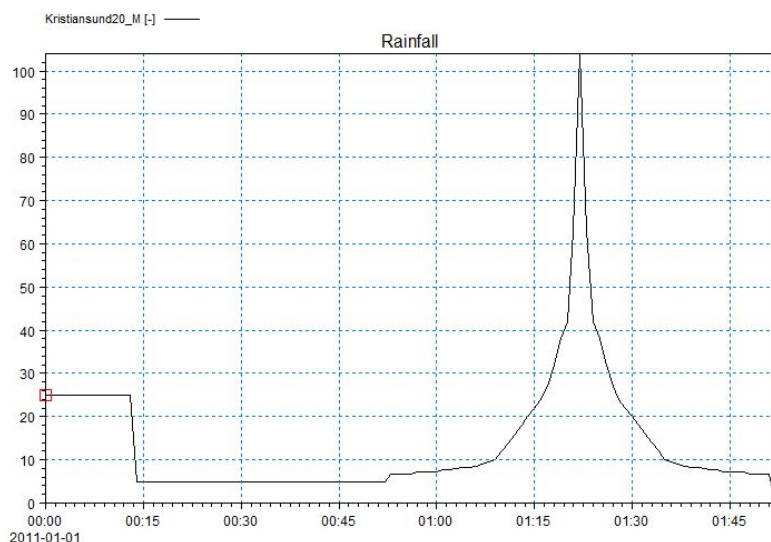
Figur 6.4: Hyetogram for Simulering 2

6.1.3 Simulering 3: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Sommersituasjon, mettet

For denne simuleringen er alle parametrene i MIKE URBAN satt slik de er spesifisert tidligere i oppgaven, uten snøsmelting. Nedbøren er konstruert på grunnlag av IVF-kurven for Kristiansund på Figur 6.5, som gir nedbørsforløp som vist på Figur 6.6. Her er det lagt til ekstra nedbør de første 13 minuttene av regnhendelsen for å mette grunnen med en intensitet på 25 mm/h . Den høyeste intensiteten er på $289 \text{ l/s}\cdot\text{ha} = 104 \text{ mm/h}$ det midterste minuttet.



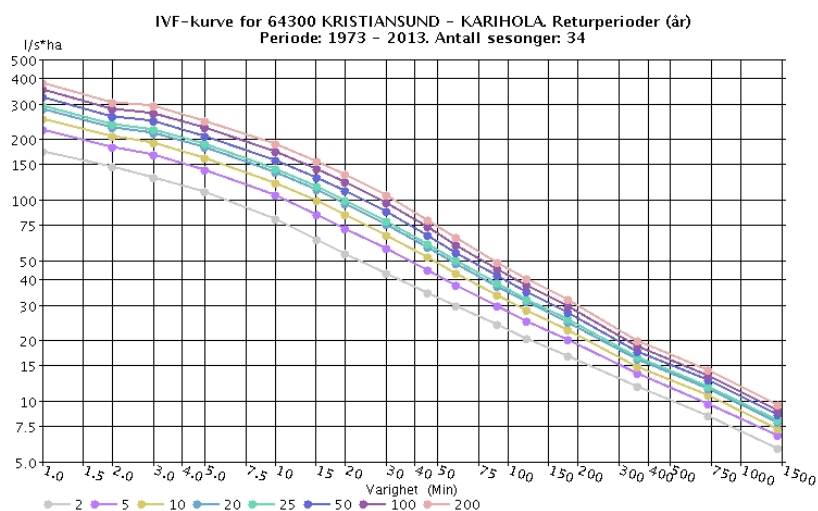
Figur 6.5: IVF-kurve for Simulering 3



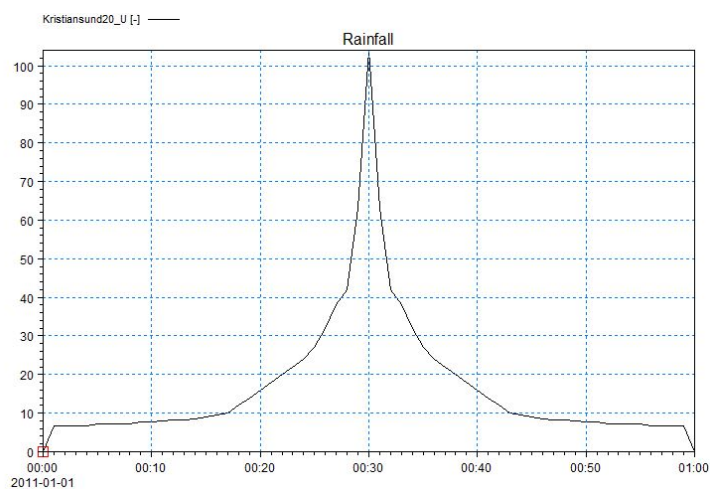
Figur 6.6: Hyetogram for Simulering 3

6.1.4 Simulering 4: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Vintersituasjon med snøsmelting og 95% impermeable flater

For denne simuleringen er alle nedbørsfeltene satt til å være 95 % impermeable, for å etterligne frossen/snødekt mark og begrense infiltrasjon til et minimum. Det er også snø i feltet ved starten av simuleringen, og en temperatur på 13°C for å simulere snøsmelting. Når det gjelder swales er det valgt å gjøre alle swales som befinner seg langs vegene (av typen SWALE_STOR) ineffektive. Dette er fordi det vil legge seg is/snø her på lik linje som for resten av feltet, som vil gjøre swalene uvirksomme. Når det gjelder swales i direkte tilknytning til parkeringsplasser, er det valgt å la disse fortsatt være virksomme. Dette er fordi store deler av parkeringsarealene blir varmet opp av geotermisk varme nettopp for å hindre at is og snø legger seg på parkeringsarealene, se Figur 3.10a. Nedbøren er konstruert på grunnlag av IVF-kurven for Kristiansund på Figur 6.7, som gir nedbørsforløp som vist på Figur 6.8. Den høyeste intensiteten er på $289\text{ l/s}\cdot\text{ha} = 104\text{ mm/h}$ det midterste minuttet.



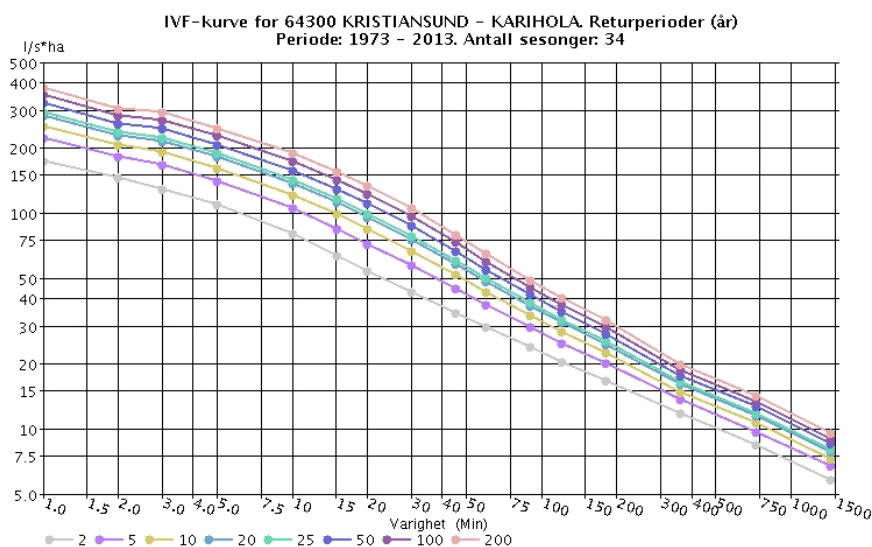
Figur 6.7: IVF-kurve for Simulering 4



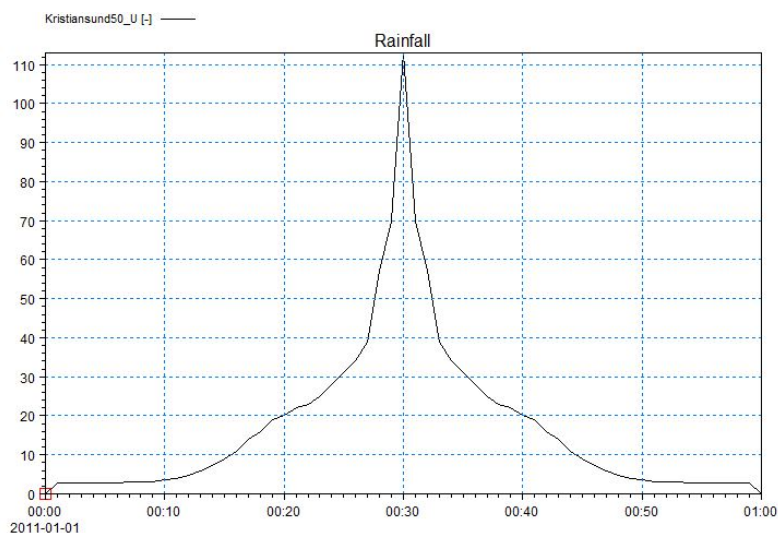
Figur 6.8: Hyetogram for Simulering 4

6.1.5 Simulering 5: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 50 år. Sommersituasjon, umettet

Denne simuleringen er tatt med hovedsakelig for nysgjerrighets skyld. For det første er det ikke vanlig å dimensjonere næringsområder for nedbør med returperiode på 50 år, og for det andre er dette sannsynligvis intensiteter som er betydelig høyere enn det som kan forventes på Kauptún ettersom intensiteten for korttidsnedbør i Kristiansund sannsynligvis ligger noe høyere enn Kauptún. For denne simuleringen er alle parametrene i MIKE URBAN satt slik de er spesifisert tidligere i oppgaven, uten snøsmelting. Nedbøren er konstruert på grunnlag av IVF-kurven for Kristiansund på Figur 6.9, som gir nedbørsforløp som vist på Figur 6.10. Den høyeste intensiteten er på $314 \text{ l/s}\cdot\text{ha} = 113 \text{ mm/h}$ det midterste minuttet.



Figur 6.9: IVF-kurve for Simulering 5



Figur 6.10: Hyetogram for Simulering 5

Resultater

7.1 Forklaring til resultatene

For å gi et overblikk over resultatet for hver simulering vil det bli oppgitt hvor mye nedbør som går til infiltrasjon og avrenning samt den beregnede avrenningskoeffisient for tre ulike nedbørsfelt i hver simulering. Dette er en parkeringsplass med direkte avrenning til sluk (C_J3), parkeringsplass med avrenning til swale (C_A10_SWALE) og nedbørsfelt bestående av grønt-areal (C_D12). Disse er vist på Figur 7.1, 7.2 og 7.3:



Figur 7.1: Plassering av nedbørsfelt C_J3: Parkeringsplass med direkte avrenning til sluk

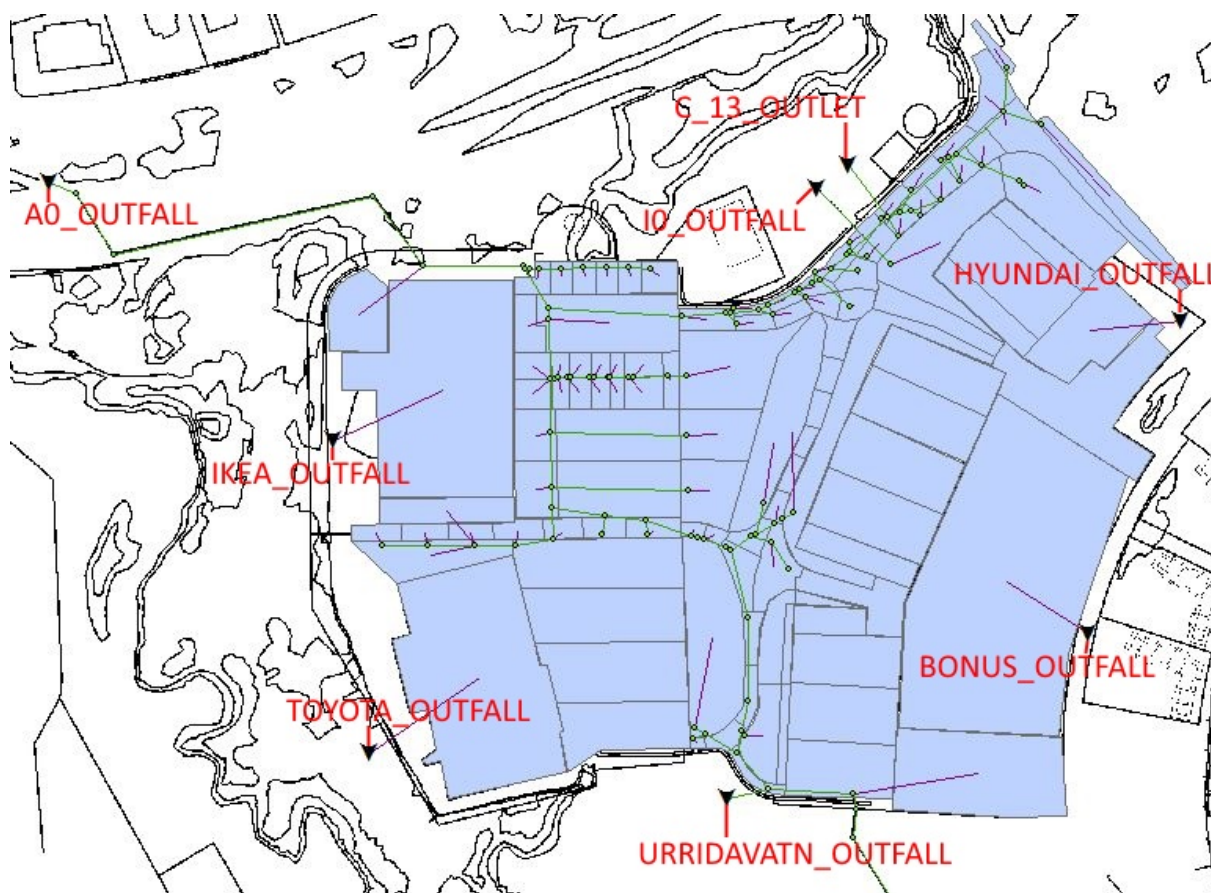


Figur 7.2: Plassering av nedbørsfelt C_A10_SWALE: Parkeringsplass med avrenning til swale



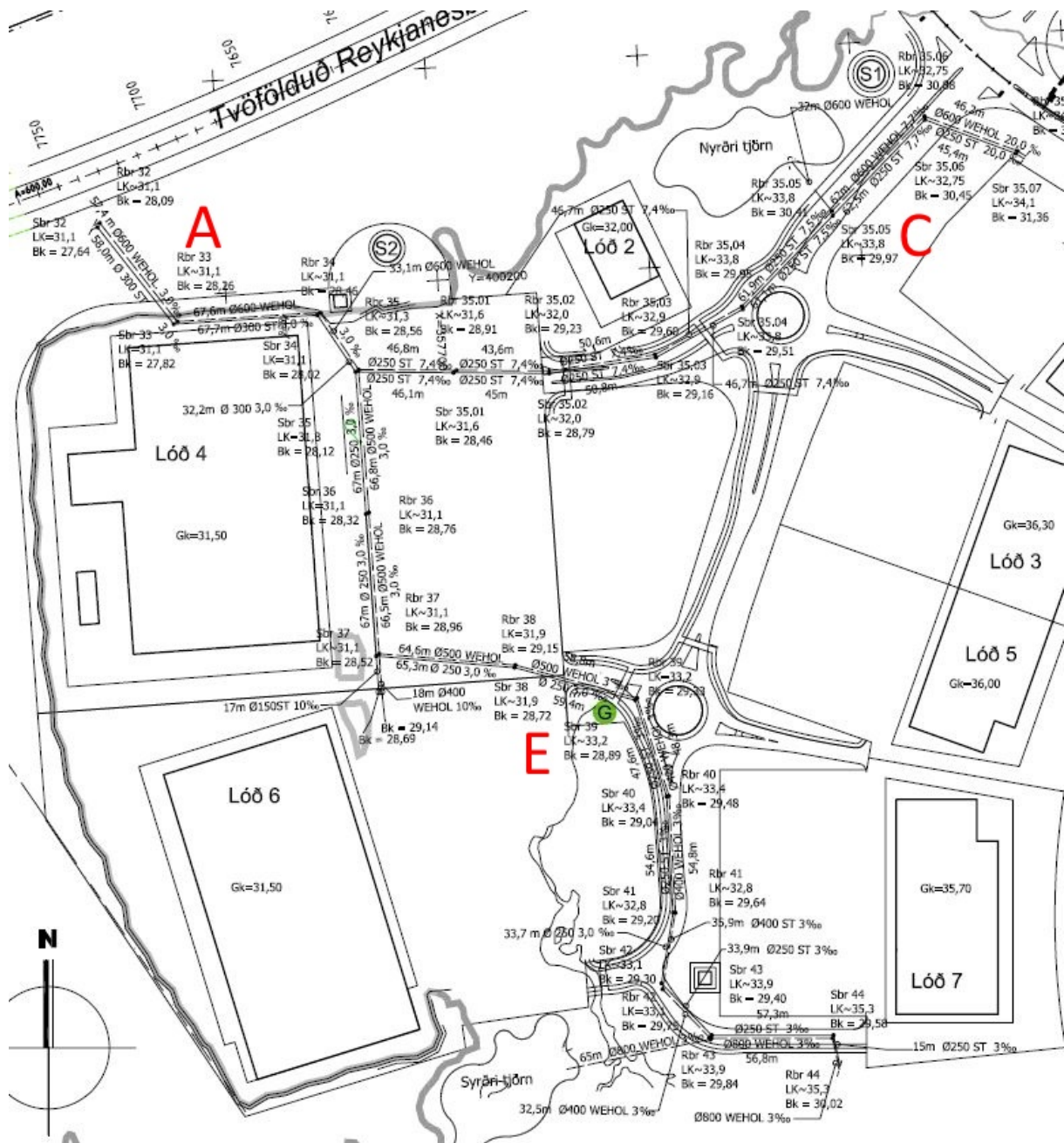
Figur 7.3: Plassering av nedbørsfelt C_D12: Grøntareal

I tillegg vil det for hver simulering også bli oppgitt gjennomsnittlig og maksimal vannføring ut fra hvert av de 8 utløpene på Kauptún. *A0 Outfall* er det eneste utløpet fra Kauptún som fører vann ut av feltet videre i rør, men som nevnt tidligere i oppgaven er det valgt å plassere et utløp et stykke ned på denne ledningen. Fire av utløpene er taknedløp som går til infiltrasjon. Dette er *BONUS Outfall*, *Hyundai Outfall*, *IKEA Outfall* og *Toyota Outfall*. De tre siste er utløp som fører vann ut på de omtalte våtområdene nord og sør for Kauptún. *C_13_Outfall* og *I0_Outfall* i nord, og *Urridavatn Outfall* i sør. Plasseringen av disse er vist i Figur 7.4:



Figur 7.4: Plassering av utløp på Kauptún.

Det vil også bli presentert to lengdeprofiler av hovedledningene med vannstand ved verste tidspunkt for hver simulering. Kauptún har to hovedledninger C og E som går sammen til ledning A, som vist på Figur 7.5. Det vil derfor bli gitt vannstand ved lengdeprofil A-C og A-E.



Figur 7.5: Plassering av hovedledninger på Kauptún.

7.2 Resultater

I dette kapitlet presenteres resultatene fra simuleringene i Kapittel 6. Alle resultater vil bli nærmere diskutert i Kapittel 8. Output-fil fra hver simulering i MIKE URBAN lagt til som digitale vedlegg til oppgaven.

7.2.1 Simulering 1: IVF-kurve: Kauptún, returperiode: 10 år. Sommersituasjon, umettet

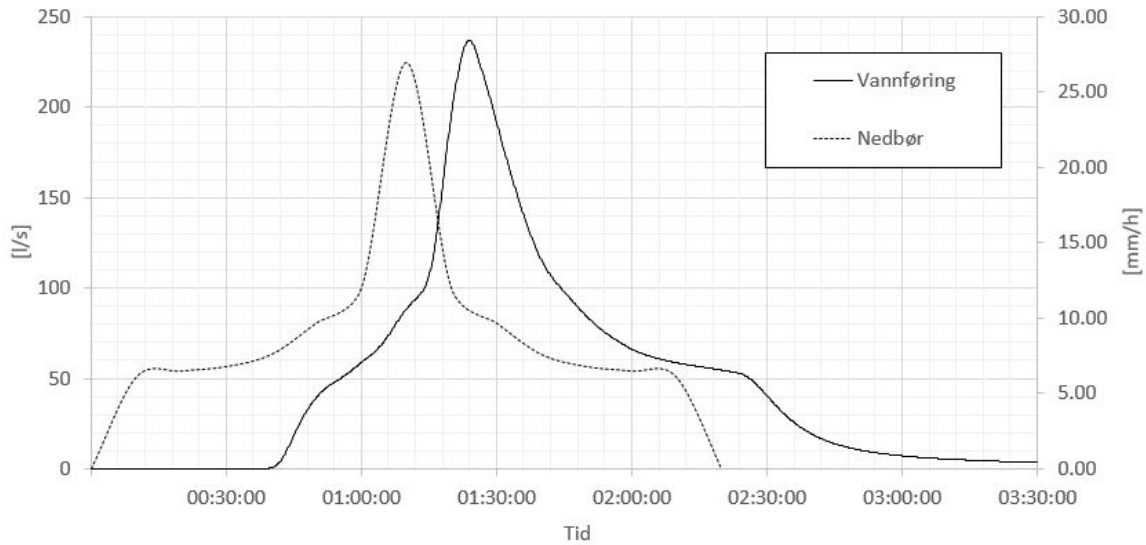
Oppsummering:

Det tok 14 minutter fra nedbørsintensiteten var på sitt største til vannføringen ved utløp A0 nådde toppen. Simulering 1 ble gjennomført uten oversvømmelser på bakken. 10 ledninger ble fylt med vann, men dette dreier seg hovedsakelig om mindre sidestrenger som forbinder flere inntak med hovedledning. Figur 7.8 viser at hovedledning L_C blir fylt over halve lengden, og dermed tilfredsstillende ikke systemet Norsk Vanns krav om at ledningsnett bare skal fylles til topp rør ved dimensjonerende regnskyllhyppighet. Mer vann går til infiltrasjon enn til avrenning. Maks vannføring ved hovedledningens utløp A0 ble $Q_{max,A0} = 237,1 \text{ l/s}$. På neste side vises hydrogram for utløpet på Figur 7.6, samt en oversikt over gjennomsnittlig og maksimal vannføring for alle utløp i Tabell 7.2. Tabell 7.3 viser forhold mellom infiltrasjon og avrenning for ulike nedbørsfelt. Figur 7.7 og 7.8 viser lengdeprofiler med vanddybde ved verste tidspunkt. Resultatene for Simulering 1 er oppsummert i Tabell 7.1:

Tabell 7.1: Oppsummering av Simulering 1

| Fordeling av nedbør: | Mengde, hele feltet [mm] |
|---|---------------------------------|
| Total nedbør | 20,73 |
| Initiell snømengde | 0,00 |
| Fordamping | 0,00 |
| Infiltrasjon | 11,43 |
| Overflateavrenning | 7,86 |
| Snø fjernet | 0,00 |
| Snømengde ved slutt | 0,00 |
| Vann magasinert på overflaten ved slutt | 1,47 |
| Oversvømte noder og ledninger: | Antall [stk] |
| Antall noder med vann over topp ledning | 11 |
| Antall noder med vann stående på overflaten | 0 |
| Antall fylte ledninger | 10 |

Hydrogram, utløp A0:



Figur 7.6: Hydrogram som viser nedbør og vannføring ved utløp A0 for Simulering 1

Gjennomsnittlig og maksimal vannføring for hvert utløp:

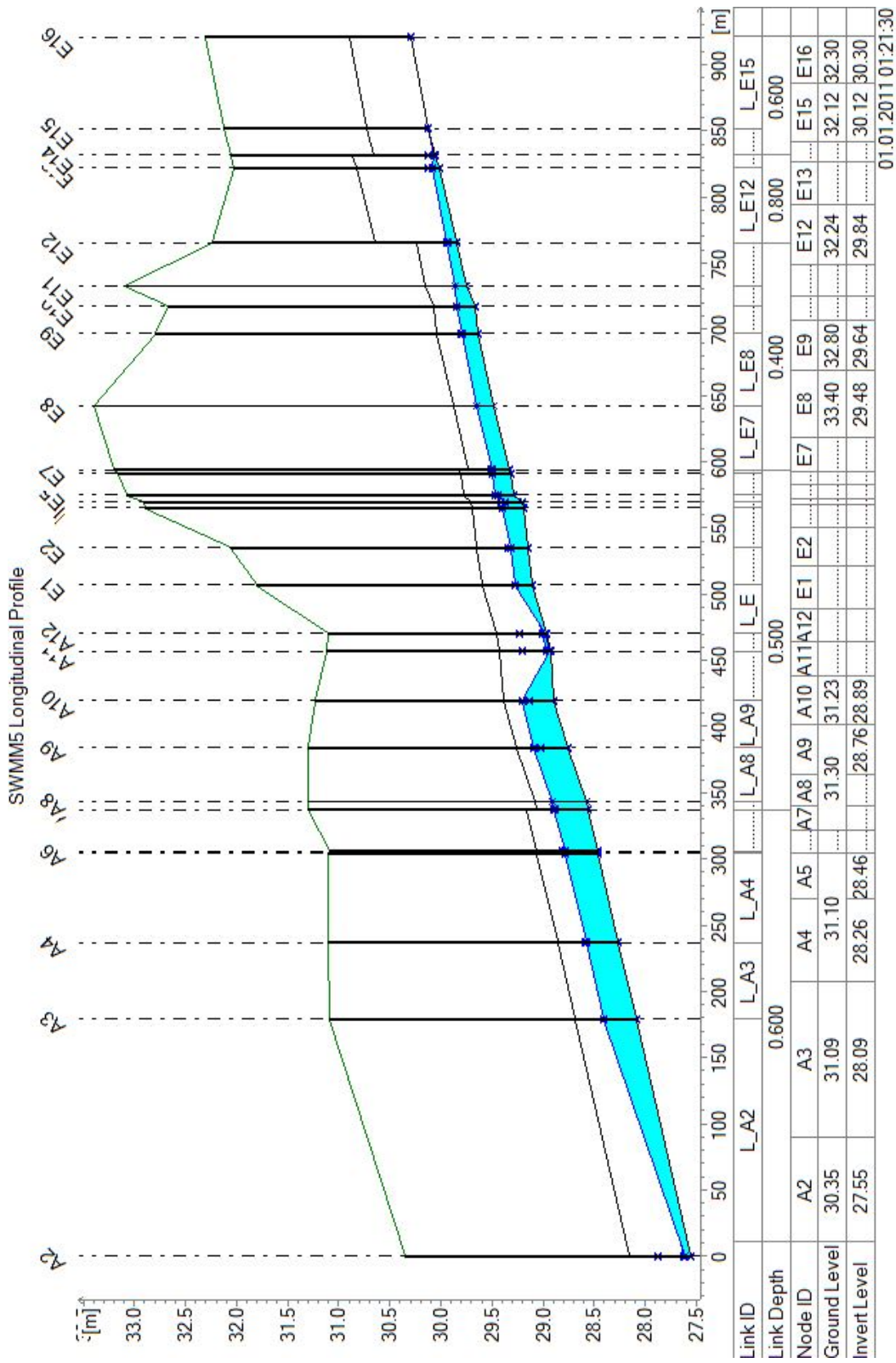
Tabell 7.2: Gjennomsnittlig og maksimal vannføring ved utløp for Simulering 1

| Utløp | Q_{avg} | Q_{max} |
|--------------------|-----------|-----------|
| | [l/s] | [l/s] |
| A0 Outfall | 59,8 | 237,1 |
| Bonus Outfall | 0,0 | 0,0 |
| C13 Outlet | 5,2 | 23,0 |
| Hyundai Outfall | 5,0 | 21,6 |
| I0 Outfall | 2,0 | 13,3 |
| IKEA Outfall | 20,4 | 70,2 |
| Toyota Outfall | 29,5 | 154,1 |
| Urridavatn Outfall | 5,6 | 22,3 |

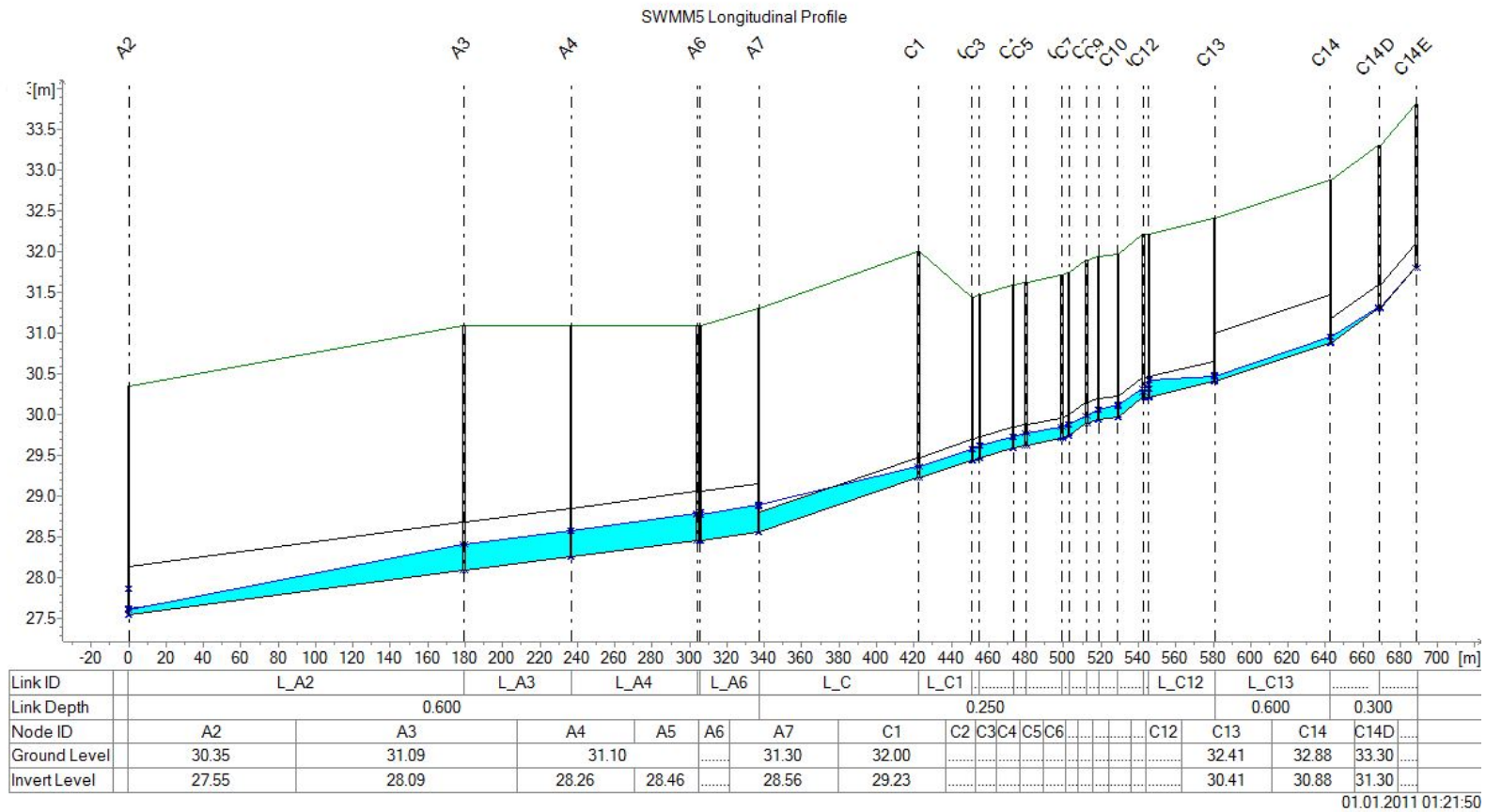
Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt:

Tabell 7.3: Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt for Simulering 1

| Nedbørsfelt | P | P_{inf} | P_{runoff} | C |
|---------------------------|-------|-----------|--------------|------|
| | [mm] | [mm] | [mm] | [—] |
| Parkeringsplass | 20,73 | 1,04 | 17,96 | 0,87 |
| Parkeringsplass med swale | 20,73 | 12,52 | 6,44 | 0,31 |
| Grøntareal | 20,73 | 20,32 | 0,38 | 0,02 |



Figur 7.7: Lengdesnitt for hovedstreng A-E, Simulering 1



Figur 7.8: Lengdesnitt for hovedstreng A-C, Simulering 1

7.2.2 Simulering 2: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Sommersituasjon, umettet

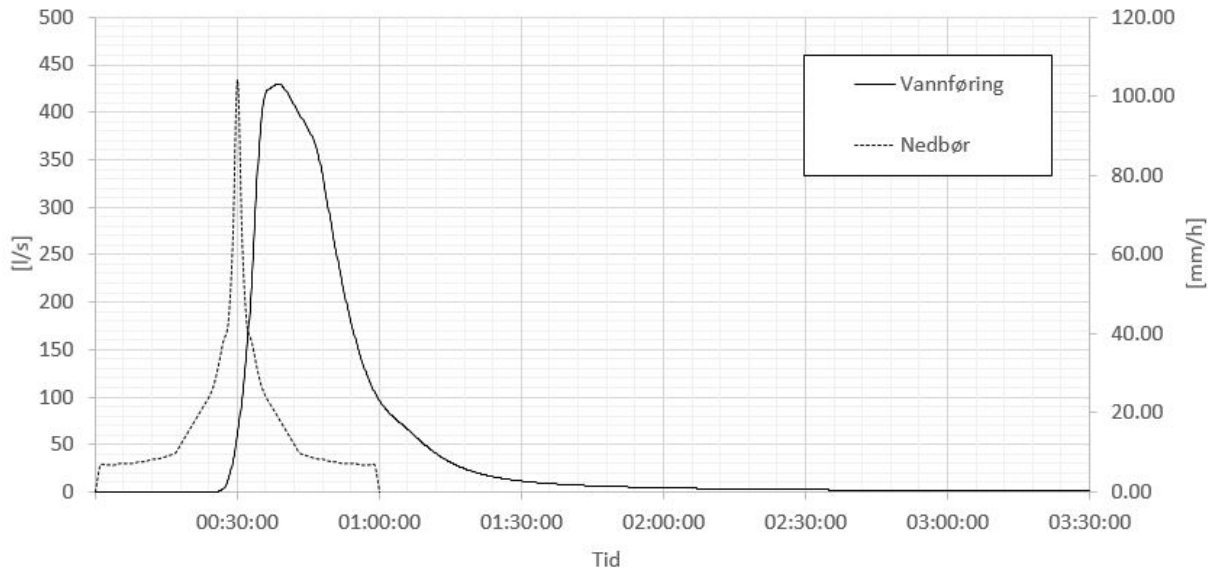
Oppsummering:

Det tok 9 minutter fra nedbørsintensiteten var på det kraftigste til vannføringen ved utløp A0 nådde toppen. Under Simulering 2 ble det registrert vannstand opp til bakkenivå ved tre noder, men dette forekom bare under et svært kort tidsrom ($\approx 0,01 h$) og med en vannføring opp fra kummen på mellom 7 og 13 l/s. Det ble derfor ikke registrert stående vanddybde større enn 0,00 m på overflaten. 62 av totalt 111 ledninger ble fylt med vann under simuleringen. Mange av dem er mindre sidestrenger som forbinder flere inntak med hovedledninger. Figur 7.11 viser at også hovedstreng A-C ble fylt over en distanse på hele 240 m, mellom node A7 og C13. Dette medfører at heller ikke denne simuleringen tilfredsstiller Norsk Vanns krav. Av figuren går det også frem at vannstanden ikke overstiger topp rør med mer en ca 30 cm, slik at det er fortsatt et stykke å gå opp til oversvømmelsesnivået. Også for denne simuleringen går mer vann til infiltrasjon enn til avrenning. Maks vannføring ved hovedledningens utløp A0 ble $Q_{max,A0} = 430,0 l/s$. På neste side vises hydrogram for utløpet på Figur 7.9, samt en oversikt over gjennomsnittlig og maksimal vannføring for alle utløp i Tabell 7.5. Tabell 7.6 viser forhold mellom infiltrasjon og avrenning for ulike nedbørsfelt. Figur 7.10 og 7.11 viser lengdeprofiler med vanddybde ved verste tidspunkt. Resultatene for Simulering 2 er oppsummert i Tabell 7.4:

Tabell 7.4: Oppsummering av Simulering 2

| Fordeling av nedbør: | Mengde, hele feltet [mm] |
|---|---------------------------------|
| Total nedbør | 17,09 |
| Initiell snømengde | 0,00 |
| Fordamping | 0,00 |
| Infiltrasjon | 8,41 |
| Overflateavrenning | 7,40 |
| Snø fjernet | 0,00 |
| Snømengde ved slutt | 0,00 |
| Vann magasinert på overflaten ved slutt | 1,18 |
| Oversvømte noder og ledninger: | Antall [stk] |
| Antall noder med vann over topp ledning | 59 |
| Antall noder med vann stående på overflaten | 3 |
| Antall fylte ledninger | 62 |

Hydrogram, utløp A0:



Figur 7.9: Hydrogram som viser nedbør og vannføring ved utløp A0 for Simulering 2

Gjennomsnittlig og maksimal vannføring for hvert utløp:

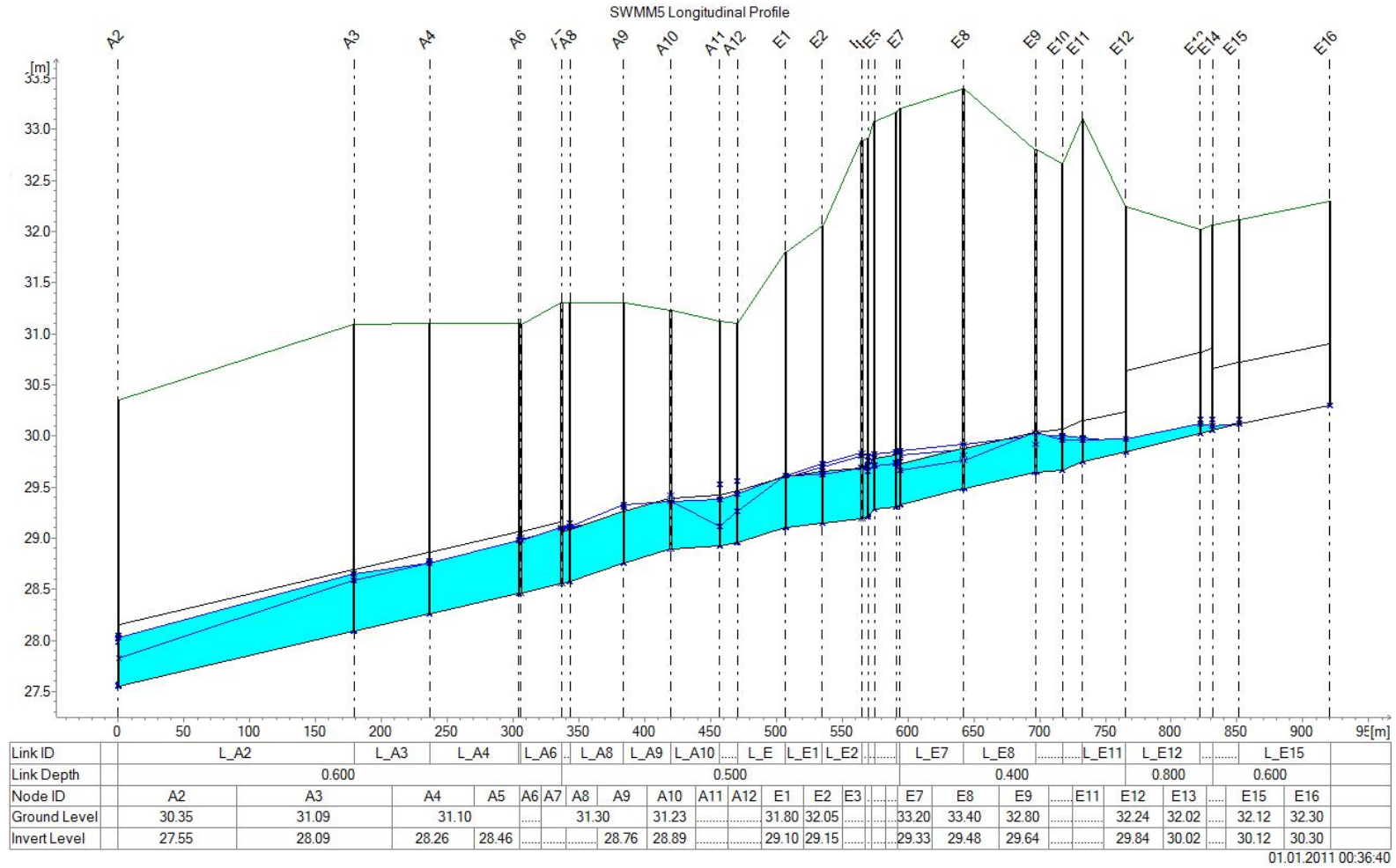
Tabell 7.5: Gjennomsnittlig og maksimal vannføring ved utløp for Simulering 2

| Utløp | Q_{avg} | Q_{max} |
|--------------------|-----------|-----------|
| | [l/s] | [l/s] |
| A0 Outfall | 54,8 | 430,0 |
| Bonus Outfall | 0,7 | 1,1 |
| C13 Outlet | 5,6 | 59,7 |
| Hyundai Outfall | 4,0 | 46,2 |
| I0 Outfall | 3,4 | 51,0 |
| IKEA Outfall | 16,0 | 109,3 |
| Toyota Outfall | 26,8 | 373,8 |
| Urridavatn Outfall | 5,0 | 82,3 |

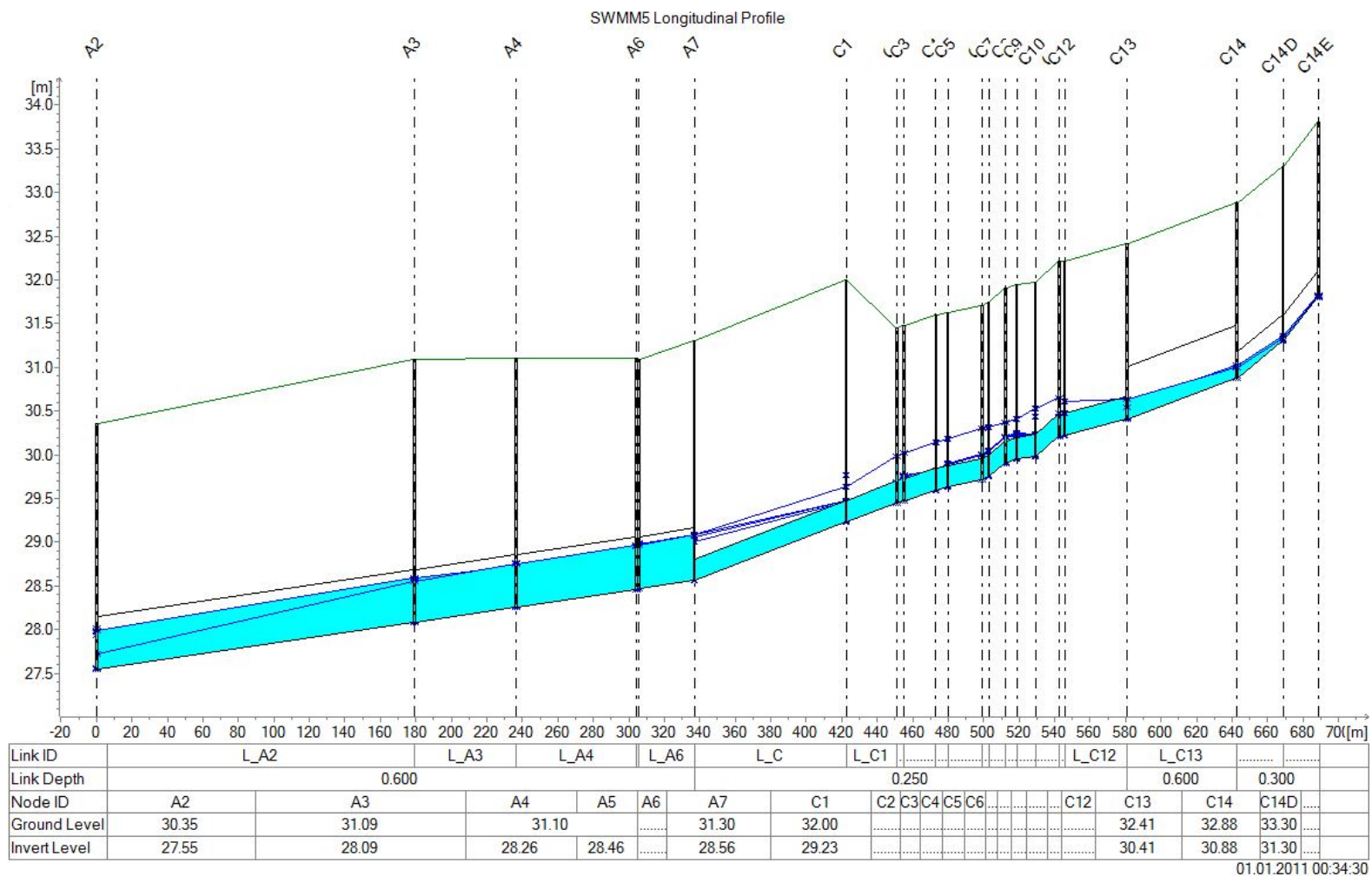
Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt:

Tabell 7.6: Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt for Simulering 2

| Nedbørsfelt | P | P_{inf} | P_{runoff} | C |
|---------------------------|-------|-----------|--------------|------|
| | [mm] | [mm] | [mm] | [—] |
| Parkeringsplass | 17,09 | 0,85 | 14,51 | 0,85 |
| Parkeringsplass med swale | 17,09 | 6,32 | 9,23 | 0,54 |
| Grøntareal | 17,09 | 16,75 | 0,31 | 0,02 |



Figur 7.10: Lengdesnitt for hovedstreng A-E, Simulering 2



Figur 7.11: Lengdesnitt for hovedstreng A-C, Simulering 2

7.2.3 Simulering 3: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Sommersituasjon, mettet

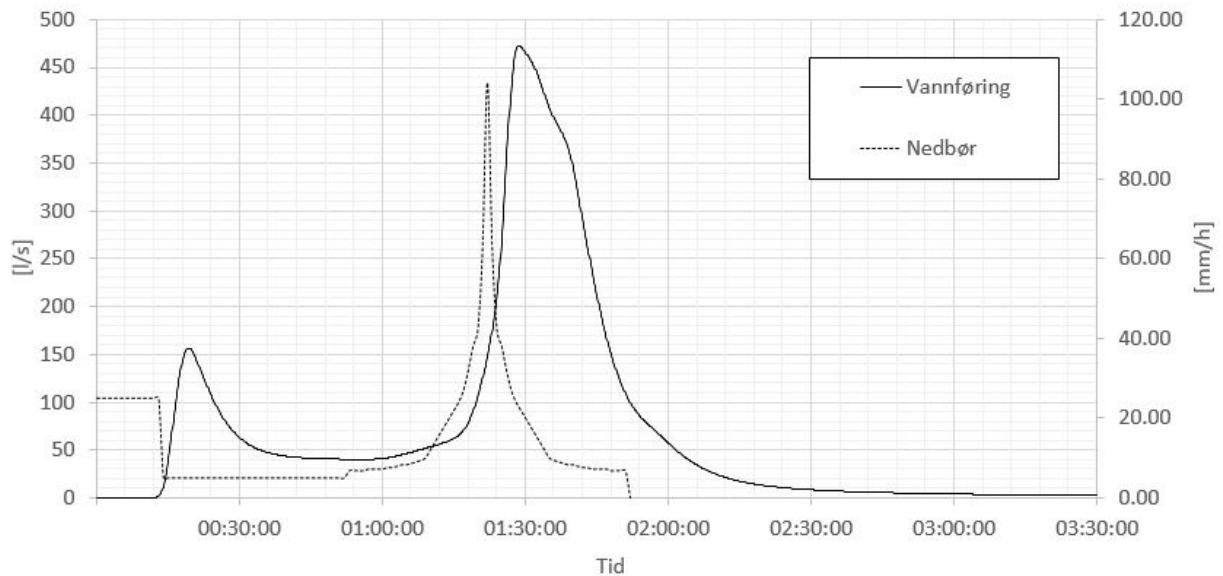
Oppsummering:

Det tok omkring 6 minutter fra regnintensiteten var på det høyeste til avrenningen ved utløp A0 nådde toppen. Det er forventet at konsentrasjonstiden er lavere ved mettet bakke. Under Simulering 3 ble det registrert vannstand opp til bakkenivå ved fire noder, men dette forekom bare under et svært kort tidsrom ($\approx 0,01 h$) og med en vannføring opp fra kummen på mellom 9 og 16 l/s. Det ble ikke registrert stående vann på overflaten. 79 av totalt 111 ledninger ble fylt med vann. Vannstanden på hovedledningen gikk omkring 45 cm over topp rør, slik at det er fortsatt et stykke opp til oversvømmelsesnivået 90 cm over topp ledning. Også for denne simuleringen går mer vann til infiltrasjon enn til avrenning. Maks vannføring ved hovedledningens utløp A0 ble $Q_{max,A0} = 472,6 l/s$. På neste side vises hydrogram for utløpet på Figur 7.12, samt en oversikt over gjennomsnittlig og maksimal vannføring for alle utløp i Tabell 7.8. Tabell 7.9 viser forhold mellom infiltrasjon og avrenning for ulike nedbørsfelt. Figur 7.13 og 7.14 viser lengdeprofiler med vanndybde ved verste tidspunkt. Resultatene for Simulering 3 er oppsummert i Tabell 7.7:

