

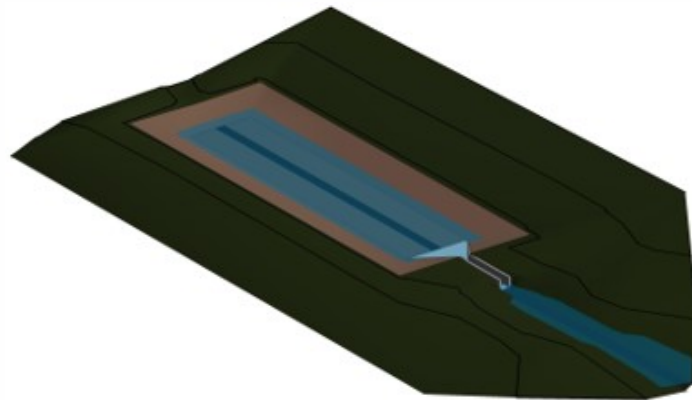
Eirik Schjølberg
Kjetil Rønn

Overvannshåndtering Mohagen Sør

Mai 2019

NTNU

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Bacheloroppgave

2019



Eirik Schjølberg
Kjetil Rønn

Overvannshåndtering Mohagen Sør

Bacheloroppgave
Mai 2019

NTNU

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden

Oppgavens tittel:	Dato: 19.05.2019		
Overvannshåndtering Mohagen Sør	Antall sider: 102		
	Masteroppgave:	Bacheloroppgave	X
Navn: Eirik Schjøllberg og Kjetil Rønn			
Veileder: Fred Johansen			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere: Tore Nesje-Haugli			

Sammendrag:

Industriområdet Mohagen Sør skal bygges ut, og overvann er en utfordring på området. Kapasiteten til stikkrennen som kan ta unna overvann er for dårlig. Derav kommer vår problemstilling: «Hvordan kan overvannet på Mohagen Sør dimensjoneres og håndteres på en best mulig måte, og i hvilken grad kan forenklinger påvirke resultatet»?

Kapasiteten på stikkrennen er med på å styre fordrøyningsbehovet. Det er satt en maks vannføring ut av området som stikkrennen kan håndtere. Fordrøyningen skal foregå i tre åpne dammer som er etablert i planlagte grøntområder. For beregning av damutløp er Manings formel brukt og derav blir dammene og utløpene betraktet som en kanal med stasjonær strømning. Det er i denne oppgaven valgt å beregne fordrøyningsbehovet med to ulike metoder for å se på hvordan forenklinger kan påvirke resultatet.

Området skal ta hånd om overvannsmengdene som oppstår, og løsningen i denne oppgaven skal være gjennomførbar og ikke sjenerende for området. Det er tatt høyde for eventuell overbelastning og sikre flomveier.

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Kjetil Rønn', written over a horizontal line.

Kjetil Rønn

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Eirik Schjølberg', written over a horizontal line.

Eirik Schjølberg

Abstract

Stormwater management Mohagen Sør

The industrial area Mohagen Sør will be built, and stormwater is a challenge for the area. It's just one culvert to lead away stormwater from the area, and the capacity is too small. From this comes our problem, "How can the stormwater at Mohagen Sør dimensioned and handled in the best possible way, and to what extent can simplifications affect the result?"

The capacity of the culvert controls the delay requirement. There is a maximum flow of water out of the area the culvert can handle. The delay takes place in three open ponds located in established planned green areas. To calculate the ponds expiration, Manning's formula is used and thus the ponds and expiration are regarded as a channel with stationary flow. In this task, it has been chosen to calculate the delay requirement with two methods to see how simplification can affect the results.

The area can handle the amount of water that can occur and the solution in this task is feasible and not embarrassing to the area. Any overload and safe flood paths have been considered.