Tabell 7.7: Oppsummering av Simulering 3

| Fordeling av nedbør: | Mengde, hele feltet [mm] |
|---|---------------------------------|
| Total nedbør | 26,17 |
| Initiell snømengde | 0,00 |
| Fordamping | 0,00 |
| Infiltrasjon | 13,47 |
| Overflateavrenning | 11,29 |
| Snø fjernet | 0,00 |
| Snømengde ved slutt | 0,00 |
| Vann magasinert på overflaten ved slutt | 1,41 |
| Oversvømte noder og ledninger: | Antall [stk] |
| Antall noder med vann over topp ledning | 76 |
| Antall noder med vann stående på overflaten | 4 |
| Antall fylte ledninger | 79 |

Hydrogram, utløp A0:



Figur 7.12: Hydrogram som viser nedbør og vannføring ved utløp A0 for Simulering 3

Gjennomsnittlig og maksimal vannføring for hvert utløp:

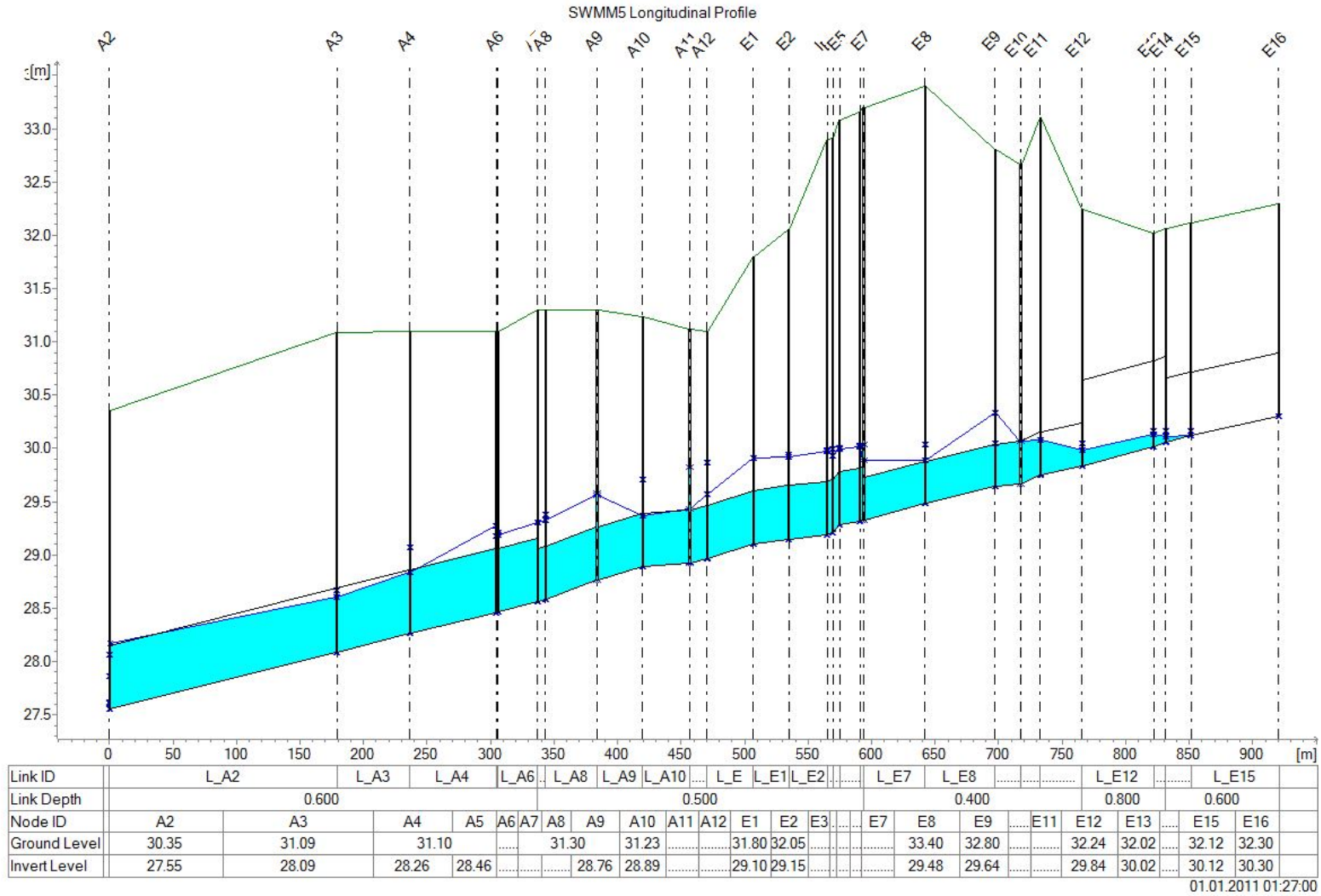
Tabell 7.8: Gjennomsnittlig og maksimal vannføring ved utløp for Simulering 3

| Utløp | Q_{avg} | Q_{max} |
|--------------------|-----------|-----------|
| | [l/s] | [l/s] |
| A0 Outfall | 76,1 | 472,6 |
| Bonus Outfall | 1,1 | 1,8 |
| C13 Outlet | 6,4 | 61,0 |
| Hyundai Outfall | 6,0 | 47,6 |
| I0 Outfall | 4,6 | 58,1 |
| IKEA Outfall | 25,1 | 129,8 |
| Toyota Outfall | 39,8 | 398,3 |
| Urridavatn Outfall | 9,2 | 145,2 |

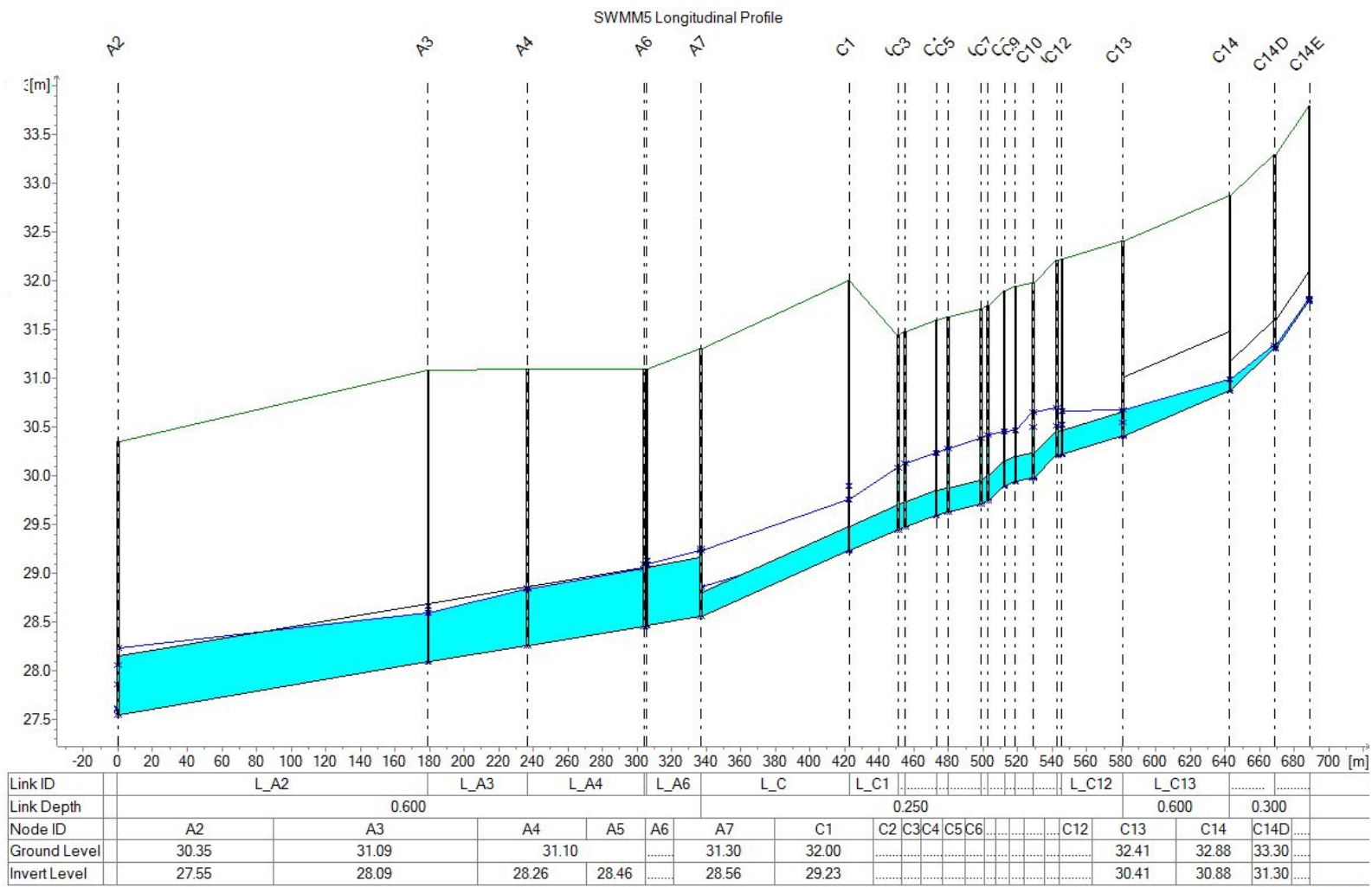
Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt:

Tabell 7.9: Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt for Simulering 3

| Nedbørsfelt | P | P_{inf} | P_{runoff} | C |
|---------------------------|-------|-----------|--------------|------|
| | [mm] | [mm] | [mm] | [—] |
| Parkeringsplass | 26,17 | 1,31 | 23,13 | 0,88 |
| Parkeringsplass med swale | 26,17 | 12,59 | 11,86 | 0,45 |
| Grøntareal | 26,17 | 25,64 | 0,49 | 0,02 |



Figur 7.13: Lengdesnitt for hovedstreng A-E, Simulering 3



Figur 7.14: Lengdesnitt for hovedstreng A-C, Simulering 3

7.2.4 Simulering 4: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 20 år. Vintersituasjon med snøsmelting og 95% impermeable flater

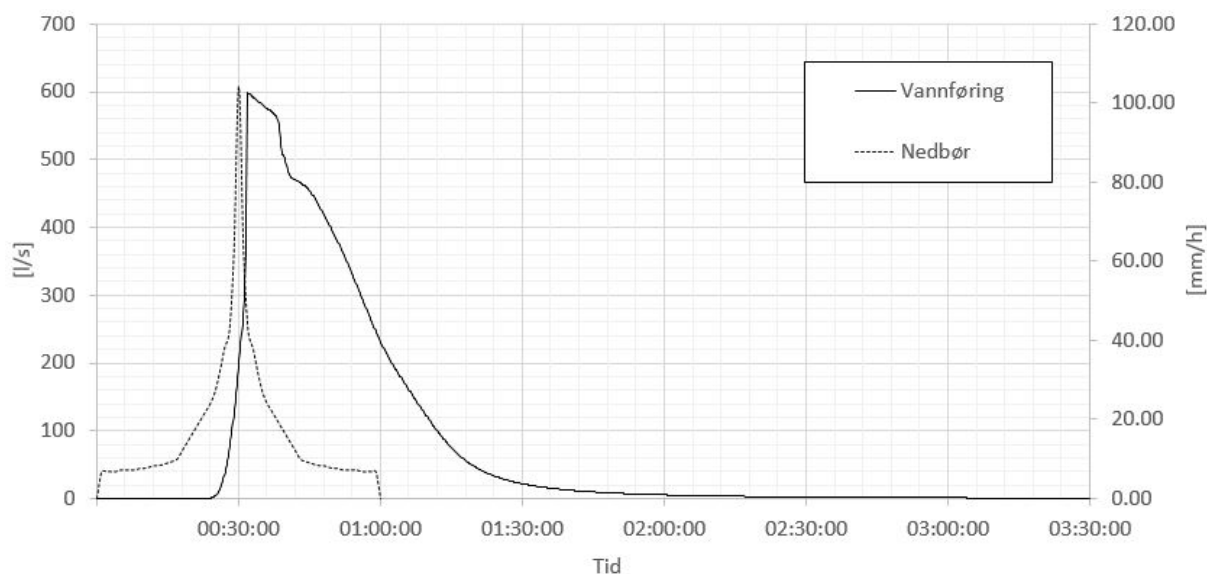
Oppsummering:

Det tok bare 2-3 minutter fra regnintensiteten var på det høyeste til avrenningen ved utløp A0 nådde toppen. Dette skyldes at andelen impermeable flater er satt til 95 %, som sørger for betydelig raskere avrenning enn de foregående simuleringene. Under Simulering 4 ble det registrert oversvømmelse (vannstand opp til bakkenivå) ved hele 49 noder. Dette vil bli omtalt ytterligere i diskusjonskapitlet. I motsetning til alle tidligere simuleringer pågikk oversvømmelsene dessuten i et lengre tidsrom for noen av nodene. En node var oversvømt i hele $0,28h \approx 17min$, og hadde på det meste en vannføring på $23l/s$ opp fra kummen. Dette medfører at vannstanden holdt seg høyere enn 90 cm over topp rør i en lengre periode, og området er dermed oversvømt i følge Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering fra Norsk Vann. Det ble registrert målbar vanddybde på overflaten ved hele 30 noder. 95 av totalt 111 ledninger ble fylt med vann. I motsetning til de tidligere simuleringene går mer vann til avrenning enn til infiltrasjon, noe som forventes ettersom 95 % av arealet er impermeabelt. Maks vannføring ved hovedledningens utløp A0 ble $Q_{max,A0} = 600,7 l/s$. På neste side vises hydrogram for utløpet på Figur 7.15, samt en oversikt over gjennomsnittlig og maksimal vannføring for alle utløp i Tabell 7.11. Tabell 7.12 viser forhold mellom infiltrasjon og avrenning for ulike nedbørsfelt. Figur 7.16 og 7.17 viser lengdeprofiler med vanddybde ved verste tidspunkt. Resultatene for Simulering 4 er oppsummert i Tabell 7.10:

Tabell 7.10: Oppsummering av Simulering 4

| Fordeling av nedbør: | Mengde, hele feltet [mm] |
|---|---------------------------------|
| Total nedbør | 17,09 |
| Initiell snømengde | 0,00 |
| Fordamping | 0,00 |
| Infiltrasjon | 2,04 |
| Overflateavrenning | 14,40 |
| Snø fjernet | 0,00 |
| Snømengde ved slutt | 0,00 |
| Vann magasinert på overflaten ved slutt | 1,78 |
| Oversvømte noder og ledninger: | Antall [stk] |
| Antall noder med vann over topp ledning | 92 |
| Antall noder med vann stående på overflaten | 49 |
| Antall fylte ledninger | 95 |

Hydrogram, utløp A0:



Figur 7.15: Hydrogram som viser nedbør og vannføring ved utløp A0 for Simulering 4

Gjennomsnittlig og maksimal vannføring for hvert utløp:

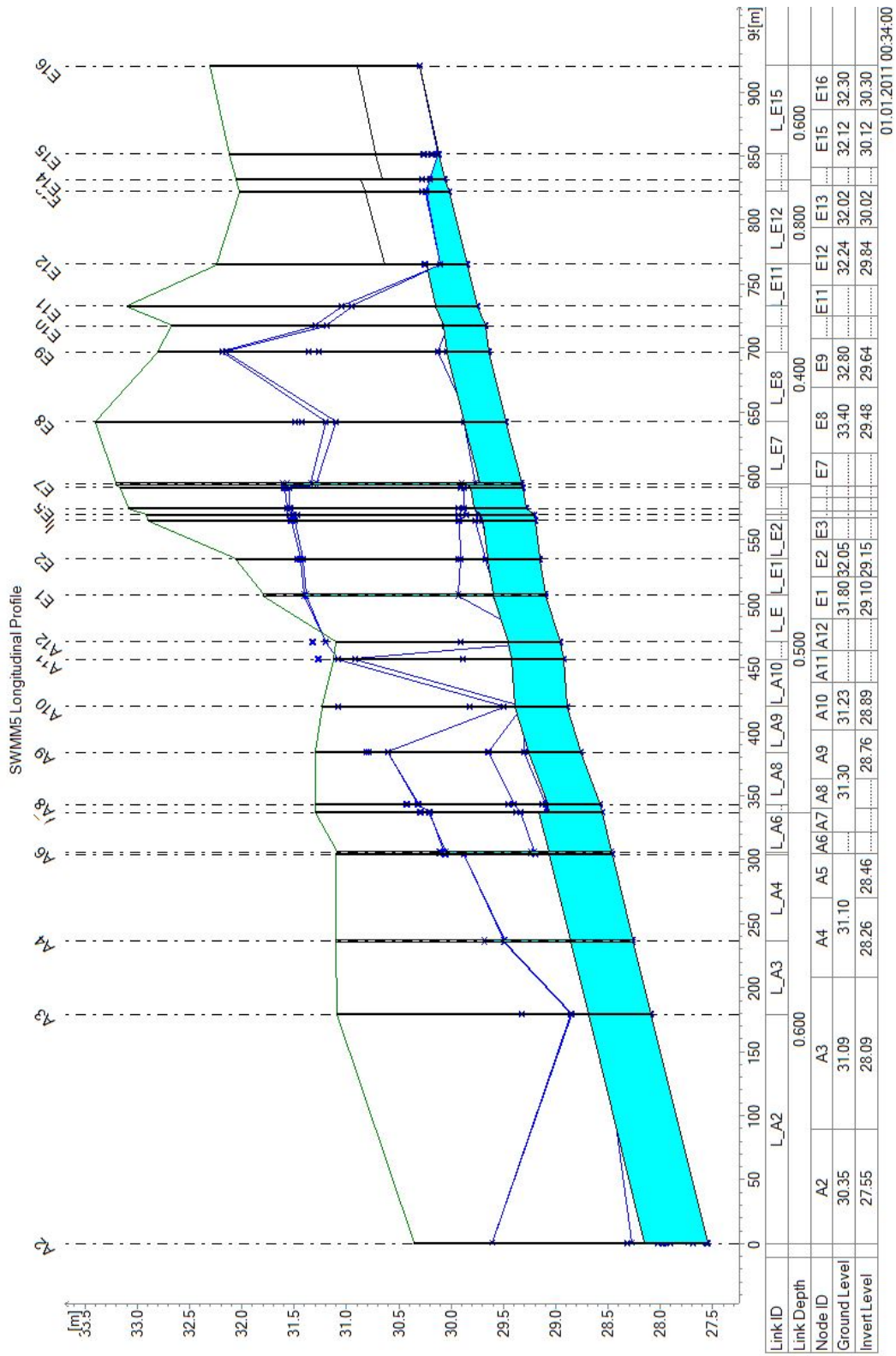
Tabell 7.11: Gjennomsnittlig og maksimal vannføring ved utløp for Simulering 4

| Utløp | Q_{avg} | Q_{max} |
|--------------------|-----------|-----------|
| | [l/s] | [l/s] |
| A0 Outfall | 87,6 | 600,7 |
| Bonus Outfall | 51,0 | 203,7 |
| C13 Outlet | 12,3 | 217,7 |
| Hyundai Outfall | 4,6 | 55,7 |
| I0 Outfall | 16,9 | 216,8 |
| IKEA Outfall | 17,7 | 131,9 |
| Toyota Outfall | 30,9 | 423,2 |
| Urridavatn Outfall | 25,5 | 495,9 |

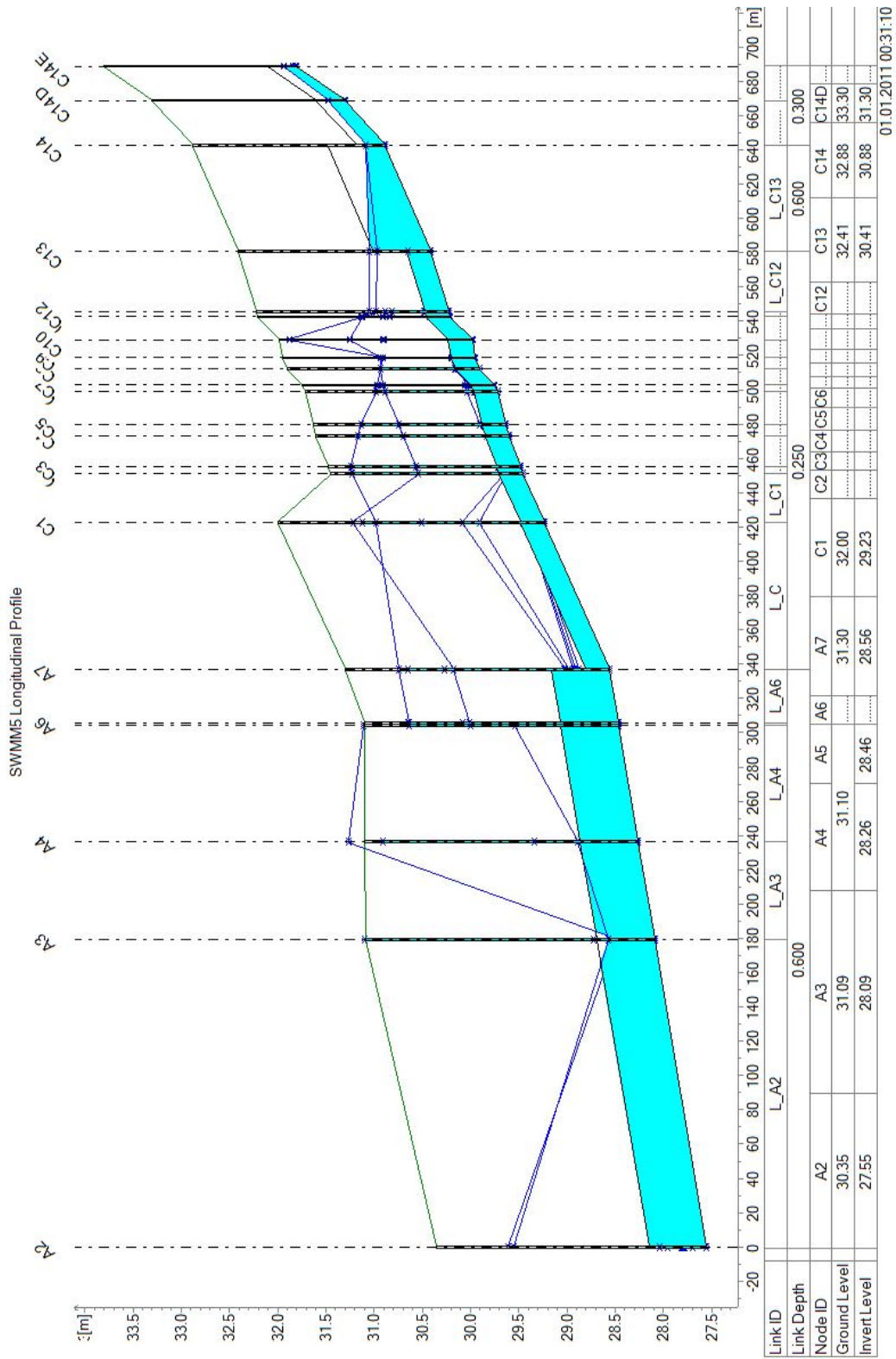
Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt:

Tabell 7.12: Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt for Simulering 4

| Nedbørsfelt | P | P_{inf} | P_{runoff} | C |
|---------------------------|-------|-----------|--------------|------|
| | [mm] | [mm] | [mm] | [-] |
| Parkeringsplass | 17,09 | 0,88 | 14,91 | 0,87 |
| Parkeringsplass med swale | 17,09 | 4,74 | 11,15 | 0,65 |
| Grøntareal | 17,09 | 0,96 | 16,41 | 0,96 |



Figur 7.16: Lengdesnitt for hovedstreng A-E, Simulering 4



Figur 7.17: Lengdesnitt for hovedstreng A-C, Simulering 4

7.2.5 Simulering 5: IVF-kurve: Kristiansund, returperiode: 50 år. Sommersituasjon, umettet

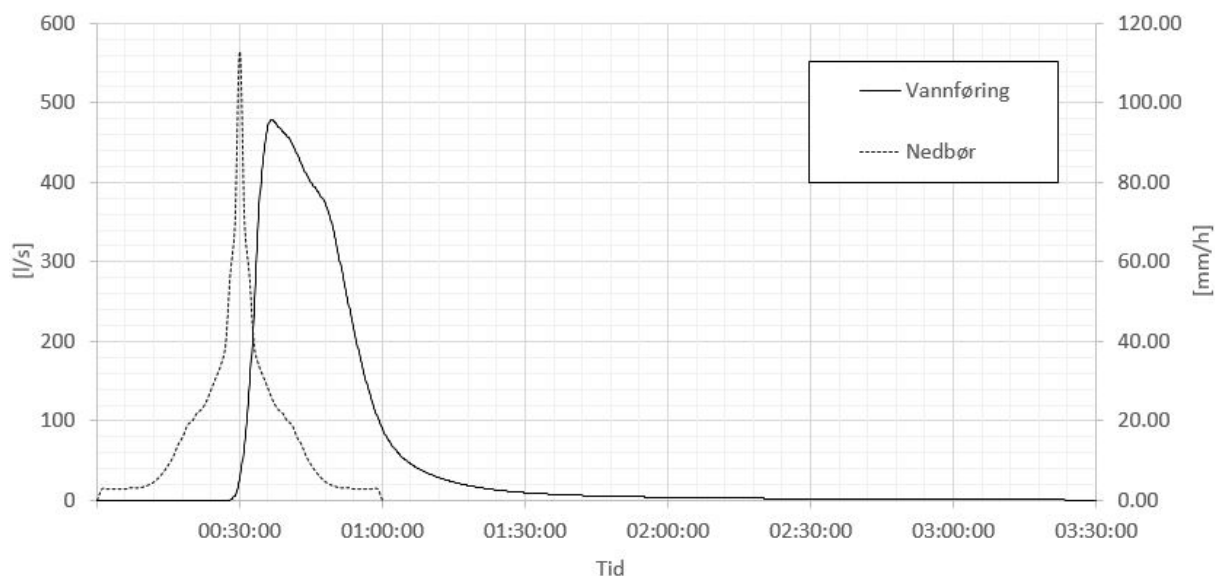
Oppsummering:

Det tok omkring 7 minutter fra regnintensiteten var på det høyeste til avrenningen ved utløp A0 nådde toppen. Under Simulering 5 ble det registrert vannstand opp til bakkenivå ved fire noder, men dette forekom bare under et svært kort tidsrom ($\approx 0,01 h$) og med en vannføring opp fra kummen på opp til $24 l/s$. Det ble ikke registrert stående vann på overflaten. 80 av totalt 111 ledninger ble fylt med vann. Også for denne simuleringen går mer vann til infiltrasjon enn til avrenning. Maks vannføring ved hovedledningens utløp A0 ble $Q_{max,A0} = 472,6 l/s$. På neste side vises hydrogram for utløpet på Figur 7.18, samt en oversikt over gjennomsnittlig og maksimal vannføring for alle utløp i Tabell 7.14. Tabell 7.15 viser forhold mellom infiltrasjon og avrenning for ulike nedbørsfelt. Figur 7.19 og 7.20 viser lengdeprofiler med vanndybde ved verste tidspunkt. Resultatene for Simulering 5 er oppsummert i Tabell 7.13:

Tabell 7.13: Oppsummering av Simulering 5

| Fordeling av nedbør: | Mengde, hele feltet [mm] |
|---|---------------------------------|
| Total nedbør | 17,56 |
| Initiell snømengde | 0,00 |
| Fordamping | 0,00 |
| Infiltrasjon | 8,34 |
| Overflateavrenning | 7,95 |
| Snø fjernet | 0,00 |
| Snømengde ved slutt | 0,00 |
| Vann magasinert på overflaten ved slutt | 1,27 |
| Oversvømte noder og ledninger: | Antall [stk] |
| Antall noder med vann over topp ledning | 78 |
| Antall noder med vann stående på overflaten | 4 |
| Antall fylte ledninger | 80 |

Hydrogram, utløp A0:



Figur 7.18: Hydrogram som viser nedbør og vannføring ved utløp A0 for Simulering 5

Gjennomsnittlig og maksimal vannføring for hvert utløp:

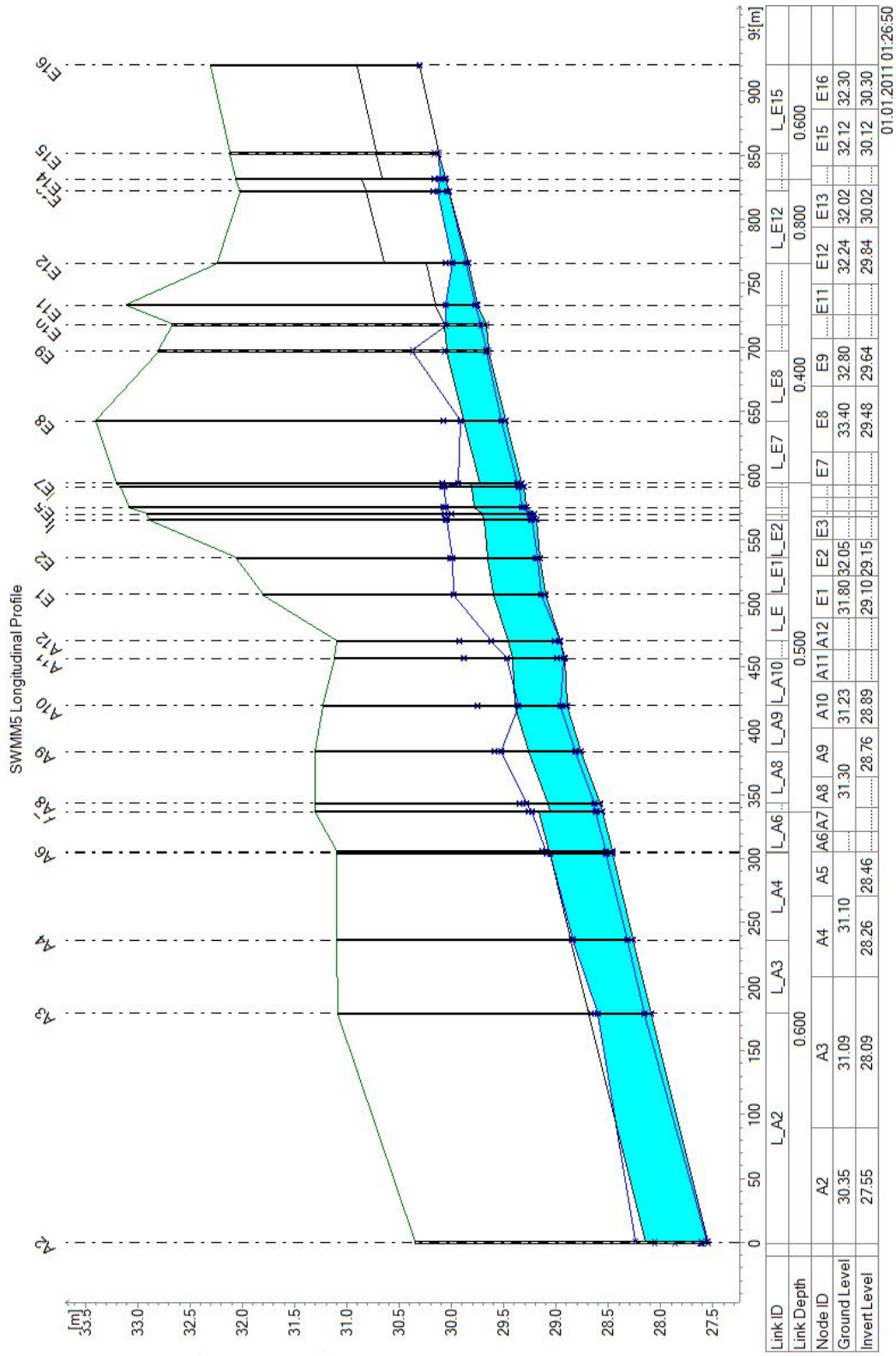
Tabell 7.14: Gjennomsnittlig og maksimal vannføring ved utløp for Simulering 5

| Utløp | Q_{avg} | Q_{max} |
|--------------------|-----------|-----------|
| | [l/s] | [l/s] |
| A0 Outfall | 58,1 | 478,8 |
| Bonus Outfall | 2,7 | 4,4 |
| C13 Outlet | 6,6 | 88,3 |
| Hyundai Outfall | 4,3 | 52,0 |
| I0 Outfall | 4,6 | 67,8 |
| IKEA Outfall | 16,8 | 123,2 |
| Toyota Outfall | 28,7 | 421,3 |
| Urridavatn Outfall | 7,0 | 150,1 |

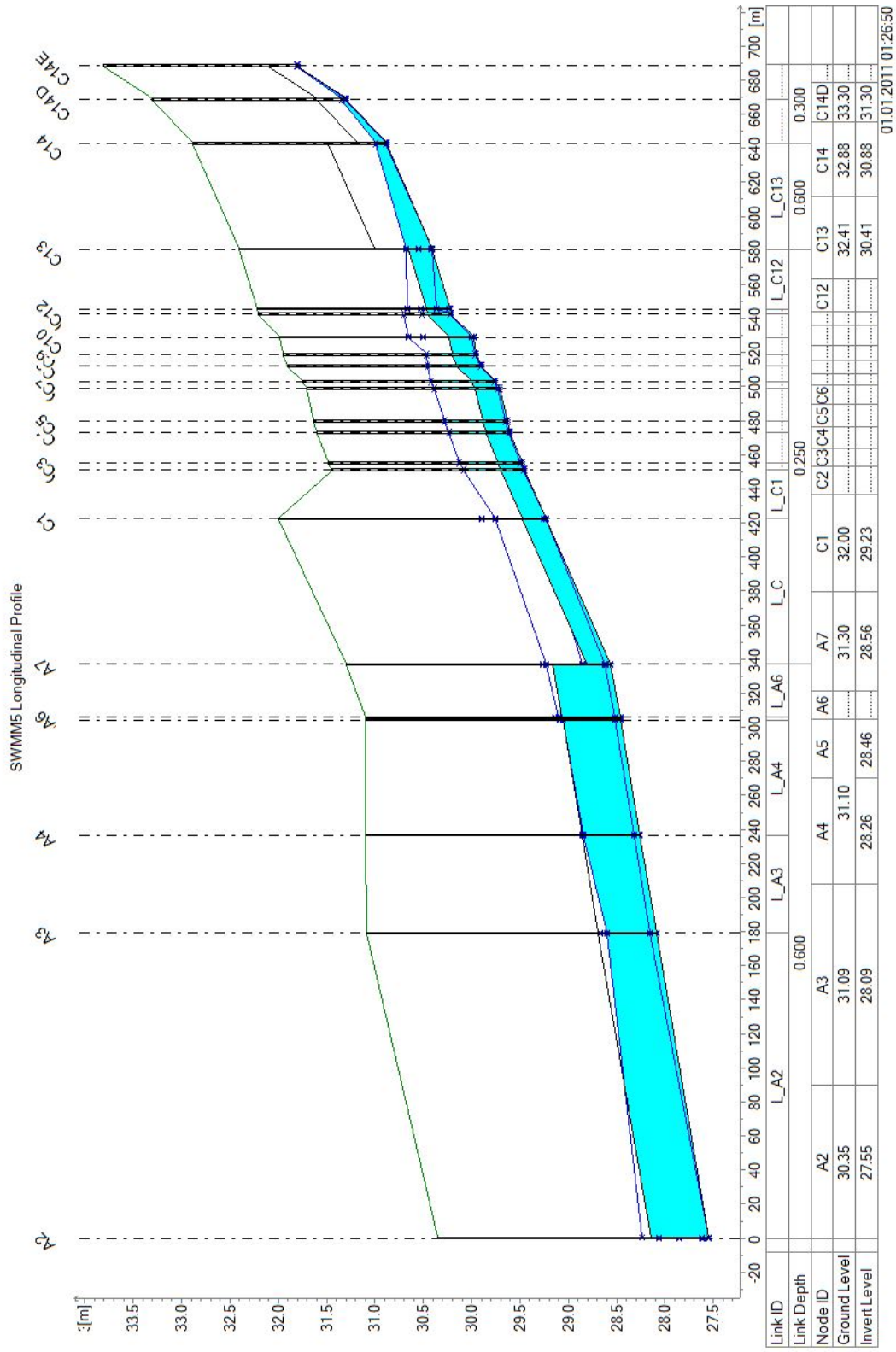
Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt:

Tabell 7.15: Forhold mellom infiltrasjon og avrenning fra ulike nedbørsfelt for Simulering 5

| Nedbørsfelt | P | P_{inf} | P_{runoff} | C |
|---------------------------|-------|-----------|--------------|------|
| | [mm] | [mm] | [mm] | [-] |
| Parkeringsplass | 17,56 | 0,88 | 14,96 | 0,85 |
| Parkeringsplass med swale | 17,56 | 5,71 | 10,32 | 0,59 |
| Grøntareal | 17,56 | 17,21 | 0,32 | 0,02 |



Figur 7.19: Lengdesnitt for hovedstreng A-E, Simulering 5



Figur 7.20: Lengdesnitt for hovedstreng A-C, Simulering 5

Diskusjon

8.1 Betraktninger rundt IVF-kurver som bygger på døgnnedbør (M5-metoden)

Som det er påpekt flere ganger i oppgaven, benytter man *ikke* IVF-kurver som bygger på målinger av korttidsnedbør på Island. I stedet benyttes målinger av døggnedbør, som skaleres ned ved hjelp av statistikk og topografiske forhold til å gjelde for kortere varigheter. Det knyttes stor usikkerhet til hvorvidt disse kurvene gir verdier som stemmer med virkeligheten. Butler & Davies (2011) påpeker at denne metoden er uegnet til urbane områder med lav konsentrasjonstid. Analysene av de tre årene med anskaffede data som er blitt gjort i denne oppgaven kan tyde på at hypotesen stemmer, men med så tynt datagrunnlag kan det ikke fastslås. Uansett bør Island begynne med utstrakt måling av korttidsnedbør slik som i Norge og store deler av verden forøvrig.

8.2 Usikkerhet ved analyse av innhentet korttidsnedbør

I forbindelse med valg av IVF-kurve fra Norge som erstatning for IVF-kurven for Kaupþún ble det foretatt analyser av korttidsnedbørsmålingene fra Reykjavik sentrum. Det er benyttet tre år med korttidsnedbørsdata for å undersøke hypotesen om at IVF-kurven for Kaupþún er for lav. Resultatene av denne undersøkelsen tyder på at hypotesen kan stemme. Men det er knyttet usikkerhet også til denne analysen, spesielt til faktoren K_{M5} . Dataene fra målestasjonen i Reykjavik sentrum er skalert opp med faktoren $K_{M5} = 1,22$ som følge av at Kaupþún har en større femårsdøggnedbør, og skal dermed også ha høyere intensitet på korttidsnedbør (Eliasson 1999). Ettersom det ikke finnes korttidsnedbørsmålere i nærheten av Kaupþún er det vanskelig å bekrefte eller avkrefte dette. Ut ifra det som er tilgjengelig av informasjon og nedbørsmålinger for Reykjavik og Kaupþún per dags dato er dette likevel ansett som den mest representative måten å kontrollere om IVF-kurven for Kaupþún faktisk er for lav.

8.3 Usikkerhet knyttet til input-parametre i MIKE URBAN

Det er vanlig at man tar en rekke antagelser ved modellering av avrenning fra alle typer områder. Det må utføres omfattende og kostbare feltundersøkelser dersom man ønsker svært presise svar,

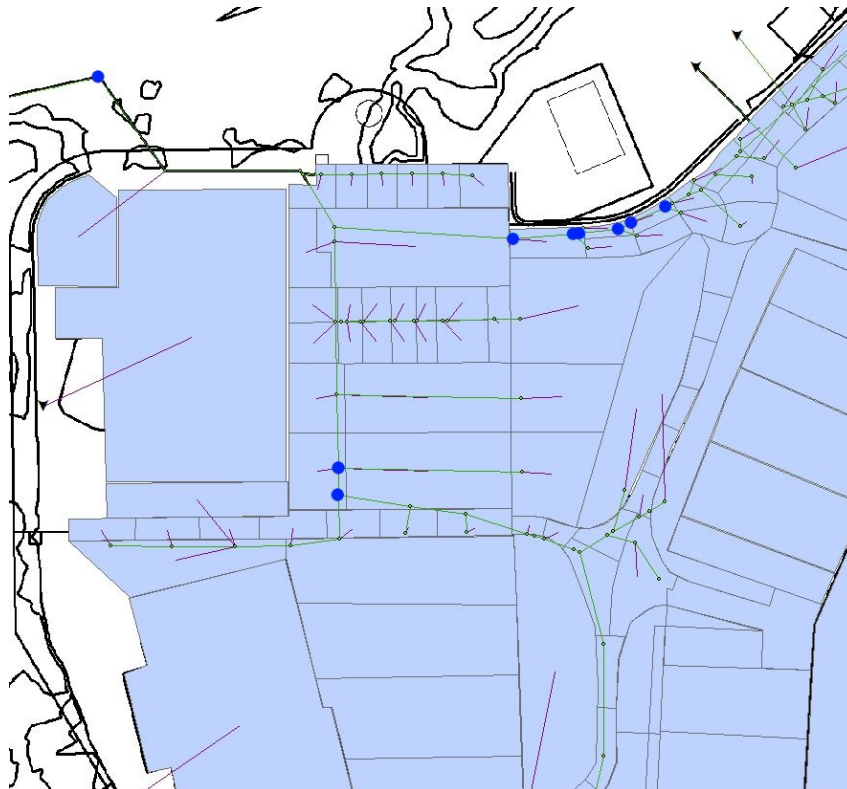
og dette blir ofte vurdert som ulønnsomt avhengig av hvert enkelt tilfelle og de rammene det medfører. For eksempel må det utføres geotekniske undersøkelser av grunnen dersom man ønsker å fastsette parametre for infiltrasjon presist. Ettersom det aktuelle området ligger på Island, ville det selv med en studietur med befaringsvært vanskelig å fastsette mange parametre, fordi det ville tatt lang tid. Dersom oppgaven hadde tatt for seg et felt i Trondheim kunne det blitt gjort visse slike undersøkelser på egenhånd.

Det er knyttet meget stor usikkerhet til infiltrasjonsparametrene som er valgt, da geologen som var involvert i prosjektet (Hjartarson) oppgir en hydraulisk konduktivitet for lavagrunn i intervallet $10^{-4} - 10^{-1} m/s$. Dessuten er det lokale variasjoner i grunnforholdene, selv om området bare er omtrent 20 ha stort. Landskapsarkitekt Hauksson, Þ. (2015a) kunne også bekrefte dette, og påpekte at spesielt den nordligste delen av Kauptún hadde grunnforhold bestående av lavagrunn som var svært velegnet til infiltrasjon, og beskrev dette som "et svelg". I det sørlige Kauptún er grunnforholdene mer preget av sedimentavsetninger, som trolig har lavere infiltrasjonsevne enn lavagrunn. Ved valg av konduktivitet er det derfor valgt lavere verdier enn det Hjartarson oppgir. I tillegg er det knyttet stor usikkerhet til parametrene som angår de ulike nedbørfeltene egenskaper, som for eksempel karakteristisk feltbredde (*Width*), helning, gropmagasineringskapasitet og manningstall for permeable og impermeable flater. Disse har direkte påvirkning på avrenningen fra hvert nedbørfelt. Senere i kapitlet vil det bli undersøkt *hvor* stor påvirkning disse har.

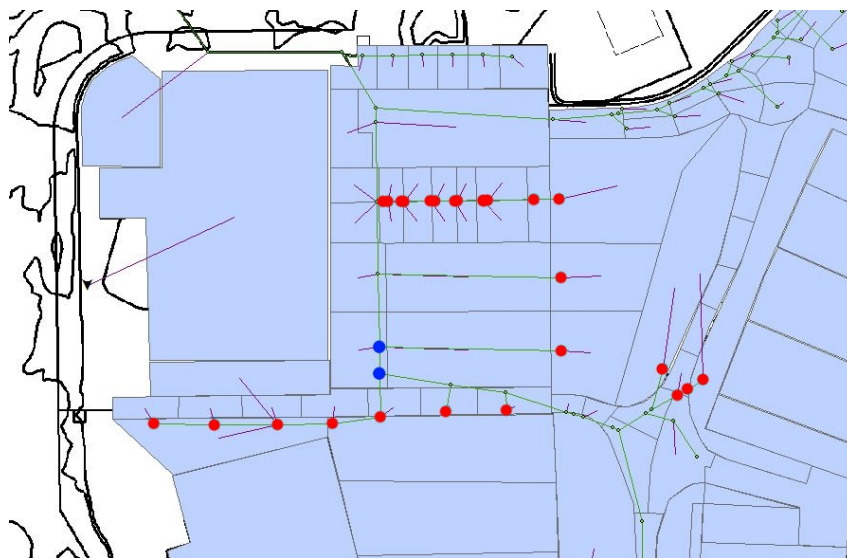
På grunn av forfatterens begrensede erfaring og kunnskap om SWMM og MIKE URBAN kan brukerfeil ha virket inn på resultatene. Slik programvare krever mye kunnskap, opplæring og erfaring før resultatene vil være tilfredsstillende. En prosjekt- og masteroppgave gir et brukbart innblikk i programvaren, men ikke godt nok til å kunne utelukke mangel på erfaring som feilkilde i oppgaven.

8.4 Diskusjon rundt resultatene

Simulering 4 etterligner vintersituasjon hvor 95 % av arealet er impermeabelt i tillegg til at snøsmelting også bidrar. IVF-kurven for Kristiansund er benyttet, med returperiode på 20 år. Simuleringen resulterte i stående vann ved 49 noder, hvorav ni av disse befant seg langs hovedledningene som vises i Figur 8.1. Blant disse ni nodene var det kun to som var oversvømt i over 0,01 time (36 sekunder). Ettersom nodene var oversvømt i så kort tid, mistenkes det at noen av disse kan skyldes ustabilitet i modellen. Med ustabilitet menes her at vannstanden for en node beveger seg hurtig i vertikal retning. En annen mulig årsak til disse bevegelsene kan skyldes trykkbølger i ledningen. Uansett vil ikke Figur 8.1 gi det representative bildet på hvilke områder som er mest utsatt for oversvømmelser. Derfor er det laget en oversikt over noder som er oversvømt i mer enn 0,05 time (3 minutter) som er vist i Figur 8.2. Her går det fram at de områdene som står i fare for å oversvømmes befinner seg hovedsakelig langs sideledninger ved hovedledning E. Figur 8.2 må dessuten ses i sammenheng med at avstanden mellom bunn rør og bakken ikke er målt inn nøyaktig for noder utenfor hovedledningene, slik det er omtalt i Kapittel 5.3.4. For disse nodene er det antatt at maksimal dybde er 2,0 m. Dette medfører at Figur 8.2 gir et noe konservativt bilde på hvilke områder som er flomutsatt. Mørkeblå punkter på figurene markerer noder langs hovedledninger, mens røde punkter markerer noder utenfor hovedledning. Det antas at swales vil fungere tilstrekkelig som flomveger ved en eventuell situasjon med oversvømmelse.



Figur 8.1: Noder langs hovedledningner som var oversvømt i mer enn 36 sekunder under Simulering 4



Figur 8.2: Noder som var oversvømt i mer enn 3 minutter under Simulering 4

Resultatene for Simulering 4 må som nevnt ses i lys av at IVF-kurven for Kristiansund er benyttet som input. Denne er som nevnt i Kapittel 4 trolig noe konservativ i forhold til situasjonen på Kauptún. Samtidig er det vanskelig å fastslå nøyaktig hvilke intensiteter som er riktig å benytte ut ifra de nedbørsdata som er anskaffet fra Reykjavik, da disse bare dekker tre år.