Forord

Denne bacheloroppgaven er vårt avsluttende arbeid for utdanningen «Bachelor i Ingeniørfag-Bygg» ved NTNU i Gjøvik. Oppgaven er utført som et gruppearbeid, der begge gruppemedlemmene har bidratt like mye. Vi kom høsten 2018 i kontakt med Structor AS på Lillehammer ved Tore Nesje-Haugli og fant fort ut av en oppgave som kunne være interessant. Oppgaven handlet om overvann på et fremtidig industriområde på Jaren i Gran Kommune. Etter en samtale med Fred Johansen falt valget for nettopp denne oppgaven. Det ble deretter holdt jevnlig kontakt med vår veileder ved Structor Lillehammer og vi inngikk en avtale om bacheloroppgaven.

Vi vil rette en stor takk til vår veileder Tore Nesje-Haugli ved Structor Lillehammer og Fred Johansen ved NTNU Gjøvik for god hjelp og oppfølging underveis.

Innholdsfortegnelse

Abstract	iii
Forord	iv
Innholdsfortegnelse	v
Tabelliste	vii
Figurliste.....	viii
1 Innledning.....	1
1.1 Fordrøyningsdammer	5
1.2 Problemstilling	5
1.3 Avgrensninger	8
1.4 Variabler	11
2 Metode.....	12
2.1 Dimensjonerende avrenning.....	12
2.1.1 Avrenningskoeffisienter	13
2.1.2 Areal	15
2.1.3 Nedbørintensitet	16
2.1.4 Klima-/sikkerhetsfaktor.....	19
2.2 Fordrøyning.....	21
2.2.1 Nedslagsfelt.....	22
2.2.2 Konsentrasjonstid/Tilrenningstid	23
2.2.3 Avrenning til fordrøyningsdammer.....	25
2.2.4 Damutløp.....	27
2.2.5 Fordrøyningsdammer	31
2.3 Ledning av overvann.....	36
2.3.1 Kanal	38
2.3.2 Rør.....	40
3. Resultater.....	43
3.1 Beregning med hensyn på overflater.....	43
3.2 Beregning med forenklet metode	46

3.3	Fordrøyning	48
3.3.1	Fordrøyningsbehov med hensyn på overflater	49
3.3.2	Fordrøyningsbehov med forenklet metode	50
4	Diskusjon.....	52
4.1	Evaluering	52
4.2	Konklusjon	54
	Litteraturliste	56
	Vedlegg 1	60
	Vedlegg 2	73
	Vedlegg 3	75
	Vedlegg 4	77
	Vedlegg 5	79
	Vedlegg 6	81
	Vedlegg 7	84
	Vedlegg 8	87
	Vedlegg 9	89
	Vedlegg 10	92

Tabelliste

Tabell 1: Oversikt over avrenningskoeffisienter for enkelte flater	13
Tabell 2: Brukte avrenningskoeffisienter	14
Tabell 3: «Sikkerhetsklasser for veier»	17
Tabell 4: «Sikkerhetsklasser for byggverk i flomutsatt område»	17
Tabell 5: «Sikkerhetsklasser for byggverk i flomutsatt område»	19
Tabell 6: Sikkerhetsfaktor ut ifra sikkerhetsklasse fra håndbok N200	20
Tabell 7: Konsentrasjonstid.....	23
Tabell 8: Tilrenningstid.....	24
Tabell 9: Konsentrasjonstid + tilrenningstid	25
Tabell 10: Q_{inn} i dammer med forskjellig beregningsmetode	26
Tabell 11: Grunnlag for dam 1	34
Tabell 12: Mål dam 1 med hensyn på overflater.....	34
Tabell 13: Mål dam 1 ved forenklet beregning	34
Tabell 14: Grunnlag for dam 2.....	35
Tabell 15: Mål dam 2 med hensyn på overflater.....	35
Tabell 16: Mål dam 2 ved forenklet beregning	35
Tabell 17: Grunnlag dam 3.....	36
Tabell 18: Mål dam 3 med hensyn på overflater.....	36
Tabell 19: Mål dam 3 ved forenklet beregning	36
Tabell 20: Inndata kanal, fra dam 2 til innløp rør