8.5 Verifisering av modellen ved bruk av den rasjonelle metode

Til å verifisere modellen er det i samråd med veileder bestemt at den rasjonelle metode skal benyttes. Den rasjonelle metode er valgt fordi den er enkel, og trenger ingen flere data enn de som allerede er tilgjengelig. Dessuten gir den et svar som er enkelt å sammenligne med simuleringene, nemlig spissavrenningen Q_{max} ved utløpet av feltet. En generell regel er at man skal være forsiktig med å bruke den rasjonelle metode på nedbørsfelt som er større enn 20 ha. Hele Kauptún har et areal på omtrent 22 ha, hvorav 18,2 ha er modellert i denne oppgaven. Dessuten skal man være forsiktig med å benytte den rasjonelle metoden på komplekse områder. Avrenningssituasjonen på Kauptún er ikke direkte kompleks, men heller ikke spesielt enkel. Dette betyr at den rasjonelle metode *kan* benyttes, men bør benyttes med forsiktighet. Hovedårsaken til at MIKE URBAN er benyttet til fordel for den rasjonelle metode i utgangspunktet er at den rasjonelle metode ikke får med effekten av blant annet swales, som er benyttet i stor grad på Kauptún. Den rasjonelle metoden er gitt i Ligning 8.1 ved:

$$Q_{max} = C \cdot I \cdot A \quad (8.1)$$

Hvor:

$$\begin{aligned} C &= \text{Avrenningskoeffisient} [-] \\ I &= \text{Nedbørsintensitet} [l/s \cdot ha] \\ A &= \text{Nedbørsfeltets areal} [ha] \end{aligned}$$

Først må den gjennomsnittlige avrenningskoeffisienten for feltet finnes ved å bruke Ligning 8.2. Verdiene for A_i og C_i er hentet fra output-filen som MIKE URBAN produserer etter simulering. MIKE URBAN beregner avrenningskoeffisienter for hvert nedbørsfelt på grunnlag av andel harde flater, helning og manningstall. En kunne også valgt å benytte parameteren *andel harde flater* som avrenningskoeffisient, men dette tallet tar ikke hensyn til helning. Derfor er det valgt å benytte avrenningskoeffisienter som MIKE URBAN har konstruert. $A_i \cdot C_i$ er beregnet for alle nedbørsfelt ved bruk av Excel, og C_{Felt} finnes deretter ved å benytte Ligning 8.2:

$$C_{Felt} = \frac{A_1 \cdot C_1 + A_2 \cdot C_2 + A_3 \cdot C_3 + \dots + A_n \cdot C_n}{A_{TOT}} \quad (8.2)$$

For å velge intensitet til å bruke i den rasjonelle metode trengs konsentrasjonstiden til feltet. I MIKE URBAN beregnes denne for hvert enkelt delfelt ved hjelp av blant annet parameteren *width* som angir formen for nedbørsfeltet. Ved bruk av den rasjonelle metode vil denne bli noe irrelevant å bruke. Ut ifra figurene med vannføring ut av feltet sammen med nedbøren fremgår det at maks vannføring forekommer mellom 2 og 14 minutter etter at nedbørintensiteten var på det høyeste, slik at konsentrasjonstiden for feltet vil ligge innenfor dette intervallet. Statens Vegvesen opererer med følgende formel for beregning av konsentrasjonstid for et urbant felt (Statens Vegvesen 2014):

$$t_k = 0,02 \cdot L^{1,15} \cdot H^{-0,39} \quad (8.3)$$

Hvor:

$t_k =$ Konsentrasjonstid [min]

$L =$ Lengde til ytterste punkt i feltet [m]

$H =$ Feltets høydeforskjell [m]

Lengde til ytterste punkt L er målt til å være omtrent 500 m, mens feltets høydeforskjell H er målt til å være omtrent 5 m. Dette gir en konsentrasjonstid på $t_k = 13,56$ min. Ligning 8.3 baserer seg på empirisk grunnlag, og må ses på som et estimat. På grunnlag av observasjonene av simuleringene i MIKE URBAN er konsentrasjonstiden for den rasjonelle metode satt til 10 minutter. Dermed velges intensitet fra IVF-kurvene med varighet på 10 minutter. Størrelsen på arealet som er simulert er $A = 18,13$ ha. Resultatene for bergningene med den rasjonelle metode er gitt i Tabell 8.1, hvor kolonnen til høyre i tabellen er summen av de maksimale vannføringene ut fra hvert utløp på Kauptún, som er listet opp i blant annet Tabell 7.14.

Tabell 8.1: Sammenligning av resultater (Q_{max}) fra MIKE URBAN og den rasjonelle metode

| Simuleringer | Den rasjonelle metode | | | Mike Urban |
|--------------|-----------------------|----------------|---------------------|---------------------|
| | I [$l/s \cdot ha$] | C_{Felt} [-] | Q_{max} [l/s] | Q_{max} [l/s] |
| Simulering 1 | 67 | 0,50 | 607 | 500 |
| Simulering 2 | 110 | 0,55 | 1 097 | 968 |
| Simulering 3 | 110 | 0,55 | 1 097 | 1 116 |
| Simulering 4 | 110 | 0,85 | 1 695 | 2 227 |
| Simulering 5 | 130 | 0,57 | 1 343 | 1 156 |

Tabell 8.1 viser at differansen på maksimal vannføring Q_{max} ut av feltet for de to metodene er små. For eksempel er differansen bare 1,7 % for Simulering 3. Vintersimuleringen (Simulering 4) gir størst differanse i vannføringen på hele 532 l/s, eller en reduksjon på 23,9 % for Den rasjonelle metode. Dette til tross for at det er benyttet en avrenningskoeffisient i Den rasjonelle metode på hele $C_{Felt} = 0,85$, som er beregnet i MIKE URBAN. Snøsmelting er inkludert i resultatet i MIKE URBAN, men er ikke tatt hensyn til i Den rasjonelle metode. Snøsmelting medfører at avrenningskoeffisienten for et felt kan bli større enn 1,0 når infiltrasjonen er såpass begrenset som her, hvor 95 % av flatene er impermeable. Snøsmeltingen er definitivt en årsak til at Simulering 4 gir større Q_{max} for MIKE URBAN enn for den Rasjonelle metode. Alt i alt gir resultatene i Tabell 8.1 en indikasjon på at den etablerte modellen er representativ, selv om den rasjonelle metode er en meget forenklet metode og denne analysen derfor medfører usikkerhet.

8.6 Sensitivitetsanalyser

Her vil det bli undersøkt hvor mye resultatene påvirkes av usikkerheter og variasjoner relatert til ulike parametre som er brukt i modellen. Det har blitt kjørt simuleringer i MIKE URBAN hvor alle parametre holdes uendret, bortsett fra den aktuelle parameteren som skal analyseres. Det er benyttet to forskjellige nedbørsfelt til disse analysene, for enkelhets skyld kalt Område 1 og Område 2 i denne analysen. Område 1 er et nedbørsfelt utenfor IKEA på 0,29 ha som består av parkeringsareal samt en swale. Swalen dekker 8,3 % av arealet for Område 1. Nedbørsfeltet er inntegnet på Figur 8.3. Område 2 utgjør det grønne taket på kjøpesenteret Bonus som er 2,27 ha stort, hvor 2% av arealet er antatt impermeabelt. Området er inntegnet på Figur 8.4.

Det er valgt å se på hvordan parametrene P_{inf} , Q_{max} og C endrer seg som følge av at den analyserte parameteren økes og reduseres med 50 %. P_{inf} angir hvor mye av nedbøren som infiltrerer, av totalt 17,09 mm for disse analysene. Q_{max} angir spissvannføringen ut av det aktuelle nedbørsfeltet. C er avrenningskoeffisienten for feltet. Denne beregnes i MIKE URBAN ved hjelp av blant annet helning, ruhet og konduktivitet.



Figur 8.3: Område 1 som er benyttet i sensitivitetsanalysene.

Ortofoto: <http://www.loftmyndir.is/k/kortasja.php?client=gardabaer>



Figur 8.4: Område 2 som er benyttet i sensitivitetsanalysene.

Ortofoto: <http://www.loftmyndir.is/k/kortasja.php?client=gardabaer>

8.6.1 Infiltrasjonsparametre

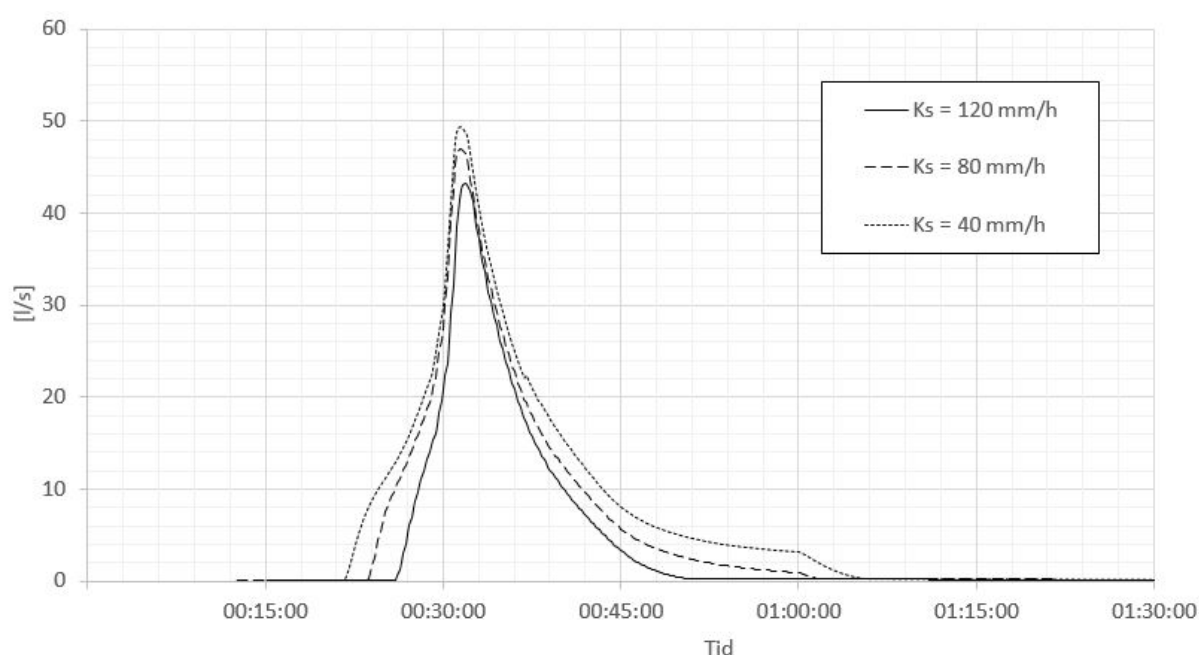
Kauptún baserer seg på utstrakt bruk av swales. Ettersom mye av hensikten med swales er å infiltrere mest mulig vann er det naturlig at resultatene vil avhenge av infiltrasjonsparametrene. Her vil det bli satt størrelser på disse variasjonene. Det er valgt å se på hvordan parametrene P_{inf} , Q_{max} og C endrer seg som følge av at konduktivitet (K_s), kapillærsug (Ψ_s) og initielt fuktunderskudd (θ_0) endrer seg.

Hydraulisk konduktivitet (K_s)

Denne parameteren har vist seg å gi store utslag på resultatene, noe som kunne forventes. Som nevnt i Kapittel 5.3.3 er det bekreftet fra geolog Hjartarson at lavaens hydrauliske konduktivitet varierer svært mye. Siden det er antatt at Kauptún har en hydraulisk konduktivitet på $K_s = 80 \text{ mm/h}$, vil det undersøkes hva som skjer med resultatene dersom K_s økes eller reduseres med 50% (fra 40 til 160 mm/h). Område 1 er benyttet. Resultatene er presentert i Tabell 8.2 hvor nederste del av tabellen viser hvor mange prosent de ulike parametrene endrer seg ved endring av K_s på $\pm 50\%$ mens plot av avrenning for de samme tilfellene er gitt i Figur 8.5.

Tabell 8.2: Sensitivitetsanalyse av hydraulisk konduktivitet, K_s .

| K_s [mm/h] | P_{inf} [mm] | Q_{max} [l/s] | C [-] |
|---------------------|-------------------|--------------------|----------|
| 80,0 | 6,31 | 46,9 | 0,55 |
| 40,0 | 3,71 | 49,4 | 0,70 |
| 120,0 | 8,82 | 43,2 | 0,42 |
| Endring [%]: | | | |
| -50,0 | -41,2 | 5,3 | 27,0 |
| 50,0 | 39,8 | -7,9 | -23,6 |

**Figur 8.5:** Sensitivitetsanalyse: Hydraulisk konduktivitet (K_s). Hydrogram (Q) for nedbørsfeltets utløp ved ulike verdier for K_s .

Det fremkommer av Tabell 8.2 og Figur 8.5 at den hydrauliske konduktiviteten har stor betydning for hvordan avrenningen forløper seg. Tabell 8.2 viser at parameteren P_{inf} påvirkes i størst grad, altså mengde infiltrert vann. Her er den prosentvise endringen tilnærmet like stor som endringen i K_s . Dette ser man også igjen på Figur 8.5, at linjen for $Q_{K_s} = 40 \text{ mm/h}$ begynner å stige tidligere enn de to andre, samtidig som den også synker senere enn de to andre. Det som også er interessant er at Q_{max} endres bare 5 – 8 % når K_s endres med 50 %. Det mistenkes at årsaken til dette er at intensiteten på regnet i den mest intense perioden er så kraftig at kun en meget liten del av nedbøren vil være i stand til å infiltrere, og at denne infiltrasjonsintensiteten blir svært lav i forhold til nedbørsintensiteten. Derfor spiller det liten rolle om infiltrasjonsraten er $0,033 \text{ mm/s}$ eller $0,0083 \text{ mm/s}$. Med andre ord har konduktiviteten mest å si under lave nedbørsintensiteter.

Kapillærsug (Ψ_s)

Det er også knyttet stor usikkerhet til denne parameteren. På grunnlag av enkle beregninger (Ligning 5.4) ble det besluttet å sette kapillærsuget $\Psi_s = 15 \text{ mm}$. Det vil bli foretatt analyser hvor Ψ_s endres med +/-50% også her, fra $\Psi_s = 7,5 \text{ mm}$ til $\Psi_s = 22,5 \text{ mm}$. Område 1 er benyttet. Resultatene er presentert i Tabell 8.3:

Tabell 8.3: Sensitivitetsanalyse av kapillærsug.

| Ψ_s [mm] | P_{inf} [mm] | Q_{max} [l/s] | C [-] |
|---------------------|-------------------|--------------------|----------|
| 15,0 | 8,82 | 43,2 | 0,42 |
| 7,5 | 8,62 | 43,5 | 0,43 |
| 22,5 | 9,00 | 42,8 | 0,41 |
| Endring [%]: | | | |
| -50,0 | -2,3 | 0,7 | 2,4 |
| 50,0 | 2,0 | -0,9 | -2,4 |

Tabellen viser tydelig at Ψ_s er av lav betydning for avrenningsforløpet. Hverken med hensyn på mengde (P_{inf}), spissvannføring (Q_{max}) eller avrenningskoeffisient (C). Det er derfor ikke vist figur med avrenningsforløp for denne analysen.

Initielt fuktunderskudd (θ_0)

Det er også knyttet stor usikkerhet til denne parameteren. På grunnlag av Hjartarsons erfaringer ble det besluttet å sette initielt fuktunderskudd til $\theta_0 = 25\%$. Det vil bli foretatt analyser hvor θ_0 endres med +/-50 % også her, fra $\theta_0 = 12,5 \%$ til $\theta_0 = 32,5 \%$. Område 1 er benyttet. Resultatene er presentert i Tabell 8.4:

Tabell 8.4: Sensitivitetsanalyse av initielt fuktunderskudd.

| θ_0 [%] | P_{inf} [mm] | Q_{max} [l/s] | C [-] |
|---------------------|-------------------|--------------------|----------|
| 25,0 | 6,31 | 46,9 | 0,55 |
| 12,5 | 6,16 | 46,9 | 0,56 |
| 37,5 | 6,65 | 46,9 | 0,54 |
| Endring [%]: | | | |
| -50,0 | -2,3 | 0,0 | 1,8 |
| 50,0 | 5,3 | 0,0 | -1,8 |

Av tabellen fremgår det at også θ_0 har liten innvirkning på avrenningsforløpet. Hverken med hensyn på mengde (P_{inf}), spissvannføring (Q_{max}) eller avrenningskoeffisient (C). Det er derfor ikke vist figur med avrenningsforløp for denne analysen.

8.6.2 Mannings friksjonsfaktor for overflater

Det vil bli foretatt sensitivitetsanalyser av Manningstall for både impermeable overflater (asfalt) og permeable overflater (gress). Dette er parametre som i utgangspunktet er lettere å fastsette enn de nevnte infiltrasjonsparametrene, men fortsatt kan variere betydelig.

Mannings friksjonsfaktor for impermeable overflater (M_{Imp})

Det ble besluttet å velge $M_{Imp} = 90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ i Kapittel 5. Det vil bli foretatt analyser hvor M_{Imp} endres med +/-50% også her, fra $M_{Imp} = 45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ til $M_{Imp} = 135 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Område 1 er benyttet. Resultatene er presentert i Tabell 8.5:

Tabell 8.5: Sensitivitetsanalyse av Mannings friksjonskoeffisient på impermeable flater.

| M_{Imp} [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$] | P_{inf} [mm] | Q_{max} [l/s] | C [-] |
|--|------------------------------|--------------------------------------|------------|
| 90 | 6,31 | 46,9 | 0,55 |
| 45 | 6,52 | 39,8 | 0,54 |
| 135 | 6,24 | 51,1 | 0,56 |
| Endring [%]: | | | |
| -50,0 | 3,3 | -15,1 | -1,8 |
| 50,0 | -1,1 | 9,0 | 1,8 |

Av tabellen går det fram at parameteren M_{Imp} er av relativt stor betydning for hvor stor spissavrenningen blir fra nedbørsfeltet. En reduksjon av M_{Imp} på 50% til $M_{Imp} = 45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ fører til en reduksjon av Q_{max} på 15,1%. En økning av M_{Imp} på 50% til $M_{Imp} = 135 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ fører til en økning av Q_{max} på 9,0%. I realiteten vil ikke anslaget for M_{Imp} spenne over et så bredt intervall, men en økning og reduksjon på 50% er brukt som et eksempel for å illustrere parameterens betydning. Tabellen viser forøvrig at P_{inf} og C ikke blir nevneverdig påvirket når M_{Imp} endres. Dette er forventet, da infiltrert vannmengde i dette tilfellet bare avhenger av tiden vannet oppholder seg i nedbørsfeltet. M_{Imp} har derimot stor betydning for hvor stor hastighet vannet får på overflaten under avrenningen. Dette fremkommer tydelig i Mannings formel (Ligning 2.1 på side 8), noe som støtter resultatene i Tabell 8.5.

Mannings friksjonsfaktor for permeable overflater (M_{Perm})

Det ble besluttet å velge $M_{Perm} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ i Kapittel 5. Det vil bli foretatt analyser hvor M_{Perm} endres med +/-50% også her, fra $M_{Perm} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ til $M_{Perm} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Område 2 er benyttet. Resultatene er presentert i Tabell 8.6:

Tabell 8.6: Sensitivitetsanalyse av Mannings friksjonskoeffisient på permeable flater.

| M_{Perm} [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$] | P_{inf} [mm] | Q_{max} [l/s] | C [—] |
|---|------------------------------|--------------------------------------|------------|
| 20 | 17,03 | 1,12 | 0,001 |
| 10 | 17,04 | 0,57 | 0,001 |
| 30 | 17,02 | 1,67 | 0,002 |
| Endring [%]: | | | |
| -50,0 | 0,1 | -49,1 | 0 |
| 50,0 | -0,1 | 49,1 | 100 |

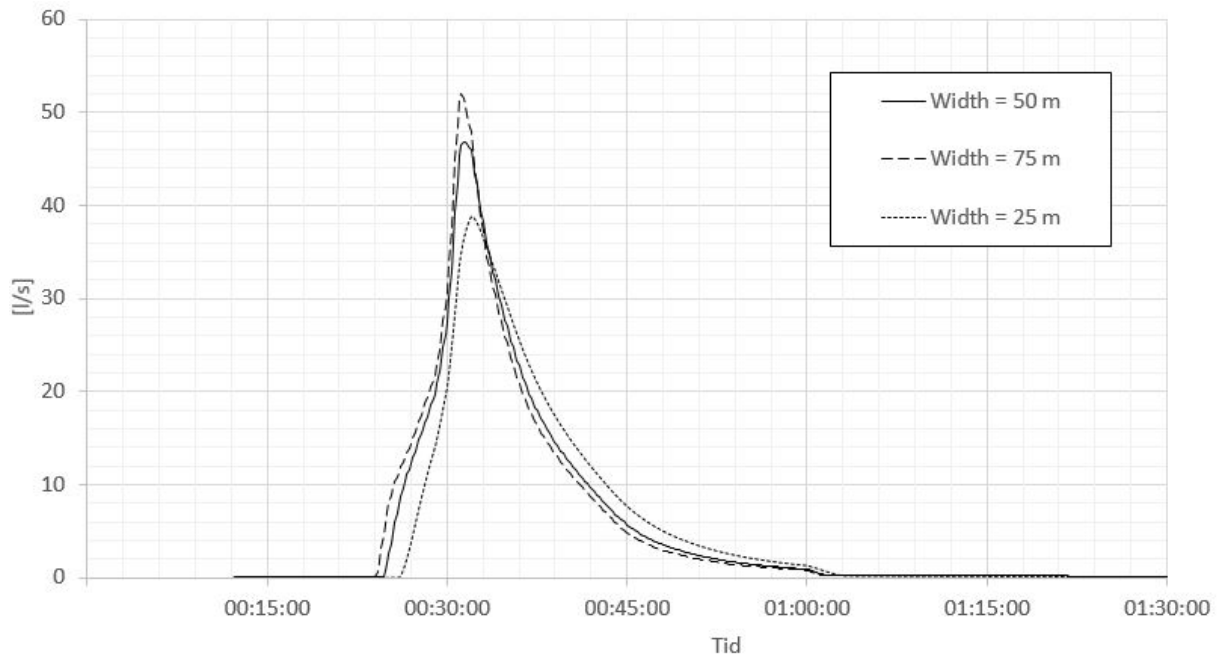
Av Tabell 8.6 fremgår det at Q_{max} er direkte avhengig av M_{Perm} for Område 2. Dette skyldes nok at området nesten utelukkende består av permeabelt areal (gress). Dette er også som forventet da Mannings formel tilsier at hastighet/vannføring er direkte avhengig av Mannings friksjonskoeffisient. M_{Perm} har lite å si for infiltrert vannmengde og avrenningskoeffisient. Den tilsynelatende kraftige økningen i avrenningskoeffisient skyldes avrunding.

8.6.3 Karakteristisk feltbredde (*Width*)

Det ble besluttet å velge $Width = 50 \text{ m}$ for Område 1 i Kapittel 5. Det vil derfor bli foretatt analyser hvor $Width$ endres med +/-50% også her, fra $Width = 25 \text{ m}$ til $Width = 75 \text{ m}$. Resultatene er presentert i Tabell 8.7, mens plot av avrenning for de samme tilfellene er gitt i Figur 8.6.

Tabell 8.7: Sensitivitetsanalyse av nedbørsfeltets karakteristiske bredde *Width*.

| <i>Width</i> [m] | P_{inf} [mm] | Q_{max} [l/s] | C [—] |
|--------------------------------|------------------------------|--------------------------------------|------------|
| 50 | 6,32 | 46,9 | 0,54 |
| 25 | 6,58 | 38,8 | 0,53 |
| 75 | 6,24 | 52,0 | 0,55 |
| Endring [%]: | | | |
| -50,0 | 4,1 | -17,2 | -1,8 |
| 50,0 | -1,3 | 10,9 | 1,8 |



Figur 8.6: Sensitivitetsanalyse: Karakteristisk feltbredde (*Width*). Hydrogram (Q) for nedbørsfeltets utløp ved ulike verdier for *Width*.

Av Tabell 8.7 fremgår det at Q_{max} synker som følge av redusert bredde, og stiger som følge av økende bredde. Likefullt er endringen i Q_{max} på 11 – 17 % relativt lav i forhold til endringen i bredde. Dette medfører at konsekvensene av feil bredde ikke er særlig store i forhold til andre feilkilder, som for eksempel hydraulisk konduktivitet. Andelen infiltrert vann (P_{inf}) øker forøvrig med 4,1% ved reduksjon av bredde, som skyldes at vannet tilbringer mer tid på overflaten da en reduksjon av bredde impliserer at feltet blir lengre.

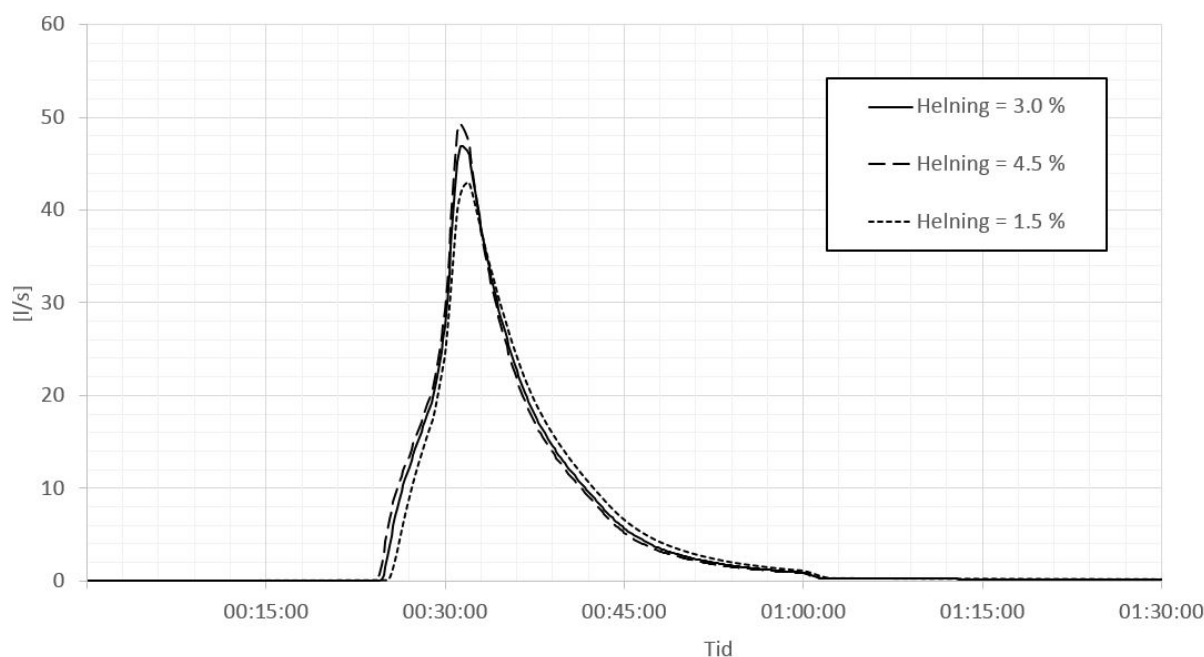
Figur 8.6 tydeliggjør at vannet bruker lengre tid på å nå feltets utløp når bredden er lav, ettersom linjen for $Width = 25\text{ m}$ er plassert lengst til høyre, mens linjen for $Width = 75\text{ m}$ er plassert lengst til venstre på figuren. Det fremkommer også av figuren at høyere feltbredde fører til høyere spissavrenning Q_{max} . Dette kan forklares ved at større vannmengder når fram til feltets utløp til samme tid ved høyere feltbredde.

8.6.4 Helning (I)

Det ble besluttet å velge $I = 3\%$ for Område 1 i Kapittel 5. Det vil derfor bli foretatt analyser hvor I endres med $\pm 50\%$ også her, fra $I = 1,5\%$ til $I = 4,5\%$. Resultatene er presentert i Tabell 8.8, mens plot av avrenning for de samme tilfellene er gitt i Figur 8.7.

Tabell 8.8: Sensitivitetsanalyse av nedbørfeltets helning I .

| I [%] | P_{inf} [mm] | Q_{max} [l/s] | C [-] |
|---------------------|-------------------|--------------------|------------|
| 3,0 | 6,32 | 46,9 | 0,54 |
| 1,5 | 6,43 | 43,0 | 0,53 |
| 4,5 | 6,28 | 49,4 | 0,54 |
| Endring [%]: | | | |
| -50,0 | 1,7 | -8,3 | -1,9 |
| 50,0 | -0,6 | 5,3 | 0,0 |



Figur 8.7: Sensitivitetsanalyse: Nedbørfeltets helning (I). Hydrogram (Q) for nedbørfeltets utløp ved ulike verdier for I .

Av Tabell 8.8 fremkommer det at Q_{max} synker noe når I reduseres. Men en reduksjon på 8,3% er likevel ikke spesielt mye når helningen I reduseres med hele 50%. Med andre ord er ikke feltets helning spesielt kritisk i forhold til for eksempel hydraulisk konduktivitet. Infiltrert vannmengde (P_{inf}) og avrenningskoeffisient (C) endrer seg ikke nevneverdig i dette forsøket, noe som forøvrig kan forventes. Figur 8.7 underbygger det tabellen viser. Den viser også at avrenningstoppen inntreffer noe senere for lavere helninger.

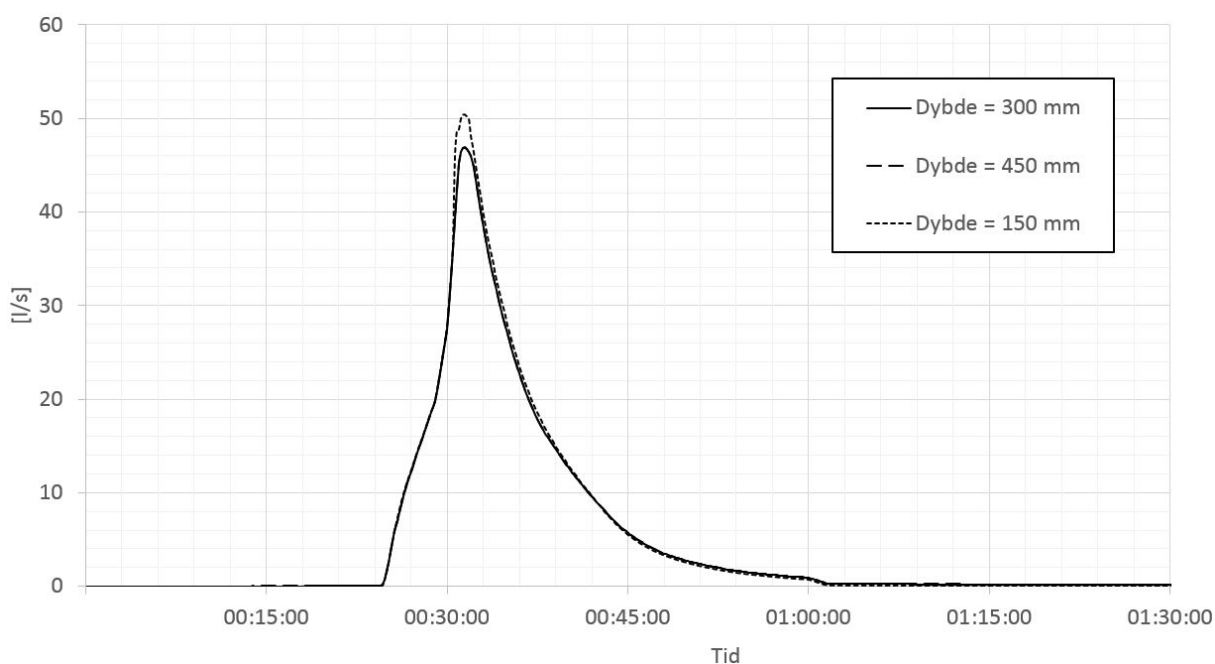
8.6.5 Dybde på swale (D)

Det ble besluttet å velge $D = 300 \text{ mm}$ for swalen midt i Område 1 i Kapittel 5. Det vil derfor bli foretatt analyser hvor D endres med $\pm 50\%$ fra $D = 150 \text{ mm}$ til $D = 450 \text{ mm}$. Resultatene er presentert i Tabell 8.9, mens plot av avrenning for de samme tilfellene er gitt i Figur 8.8.

Tabell 8.9: Sensitivitetsanalyse av dybde på swale (D).

| D [mm] | P_{inf} [mm] | Q_{max} [l/s] | C [-] |
|-------------|--------------------------|---------------------------|------------|
| 300 | 6,32 | 46,88 | 0,54 |
| 150 | 6,20 | 51,37 | 0,55 |
| 450 | 6,20 | 46,91 | 0,54 |

| Endring [%]: | | | |
|--------------|------|-----|-----|
| -50,0 | -1,9 | 9,6 | 1,8 |
| 50,0 | -1,9 | 0,6 | 0,0 |



Figur 8.8: Sensitivitetsanalyse: Dybde på swale (D). Hydrogram (Q) for nedbørsfeltets utløp ved ulike verdier for D .

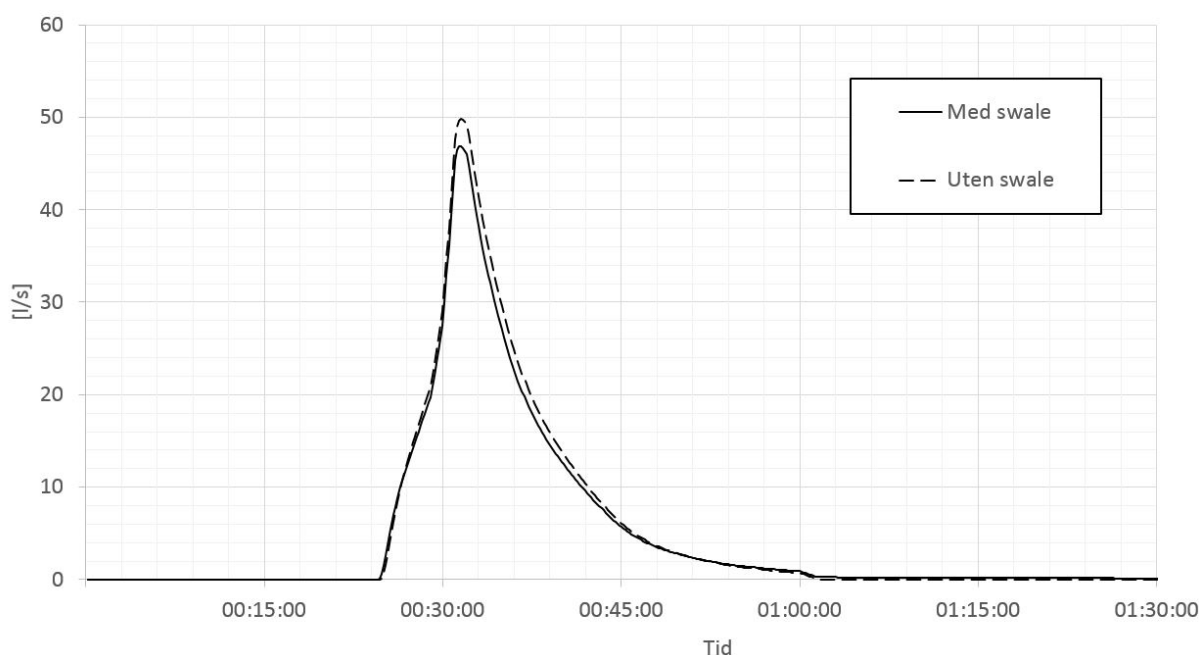
Av Tabell 8.9 fremkommer det at Q_{max} øker med 9,6 % når dybde på swale reduseres med 50 %. Det er forventet at Q_{max} vil minke, ettersom mindre dybde på swale impliserer mindre fordrøyningsvolum. Dette fremkommer også av figuren. Det som derimot er uventet, er at en økning i dybde har svært lite å si for resultatet. Linjen for Dybde = 450 mm er i stor grad skjult bak linjen for Dybde = 300 mm på Figur 8.8. En forklaring på dette kan være at swalens kapasitet er tilfredsstillende for denne nedbørshendelsen allerede ved en dybde på 300 mm, og at avrenningen forløper seg likt ved en dybde på 450 mm. I såfall ligger punktet hvor swalens dybde blir begrensningen i intervallet mellom 150 og 300 mm.

8.6.6 Betydningen av swales

Det vil også være interessant å se på hvor stor betydning swales har for modellen som er etablert for Kauptún. Derfor er det besluttet å gjennomføre en sensitivitetsanalyse for Område 1 hvor det kjøres én simulering uten swale, og én simulering med swale. Ved simulering uten swale, vil 8% av arealet fremdeles bestå av permeabel overflate, men da ikke definert som swale slik det gjøres i SWMM. Resultatene må derfor tolkes deretter. Område 1 inneholder som nevnt én swale med størrelse på 240 m^2 , og utgjør 8,3 % av nedbørsfeltets totale areal på $2\,900 \text{ m}^2 = 0,29 \text{ ha}$. Resultatene er presentert i Tabell 8.10, mens plot av avrenning for de samme tilfellene er gitt i Figur 8.9.

Tabell 8.10: Sensitivitetsanalyse: Betydningen av swales i SWMM/MIKE URBAN.

| | P_{inf} [mm] | Q_{max} [l/s] | C [-] |
|---------------------|-------------------|--------------------|----------|
| Med swale | 6,32 | 46,88 | 0,540 |
| Uten swale | 5,38 | 49,78 | 0,561 |
| Endring [%]: | -14,9 | 6,2 | 3,9 |



Figur 8.9: Sensitivitetsanalyse: Betydningen av swales i MIKE URBAN. Hydrogram (Q) for nedbørsfeltets utløp med og uten swale.

Tabell 2.4 og Figur 8.9 viser at swales har innvirkning på både infiltrert vannmengde (P_{inf}), spissavrenning (Q_{max}) og avrenningskoeffisient (C). Med andre ord virker implementeringen av swales som LID-tiltak på tiltenkt måte i SWMM/MIKE URBAN. Forsøket er likevel interessant, da det sammenligner en nedsenket swale som LID-tiltak i forhold til en flat, permeabel gressflate. Forskjellen i spissavrenning på 6,2 % virker ikke spesielt stor, men forskjellen på

infiltrert vannmengde på hele 14,9 % vil føre til at avrenningstoppen vil spenne over et kortere tidsrom ved bruk av swales. Dette gjenspeiles på figuren, og skyldes at swalen er i stand til å holde tilbake vann, mens vannet vil renne av umiddelbart for et flatt område. Figuren viser også at vannføringen for simuleringen med swale faktisk er noe høyere enn uten swale fra 52 *min* og utover. Dette skyldes at vannet som samles opp i nedsenkingen bruker lengre tid til å renne av enn fra et flatt område.

Konklusjon

Simuleringene som er utført viser at enkelte ledninger blir fylt allerede under Simulering 1, som benytter IVF-kurven for Kauptún med 10 års returperiode som bygger på M5-metoden. Flesteparten av disse er ledninger som forbinder inntak/sandfang med hovedledningen, men Figur 7.8 viser at også en strekning på 40 m av hovedledning A-C blir trykksatt. Dette medfører at systemet ikke tilfredsstiller kravet om dimensjonerende regnskyllhyppighet fra Norsk vann som sier at ledningsnettets bare skal fylles til topp av rør i hovedledningsnettets (Lindholm et al. 2008).

Simulering 2 etterligner en ordinær umettet sommersituasjon, og benytter IVF-kurven for Kristiansund med returperiode på 20 år. Dette resulterte i en maksimal vannføring ved hovedledningens utløp på $Q_{max} = 430 \text{ l/s}$. En stor del av hovedledningene ble fylt, men vannstanden steg aldri høyere enn 35 cm over topp rør av hovedledningene.

Simulering 3 etterligner en mettet sommersituasjon, og benytter IVF-kurven for Kristiansund med 20 års returperiode. Her ble store deler av hovedledningene satt under trykk, men vannstanden steg likevel aldri høyere enn 40 cm over topp av rør på hovedledningene.

Simulering 4 etterligner vintersituasjon med 95% impermeable flater, og resulterte i stående vann på overflaten ved totalt 49 noder. Av Figur 7.16 og 7.17 fremgår det at noen av disse nodene befinner seg langs hovedledningene. Dette innebærer at systemet ikke tilfredsstiller kravet om dimensjonerende oversvømmeshyppighet fra Norsk vann som sier at vannstanden ikke skal overstige 90 cm over topp rør på hovedledningsnettets. Det er viktig å se dette resultatet i lys av at Simulering 2-5 bygger på IVF-kurven fra Kristiansund, og at denne antakeligvis angir noe høyere intensiteter enn det som faktisk er tilfelle for Kauptún. Å anta 95% impermeable flater er også konservativt, og vil sannsynligvis inntreffe svært sjelden. Simulering 4 gir likevel en nyttig pekepinn på hvordan systemet vil oppføre seg i et *worst case*-scenario, og hvilke noder/områder som er mest utsatt for oversvømmelser. Dersom en slik situasjon vil vannet sannsynligvis ledes trygt bort ved hjelp av swales. Maksimal vannføring ved hovedledningens utløp var $Q_{max} = 601 \text{ l/s}$. Dette innebærer en økning på 39,8% fra Simulering 2, til tross for at samme hyetogram ble brukt som input.

Simulering 5 ble kjørt som en test for å undersøke hvordan systemet responderer på svært høye intensiteter. En returperiode på 50 år for IVF-kurven for Kristiansund er benyttet, som tilsvarer $314 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$ på det maksimale. Resultatene viste at vannstanden aldri oversteg 40 cm over topp rør i hovedledningen, noe som forteller at systemet er svært godt rustet mot ekstreme nedbørshendelser på sommerstid. Dette understreker viktigheten av operative swales for systemer som baserer seg på blågrønn overvannshåndtering, og belyser sårbarheten for slike systemer. En

forutsetning for at systemet kan sies å være robust på sommerstid er at infiltrasjonsparametrene som er benyttet stemmer noenlunde. Dette gjelder spesielt den hydrologiske konduktiviteten.

Sensitivitetsanalysene har også vist at den klart største usikkerheten knyttet til simuleringene er den hydrauliske konduktiviteten K_s . Ikke bare er det kraftig sprik i anslagene for parameterens intervall som spenner fra 10^{-1} til 10^{-4} m/s, men en økning i K_s fra 80 mm/h til 120 mm/h medfører en økning i infiltrert vannmengde (P_{inf}) på hele 39,8%, samt en reduksjon i spissavrenning (Q_{max}) på 7,9%. Dette har mye å si for avrenningssituasjonen ved feltets utløp, ettersom økt infiltrasjon fører til betydelig kortere avrenningstid for hvert enkelt nedbørsfelt som vises i Figur 8.5. I tillegg har sensitivitetsanalysene vist at den karakteristiske feltbredden *width* er av relativt stor betydning for spissvannføringen for hvert nedbørsfelt. Sensitivitetsanalysen av swales som LID-tiltak i SWMM illustrerer også at swales har betydelig større fordrøyende effekt enn et flatt grøntareal. Den rasjonelle metode er benyttet for å verifisere modellen. Resultatene fra denne sammenligningen tyder på at modellen er representativ. Det ble registrert et avvik på 23,9 % mellom Den rasjonelle metode og MIKE URBAN for Q_{max} ved Simulering 4, men noe av dette skyldes snøsmelting som ikke er tatt med i den rasjonelle metode. For de øvrige simuleringene er differansene mindre.

Dersom en ønsker å fastslå med sikkerhet om overvannssystemet for Kauptún er dimensjonert tilstrekkelig må det anskaffes flere år med korttidsnedbørsdata med oppløsning på ned mot ett minutt. Deretter må det konstrueres IVF-kurver som baserer seg på disse målingene. Dessuten må enkelte modellparametre fastsettes med større nøyaktighet enn det som er gjort i denne oppgaven, hvorav infiltrasjonsparametrene er de viktigste. Likevel tyder simuleringene som er utført på at overvannssystemet for Kauptún er robust nok til å takle de aller fleste situasjoner, sett i lys av at IVF-kurven for Kristiansund er benyttet og at denne sannsynligvis er noe konservativ.

En må også ta i betraktning at noe overvann fra Urriðaholt også vil føres inn på hovedledning A-E i fremtiden, og at dette vil medføre noe høyere vannføring på denne ledningen. Det er etablert et overløp lengst sør på Kauptún langs ledning A-E (*Urridavatn Outfall*) som vil begrense denne tilførselen noe. Dessuten vil overvannet fra Urriðaholt ha en konsentrasjonstid som er betydelig høyere enn Kauptún, slik at maksvannføringene fra de to områdene ikke vil interferere med hverandre. På grunnlag av dette vil belastningen på systemet trolig ikke bli verre enn den er i dag.

Kapittel 10

Videre arbeid

Målinger av korttidsnedbør utføres i svært liten grad på Island i dag. Dersom Garðabær kommune ønsker å fastslå mer presist om overvannssystemet på Kauptún er tilstrekkelig dimensjonert bør det konstrueres IVF-kurver på grunnlag av korttidsnedbør slik det gjøres i blant annet Norge i dag. Derfor bør man komme i gang med målinger av korttidsnedbør på Island så fort som mulig, og lage IVF-kurver av disse dataene så snart datagrunnlaget er tilstrekkelig.

Garðabær kommune kan med fordel registrere sitt VA-anlegg i databaser som er konstruert for dette, for eksempel Gemini VA som er mye brukt i Norge. Ut ifra det forfatteren vet er dette ikke benyttet i Garðabær i dag. En slik registrering vil gjøre det lettere å holde oversikten på kommunens ledningsnett. Dessuten vil det være en stor fordel når man ønsker å modellere et felt slik det er gjort i denne oppgaven. Databaser konstruert for registrering av VA-anlegg er ofte enkle å importere inn i modelleringsprogramvare. Mye av den manuelle jobben som er gjort i denne oppgaven med å importere data for ledninger og noder vil ta svært lang tid dersom en ønsker å modellere områder som er større enn for eksempel Kauptún.

Som nevnt i Kapittel 1.3 var det opprinnelig meningen å bruke MIKE FLOOD i tillegg til MIKE URBAN for å modellere avrenningen for Kauptún. En mer detaljert beregning av overflatestrømningen på Kauptún vil kunne resultere i mer presise resultater. Etersom dette ikke ble gjort i denne oppgaven, vil dette være en passende videreføring av oppgaven.

Referanser

- Aasen, A., Thorolfsson, S. T. & Åstebøl, S. O. (2005), 'Stormwater management at Urriðaholt, Retail park - Best Management Practices'. COWI Norge AS.
- Aasen, A., Thorolfsson, S. T. & Åstebøl, S. O. (2006), 'SUDS - Urridaholt, Final Report'. COWI Norge AS.
- Aksnes, J. et al. (2013), '338. Frostsikring av norske veger - Grunnlag for revisjon av Håndbok 018'. Hurtigarbeidende arbeidsgruppe frost, Statens Vegvesen.
- American Society of Civil Engineers (1992), 'Design and construction of urban stormwater management systems'.
- Butler, D. & Davies, J. W. (2011), *Urban Drainage*, Spon Press.
- Buvik, H., Berg, H., Freiholtz, B., Svangstu, O., Windelhed, K., Gottfredson, F. R., Liljestrand, B., Niskanen, O., Steinhólm, A. & Haraldsson, H. (2008), 'Kledninger i tunnel'. Nordisk Vegteknisk Forbund, [PDF].
- Chow, V. T. (1959), *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- CIRIA (2014), 'Ciria homepage'. [Besøkt 22. September 2014].
URL: <http://www.ciria.org/default.aspx>
- Dingman, S. L. (2008), *Physical Hydrology, second edition*, Waveland Press, Inc.
- Einarsson, M. (1972), *Evaporation and Potential Evapotranspiration in Iceland*, Veðurstofa Íslands.
- Eliasson, J. (1999), 'The derivation of IDF curves for precipitation from M5 values'. [Besøkt 28. April 2015].
URL: <http://www.hi.is/sites/default/files/oldSchool/idfderiv.pdf>
- Engman, E. T. (1986), *Roughness coefficients for routing of surface runoff*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering.
- Green Roof Technology (2015). [Besøkt 13. April 2015].
URL: <http://www.greenrooftechnology.com/green-roof-types>
- Grinden, A. (2014), Numerical Modeling of Combined Hydraulics and infiltration in Grassed Swales, Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

-
- Haraldsson, E. (2015), Personlig kommunikasjon, [E-post, 27. Januar 2015].
- Hauksson, Þ. (2015a), Personlig kommunikasjon, [Møte, Trondheim, 31. Mars 2015].
- Hauksson, Þ. (2015b), 'Sjálfbærar ofanvatnslausnir-Landslag'. Landslag ehf, [PDF].
- Hjartarson, Á. (2005), 'Grunnvannsundersøkelser ved Urridakotavatn, Foreløpig rapport'. Iceland Geosurvey.
- Hjartarson, Á. (2015), Personlig kommunikasjon, [E-post, 11. Mai 2015].
- Jónsson, T. (1986), 'The Weather Conditions in the Capital Region – Reykjavik, Iceland'. Department of Planning, Reykjavik Municipality and The Meteorological Institute, Iceland [PDF].
- Kristiansund kommune (2012), 'Hovedplan for avløp og vannmiljø Hovedplan for avløp og vannmiljø, 2012 – 2021'.
- Kristoffersen, H. V. (2010), Analyse av overvannssystem - Forus Næringspark - Kapasitet, sikkerhet og sårbarhet, Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- KWH Pipe (2009), 'Weholite Lightweight Pipe System'. [PDF].
- Lindholm, O., Endresen, S., Thorolfsson, S., Sægrov, S., Jakobsen, G. & Aaby, L. (2008), '162:2008 Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering'. Norsk Vann.
- Moody, L. F. (1944), *Friction factors for pipe flow*, A.S.M.E.
- Olsen, N. R. B. (2012), *Numerical Modelling and Hydraulics*, Department of Hydraulic and Environmental Engineering, The Norwegian University of Science and Technology.
- Oregon Department of Transportation (2014), 'Hydraulics Design Manual'.
- Pálsdóttir, Þ. (2015), Personlig kommunikasjon, [E-post, 2. Mars 2015].
- Ravi, V. & Williams, J. R. (1998), 'Estimation of infiltration rate in the vadose zone: Compilation of simple mathematical models - Volume I'. [Besøkt 15. April 2015].
URL: <http://nepis.epa.gov/Adobe/PDF/30003L26.pdf>
- Rawls, W. J., Brakensiek, D. L. & Miller, N. (1983), *Green-Ampt Infiltration Parameters from Soils Data*, ASCE.
- Reksten, H. (2005), Prosjektoppgave i åpne overvannsløsninger - Urridaholt, Prosjektoppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Rinde, T. (2014), Forelesning i TVM4106 - Hydrologisk modellering, [Trondheim, 15. Oktober 2014].
- Speak, A. F., Rothwell, J. J., Lindley, S. J. & Smith, C. L. (2013), 'Rainwater runoff retention on an aged intensive green roof', *ELSEVIER*.
- Stahre, P. (2004), *En långsiktig hållbar dagvattenhantering - Planering och exempel*, Svenskt Vatten.

-
- Statens Vegvesen (2014), 'Håndbok N200 - Vegbygging'. Vegdirektoratet.
- Store norske leksikon (2015), 'Klimaet i Norge'. [Besøkt 22. April 2015].
URL: https://snl.no/Klima_i_Norge
- Susdrain (2014), 'About susdrain'. [Besøkt 22. September 2014].
URL: <http://www.susdrain.org/about.html>
- Thorolfsson, S. T. (1999), 'Stormwater Management in Birkeland Basin, Bergen. Sixteen Years Research and Experiences'. ASCE.
- Thorolfsson, S. T. (2008), 'Stormwater Management at Urridavatn in Iceland'.
- Thorolfsson, S. T. (2014), Personlig kommunikasjon, [Samtale, 6. Oktober 2014].
- Thorolfsson, S. T. (2015), Personlig kommunikasjon, [Samtale, 11. Mars 2015].
- URRIDAHOLT EHF (2014), 'Urridaholt.is'. [Besøkt 3. November 2014].
URL: <http://www.urridaholt.is>
- Vammervold, S. (2014), Evaluering av overvannshåndteringen ved Urriðavatn, Island, Prosjekt-oppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Vann- og avløpsetaten - Byrådsavdeling for byutvikling, Bergen kommune (2005), 'Retningslinjer for overvannshåndtering i Bergen kommune'.
- Vann- og avløpsetaten, Oslo kommune (2011), 'Overvannshåndtering - En veileder for utbygger'.
- Veðurstofa Íslands (2015a), Kumulative nedbørsdata fra stasjon 7475 - Reykjavik, [TXT-fil, mottatt 2. Mars 2015].
- Veðurstofa Íslands (2015b), 'Mådentlige tempertur- og nedbørsdata for Reykjavik'. [Besøkt 26. April 2015].
URL: http://www.vedur.is/Medaltalstoflur-txt/Stod_001_Reykjavik.ManMedal.txt

Vedlegg

Vedleggene følger på de neste sidene. Oversikt:

Vedlegg 1: Tegning S-01C: Oversiktsplan VA Kauptún

Vedlegg 2: Tegning S-02: Lengdeprofiler og tverrsnitt for hovedledning A/E

Vedlegg 3: Tegning S-03: Lengdeprofiler og tverrsnitt for hovedledning E

Vedlegg 4: Tegning S-04: Lengdeprofiler og tverrsnitt for hovedledning E

Vedlegg 5: Tegning S-05: Lengdeprofiler og tverrsnitt for hovedledning C

Vedlegg 6: Tegning S-07: Kumbeskrivelser og tverrsnitt

Vedlegg 7: Tegning S-09: Kumbeskrivelser og tverrsnitt

Vedlegg 8: Tegning S-10: Lengdeprofiler og tverrsnitt for overløp ved Urridavatn

Resultatfiler fra MIKE URBAN er vedlagt som digitale vedlegg.



Urriðaholt

| Burnunúmer | X-htit | Y-htit |
|------------|-------------|------------|
| Burnnúmer | X-htit | Y-htit |
| 32. | -21586,6351 | 10149,0061 |
| 33. | -21585,9759 | 10149,6802 |
| 34. | -21585,0491 | 10149,4949 |
| 35. | -21483,3143 | 10107,6300 |
| 36. | -21482,9563 | 10108,9128 |
| 37. | -21464,3367 | 10081,0405 |
| 38. | -21460,4579 | 10014,2161 |
| 39. | -21459,5206 | 10014,8882 |
| 40. | -21454,6686 | 9946,3168 |
| 41. | -21390,4413 | 9941,9631 |
| 42. | -21390,2679 | 9942,5921 |
| 43. | -21332,8785 | 9926,5993 |
| 44. | -21314,8019 | 9881,5411 |
| 45. | -21314,8678 | 9882,7364 |
| 46. | -21321,2895 | 9793,4664 |
| 47. | -21320,6609 | 9791,4626 |
| 48. | -21297,6323 | 9769,1037 |
| 49. | -21292,3134 | 9769,3537 |
| 50. | -21241,1864 | 9767,9337 |
| 51. | -21419,1991 | 10080,6731 |
| 52. | -21474,8488 | 10081,5444 |
| 53. | -21474,1796 | 10080,3195 |
| 54. | -21324,8039 | 10081,1970 |
| 55. | -21282,9591 | 10111,4636 |
| 56. | -21282,2398 | 10111,1365 |
| 57. | -21240,6228 | 10105,4547 |
| 58. | -21197,2285 | 10105,6679 |
| 59. | -21197,5529 | 10104,9898 |
| 60. | -21154,0824 | 10104,8095 |

**Skjaldráttur
í hantakerti Reykjavíkur**

| Burnunúmer | X-htit | Y-htit |
|------------|-------------|------------|
| Burnunúmer | X-htit | Y-htit |
| 32. | -21586,6351 | 10149,0061 |
| 33. | -21585,9759 | 10149,6802 |
| 34. | -21585,0491 | 10149,4949 |
| 35. | -21483,3143 | 10107,6300 |
| 36. | -21482,9563 | 10108,9128 |
| 37. | -21464,3367 | 10081,0405 |
| 38. | -21460,4579 | 10014,2161 |
| 39. | -21459,5206 | 10014,8882 |
| 40. | -21454,6686 | 9946,3168 |
| 41. | -21390,4413 | 9941,9631 |
| 42. | -21390,2679 | 9942,5921 |
| 43. | -21332,8785 | 9926,5993 |
| 44. | -21314,8019 | 9881,5411 |
| 45. | -21314,8678 | 9882,7364 |
| 46. | -21321,2895 | 9793,4664 |
| 47. | -21320,6609 | 9791,4626 |
| 48. | -21297,6323 | 9769,1037 |
| 49. | -21292,3134 | 9769,3537 |
| 50. | -21241,1864 | 9767,9337 |
| 51. | -21419,1991 | 10080,6731 |
| 52. | -21474,8488 | 10081,5444 |
| 53. | -21474,1796 | 10080,3195 |
| 54. | -21324,8039 | 10081,1970 |
| 55. | -21282,9591 | 10111,4636 |
| 56. | -21282,2398 | 10111,1365 |
| 57. | -21240,6228 | 10105,4547 |
| 58. | -21197,2285 | 10105,6679 |
| 59. | -21197,5529 | 10104,9898 |
| 60. | -21154,0824 | 10104,8095 |

| Skjalnúmer | Dagsetning | Umskipti |
|------------|------------|----------|
| F | | |
| E | | |
| D | | |
| C | 20.02.06 | |
| B | 02.11.05 | |
| A | 18.10.05 | |
| Δ | Dags: | |

SKYRIRGAR:

1. Mál.
Hæðardalur eru gefnar upp í metrum í hæðarkerti Reykjavíkur. Mál á rötum eru linnu þvermál í m.

2. Tölkn.
Skjaldráttur
Resel fyfir dröfnun og bakdráttun hlavetu.
Rnr.-40 Regnvatnburnun nr. 40
SR.-35.02 Skóðburnun nr. 35.02
BK Bókhatti í þrumi
LK Lökkötti þrumis
ST Stelsteypt rör
WEHOL. Wetlokk rör, SN = 4,0 kPa
Sammihugsniðk

3. Gagnun tekluþaunna.
Tekluþaunir eru gerð á grunn sem er byggður á lóðarkjöllum. Lóðarnúmer þj. gataleikinn VST skjaldrátturinn Landstæðs eft. og, tekluþaun hlils hl af lóðnumun a tölvöðun keyfnastæðun.

HNITF
VERKFRÆÐISTOFA

Haldarbrúnnur 99-60
5000 Reykjavík
Sími: 570 0503
Faxi: 570 0503
e-mail: hnitf@hnitf.is

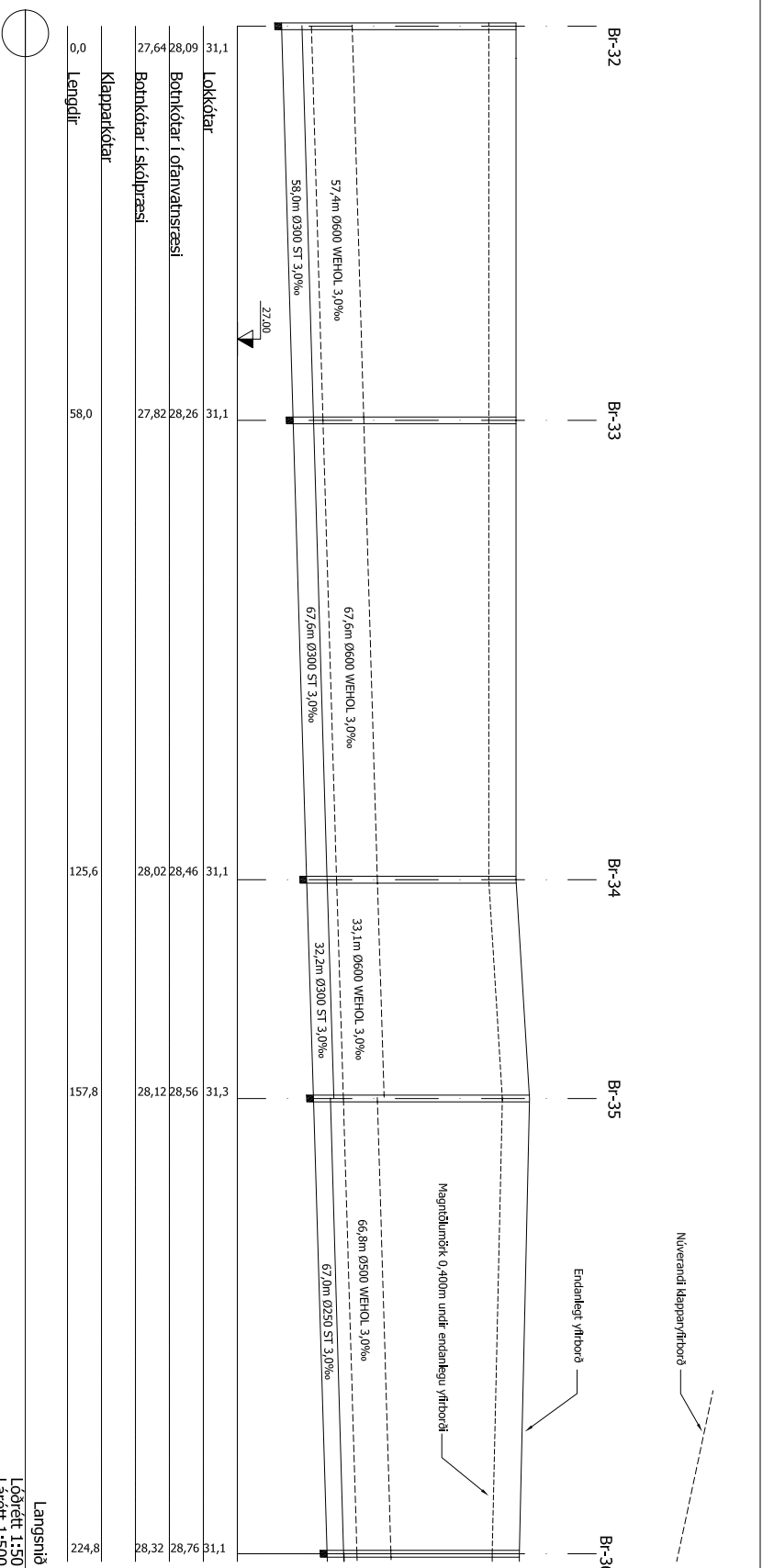
Höfundur: HS Tölvuárit: MÓS Vefur: BP

Tölvuárit: S-01C.DWG Dags: 19.10.05
Rex: 080344-2289

Frávæita Gatrúðbæjar

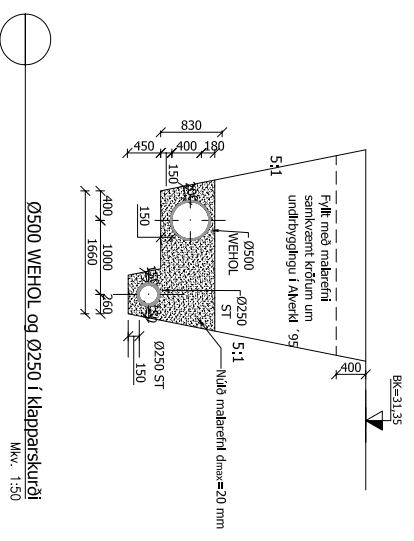
Frávæitukerfi Kaupþings
Yfirliksmynd

Vork nr.: 05320 Framt. líliss: A2 Framt. nr.:
Mks.: 1:2000 Dags: **S-01 C**

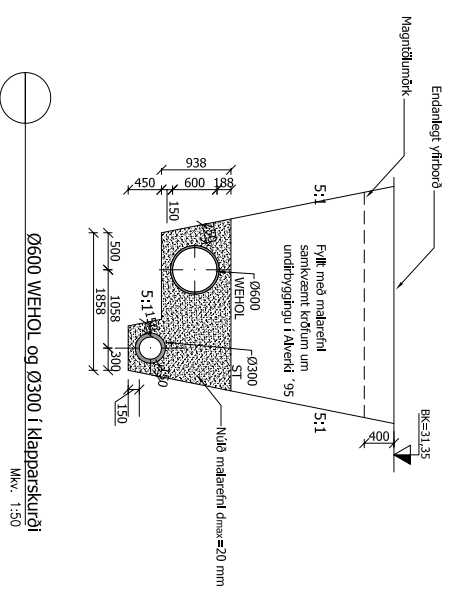


| | | | | | |
|-------|-------------------------|-------|-------|-------|-------|
| 0,0 | Lengdir | 58,0 | 125,6 | 157,8 | 224,8 |
| 27,64 | Botnkótar í ofanvatnrás | 28,26 | 28,46 | 28,56 | 28,76 |
| 31,1 | Lökkótar | 31,1 | 31,1 | 31,3 | 31,1 |
| 27,64 | Botnkótar í skólarsæti | 27,82 | 28,02 | 28,12 | 28,32 |
| 0,0 | Klapparkótar | 58,0 | 125,6 | 157,8 | 224,8 |

Langsníð
LÖÖrét 1:50
Lárét 1:500



Ø500 WEHOL og Ø250 í Klapparskurði
Mkv. 1:50



Ø600 WEHOL og Ø300 í Klapparskurði
Mkv. 1:50

Atvun samræmingarhönnuðar

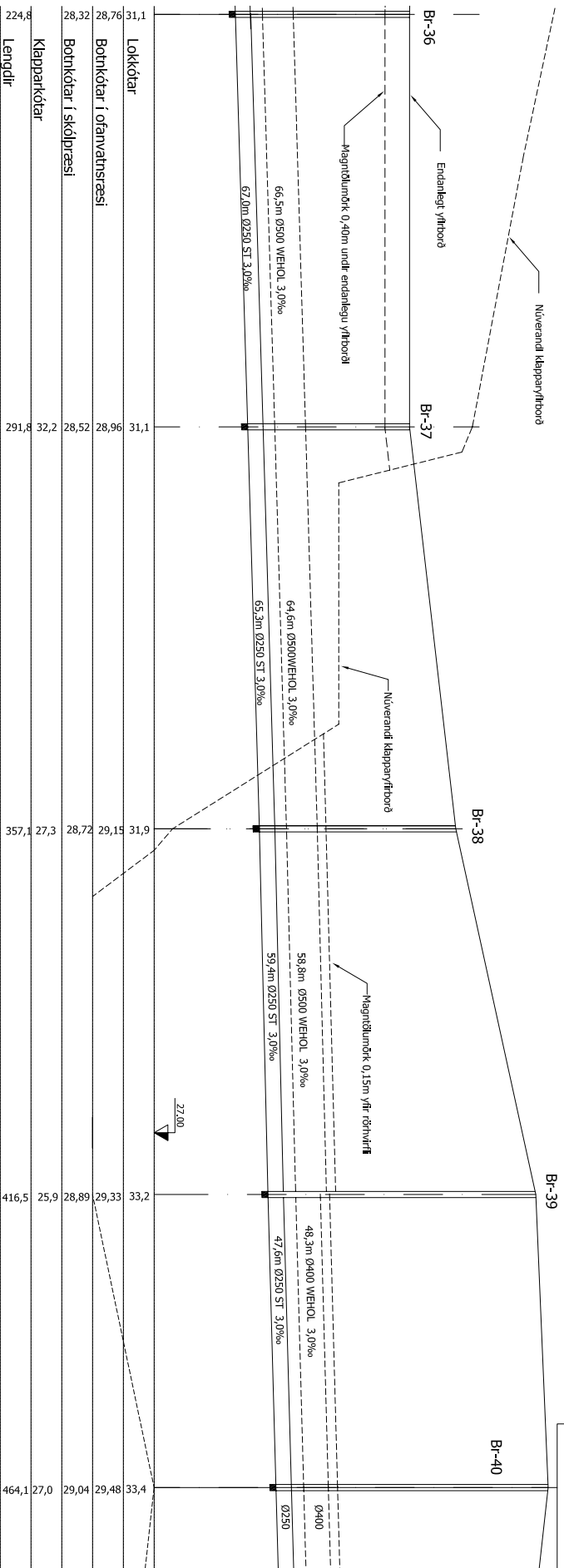
Sjá yfirlit mynd og skýringar á teikningu nr. S-01



Hannar: HS | Tölvubúnaður: S-02-03-04-DWG
Tölvuárit: S-02-03-04-DWG
Kvi: 080344-2289
Sími: 570 0800
Fax: 570 0802
www.hniptf.is

Frávælinga Garðabæjar
Frávælinga Kaupfélags
Brunnalí 32-36
Langsníð og Þversníð

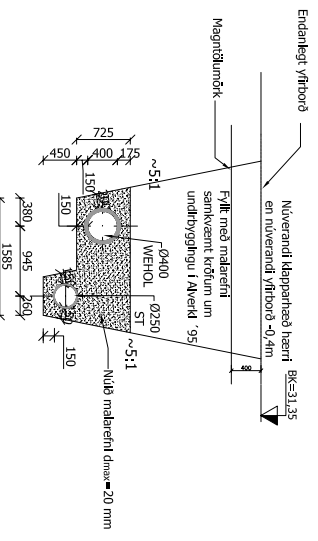
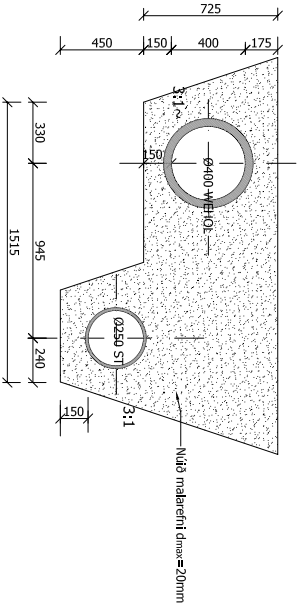
Vak nr.: 05320 | Formnr. Blás: A2 | Útgáfa nr.:
Mkv.: 1:500 1:50 1:20 | Útgáfa nr.:
S-02 | Útgáfa:

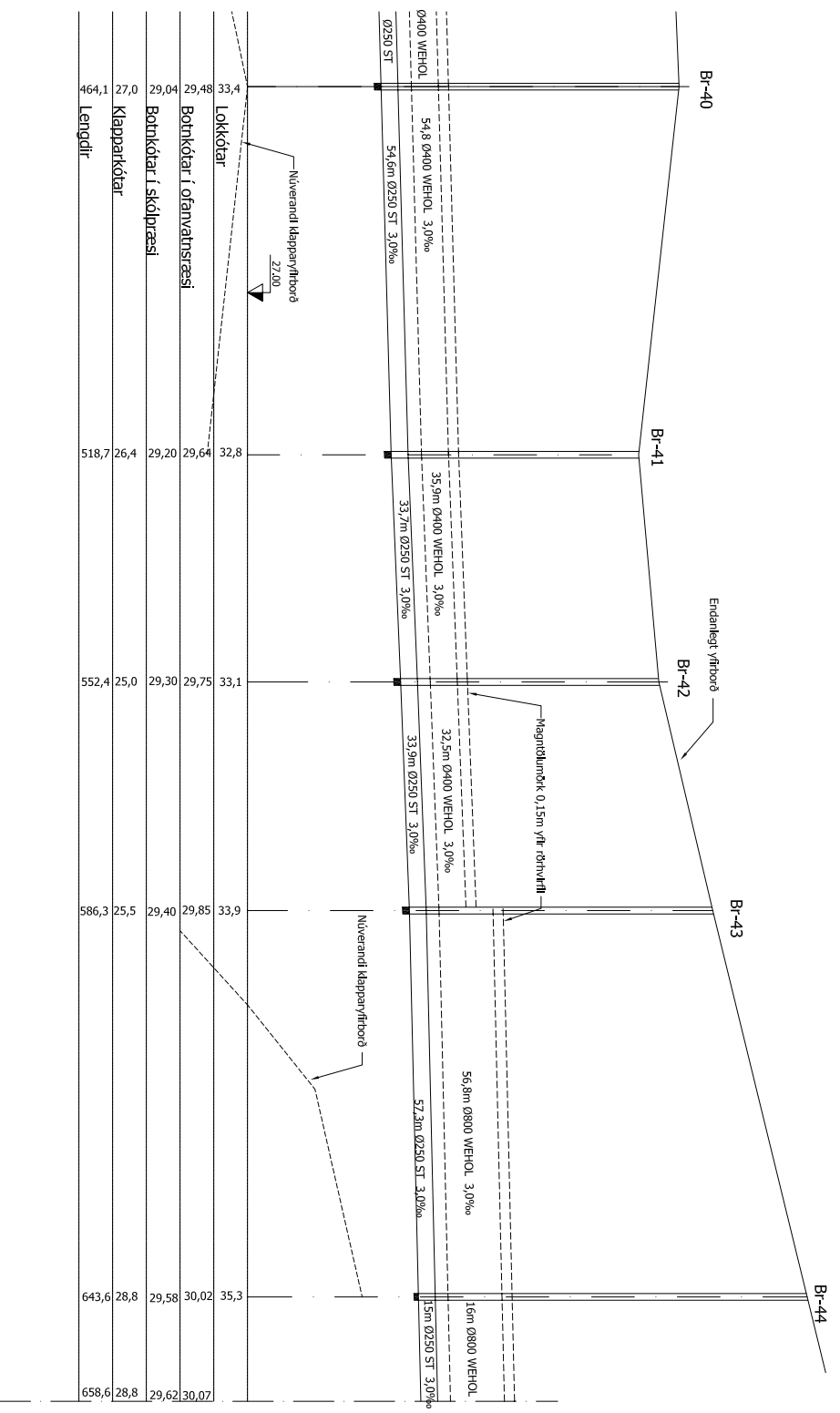


| | | |
|-------|-----------------------------|-------|
| 224,8 | Lengdir | 291,8 |
| 28,32 | Botnkötur í skólpresti | 28,52 |
| 31,1 | Lökkötur | 31,1 |
| 28,76 | Botnkötur í ofanvatnspresti | 28,96 |

| | | | |
|-------|-------|------|-------|
| 29,15 | 28,72 | 27,3 | 357,1 |
| 29,33 | 28,89 | 25,9 | 416,5 |
| 33,2 | 29,33 | 27,0 | 464,1 |

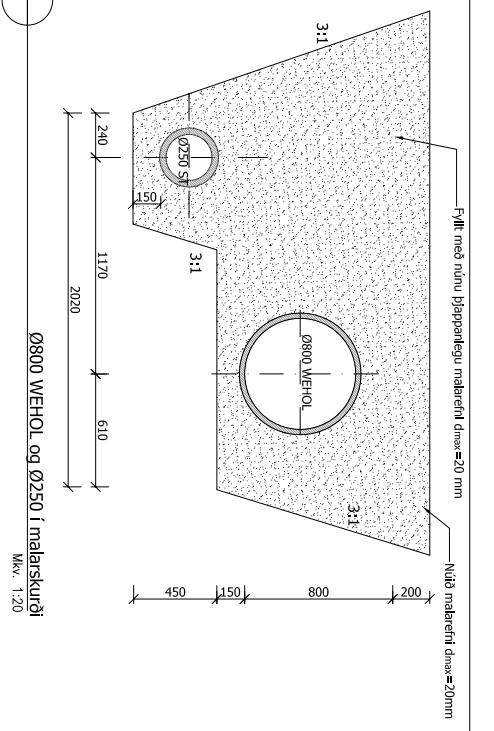
Langsníð
Lóðrét 1:50
Lárét 1:500





| | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Br-40 | 29,48 | 33,4 | 33,1 | 33,9 | 35,3 |
| Br-41 | 29,04 | 29,64 | 29,75 | 29,85 | 30,02 |
| Br-42 | 27,0 | 26,4 | 29,30 | 29,40 | 29,58 |
| Br-43 | 464,1 | 518,7 | 552,4 | 586,3 | 643,6 |
| Br-44 | | | | | 658,6 |

Langsnið
LÖÐRÉTT 1:50
LÁRÉTT 1:500



Ø800 WEHOL og Ø250 í malarskurði
Mkv. 1:20

Aktun samræmingarhöfundar

Sjá yfirflatsmynd og skýringar á teikningu nr. S-01



Heimild: HS | Töluhlut: MÖS | Vefur: BP

Töluhlutur: S-02-03-04-DWG | Dags: 19.10.05

Nr.: 080244-2289

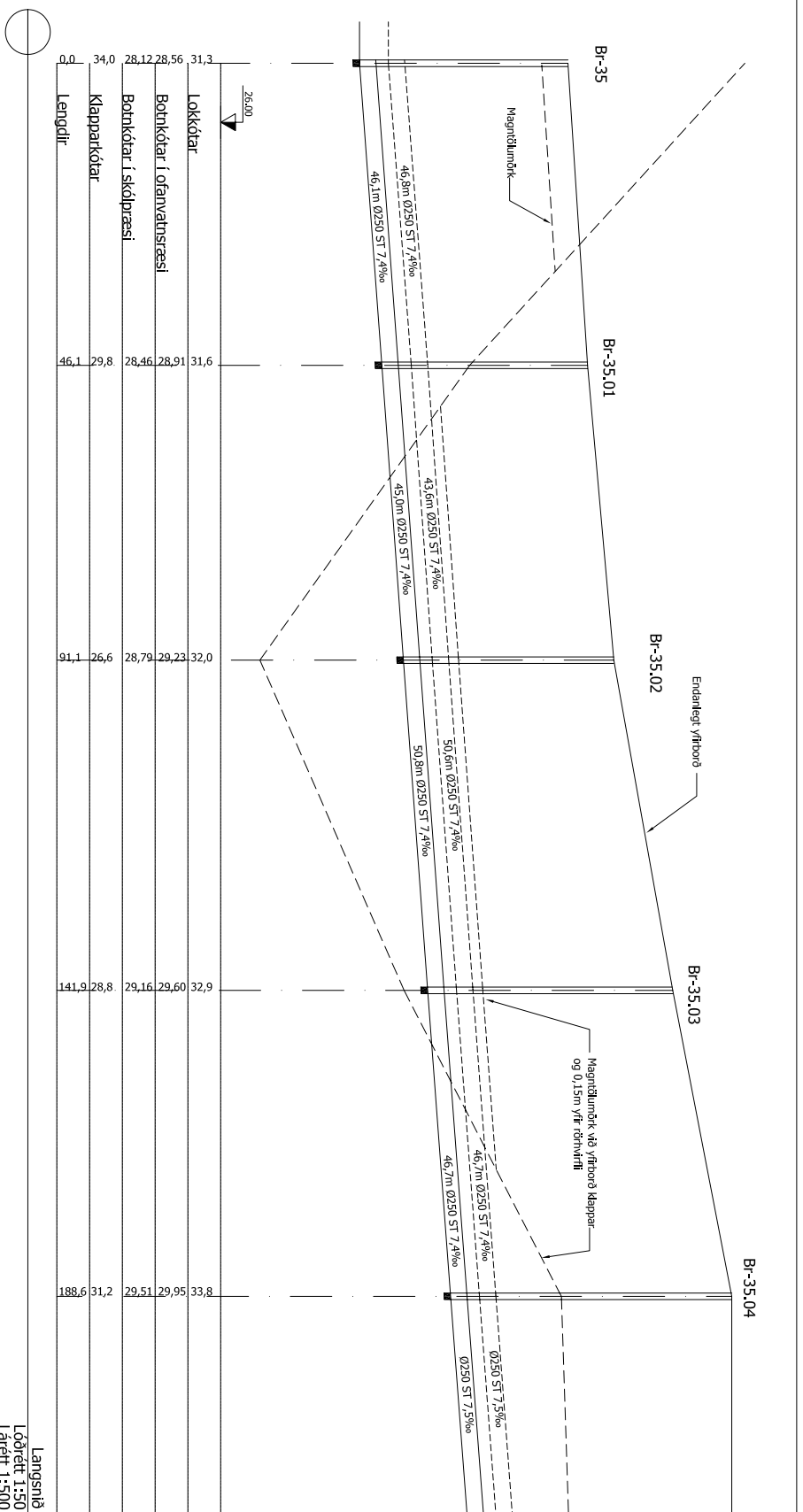
Samþykkt: Frávæltta Garðabæjar

Frávæltukeyri Kaupþúns

Brunnabíli 40-44

Langsnið

Skýring: Vek nr.: 05320 | Framset: Hálsar A2 | Vekur nr.: S-04



| | | | | | | | |
|---------|--------------|-----------------------|---------------------------|----------|------|------|------|
| 0,0 | 34,0 | 28,12 | 28,56 | 31,3 | 32,0 | 32,9 | 33,8 |
| Lengdir | Klapparkötur | Bothkötur í skólpræsi | Bothkötur í oranvatnpræsi | Lökkötur | | | |
| 46,1 | 29,8 | 28,46 | 28,91 | 31,6 | 32,0 | 32,9 | 33,8 |

Langsníð
Lóðrét 1:50
Lárét 1:500

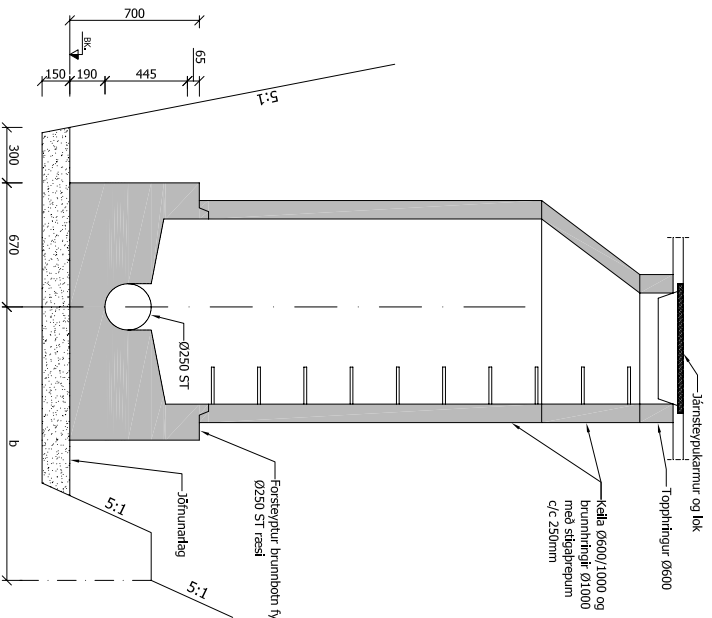
Áttun samræmingarhúskotur



Hæfileikbraut 66-60
108 Reykjavík
Sími: 670 0800
E-mail: hni@hni.is

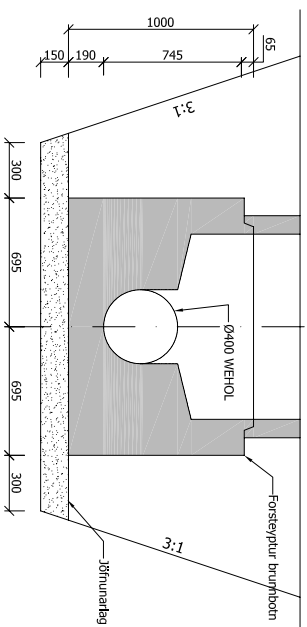
Heimni: HS | Tölvubú: S-05-06-DWG
Tölvubú: S-05-06-DWG
Númer: 080344-2289
Dagur: 19.10. '05
Samskipti:
Frávæltta Garðabæjar
Frávæltukefni Kaupþúns
Brunnabíll 35-35.04
Langsníð

Væð nr.: 05320 | Framm. Hálsar A2 | Tölva. nr.:
Mik.: 1:500 1:50 | Útg.:
S-05

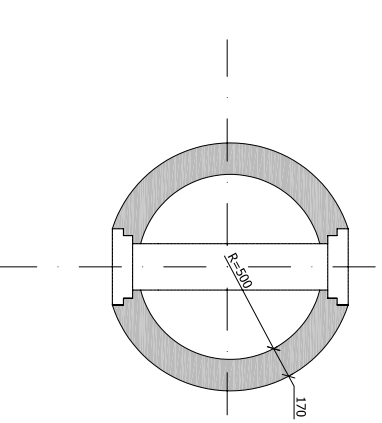


Lárétt snið í brunn í klappaskurði
Mkv. 1:20

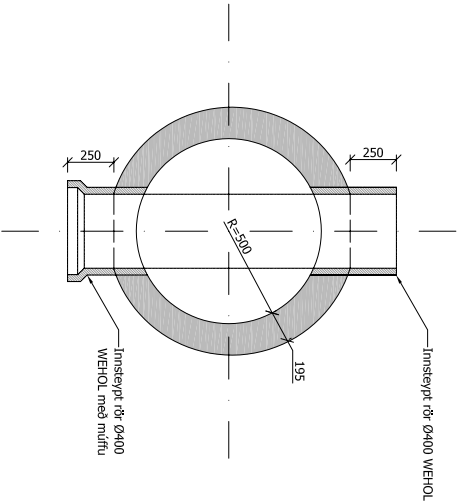
| Lengd b | | Ræsi nr. 2 |
|----------------------|---------------------|------------|
| í klappaskurði mm | í malarskurði mm | |
| 1325 | 1275 | Ø400 WEHOL |
| 1400 | | Ø500 WEHOL |
| 1558 | 1528 | Ø600 WEHOL |
| | 1780 | Ø800 WEHOL |
| 1142 | 1122 | Ø250 ST |



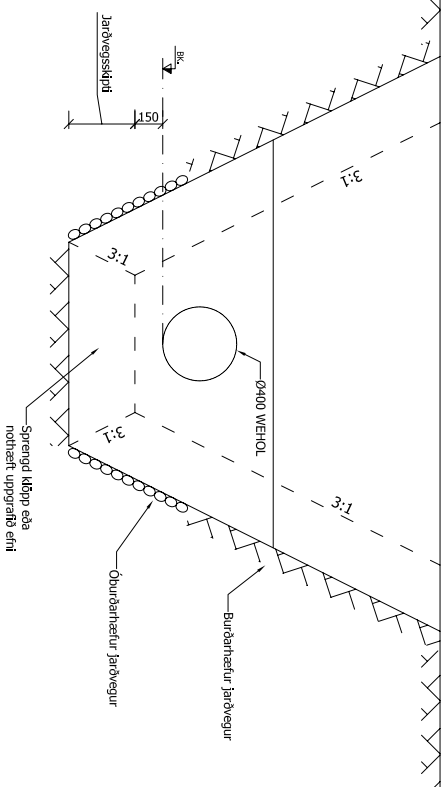
Löðrétt snið í brunn í malarskurði
Mkv. 1:20



Grunnmynd - Brunnur Ø1000 fyrir tengingu við Ø250 ST
Mkv. 1:20



Grunnmynd - Brunnur Ø1000 fyrir tengingu við Ø400 WEHOL
Mkv. 1:20



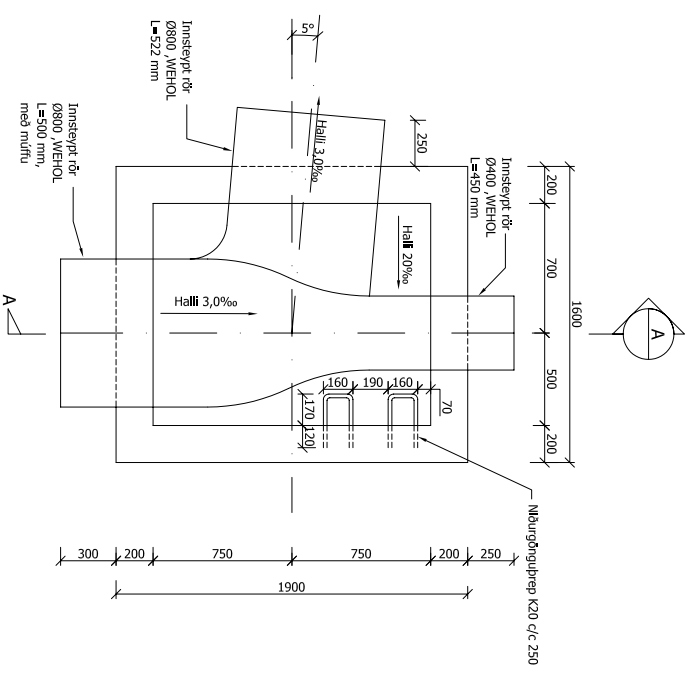
Einkennandi þversnið í skurði með öburðarhættum botni
Mkv. 1:20



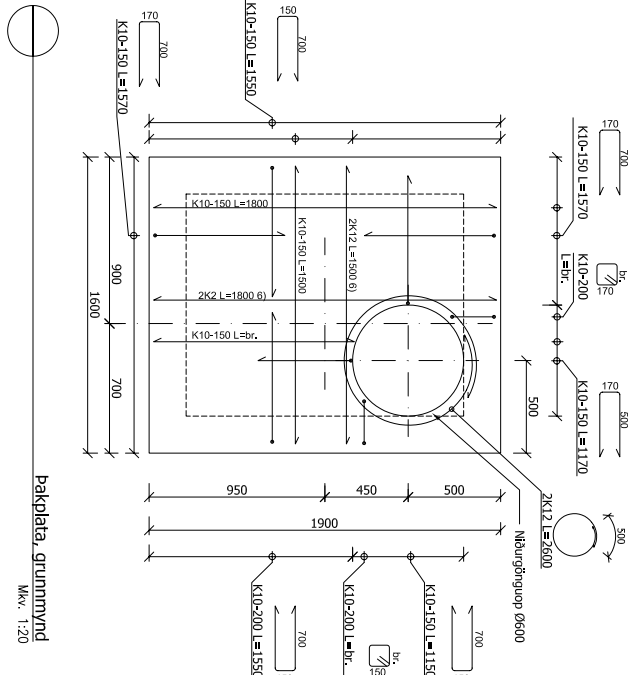
Heiti: HS | Tíðni: PJA | Vefur: BP
Tölvunúmer: S-07.DWG | Númer: 080344-2289 | Dags: 02.11.05
Samband:

Fráveita Garðabæjar
Frávéltekið Kaupþúns
Mannengjur fráveitubrunnar og jarðvegsskipti
Sérmyndir

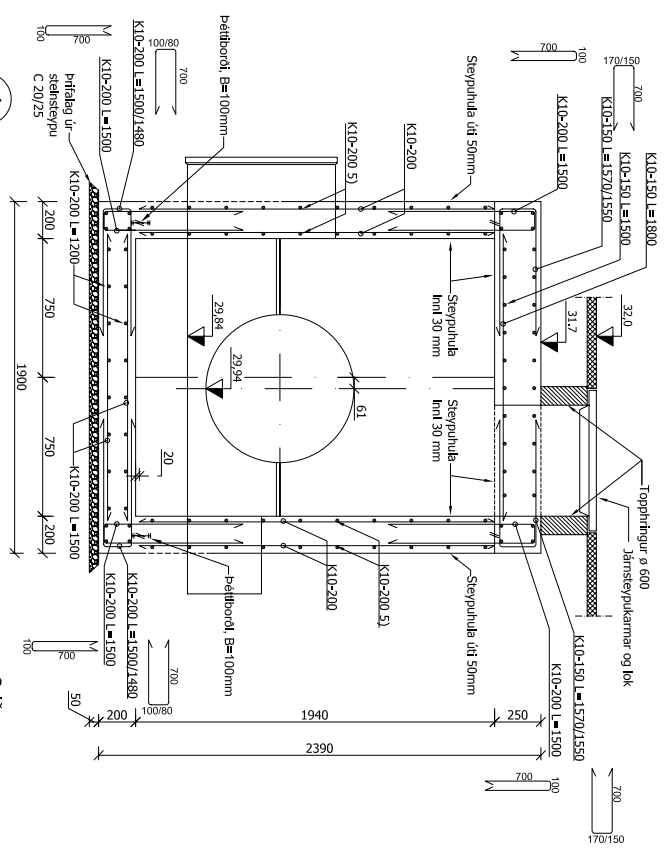
Verk nr.: 05320 | Framfar: A2 | Tölur: S-07
Mkv.: 1:20 | Dags: S-07



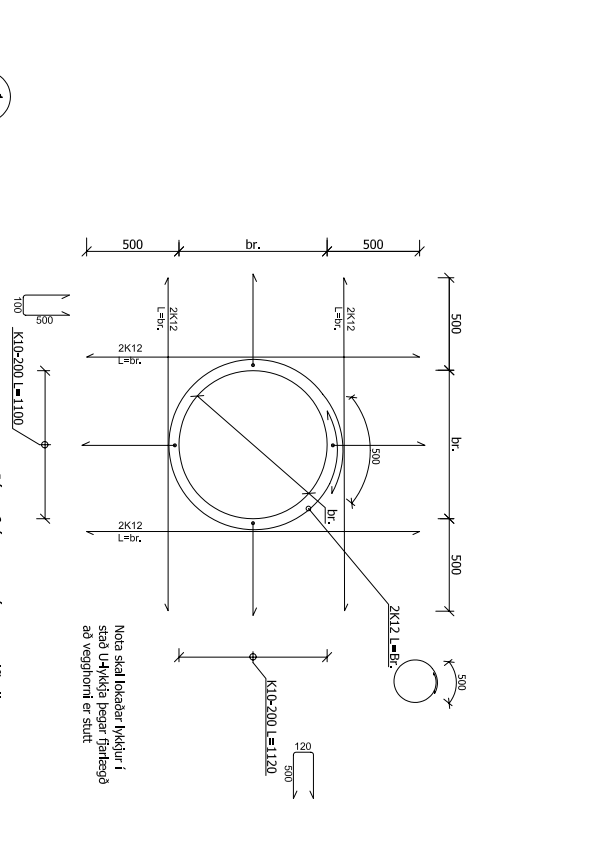
Brunnur Rör 43, grunnmynd
Mkv. 1:20



Þakplata, grunnmynd
Mkv. 1:20



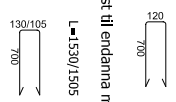
Smíð
Mkv. 1:20



Járnfrágangur á vegg við rör
Mkv. 1:20

Skýringar:

1. Mál.
Hæðtölur eru í m. í hæðarkerfi Reykjavíkur
Önnur óeinföld mál eru í m.
2. Steinsteypa.
C 20/25 steinsteypa í þrífalag og
C 30/37 steinsteypa í byggingu samkvæmt
EC2 og EN206.
3. Járnþending
Kambstál með arnk. 500 MPa skröfnök
skýrtilengdir 550mm ef skýrtingar < 30% í
snífl, amnars 800mm.
4. Steypumót.
Nota skal stétt mót að utan og innan brunns.
- 5) Lokst til endanna með K10 U-lykkjum
L=1520



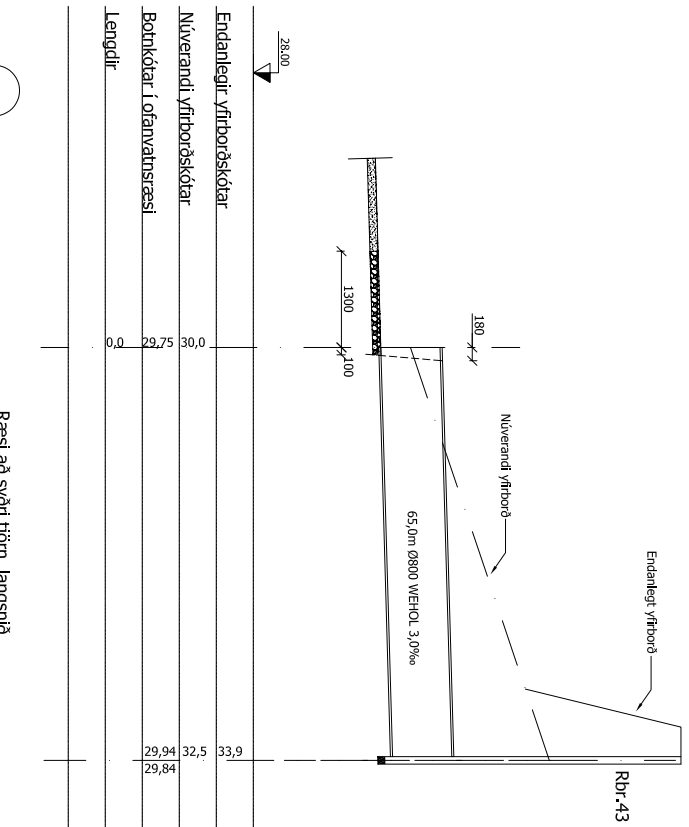
Heiti: HS/AM
Tilskilt: MÖS
Tilskilt: BP

Tilvísun: S-09.DWG
Númer: 000244-2289
Dagur: 19.10. 05

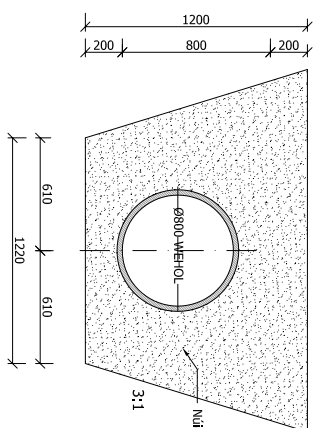
Smiðing: Fráveitla Garðabæjar
Frávæltikerfi kaupfélags
Sýðit setjóm
Aðrennsliðrunnur, Rör-43

Verk númer: 05320
Form: Blásar A2
Mkv.: 1:20

Útg.: **S-09**



Rbr.-43



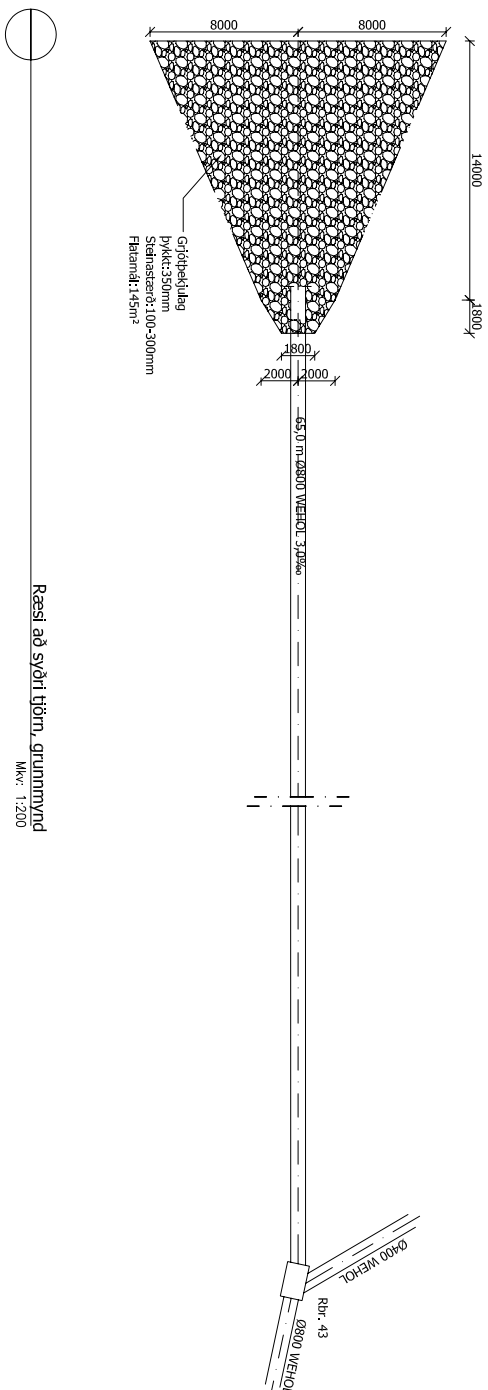
Núð málarefni dmax=20 mm

Ø800 WEHOL í málarskurð. Þversnið
Mkv. 1:20

Skýringar:

1. Sjá yfirlitsmynd og skýringar á teikningu m.-S-01
2. Sjá sémynd af Rbr. 43 á teikningu m.-S-09

Áttun samræmingarmerkið:



Ræsi að svóni tjörn, langsníð
Lórettt 1:50
Lórettt 1:500

Ræsi að svóni tjörn, grunnmynd
Mkv. 1:200



Hæfileikbraut 66-60
108 Reykjavík
Sími: 670 0800
Netfang: info@hniþ.is

Heimilis: HS | Tölvubla: MÖS | Vefbústa: BP

Tölvubla: S-10.DWG

Nr.: 000244-2289

Dagur: 19.10. '05

Samband:

Fráveitla Garðabæjar

Frávæltukeyri Kaupþúns

Svóni settjörn

Aðrennsleislaða

Vörk nr.: 05320 | Framset: Hálsar A2

Útg.: S-10

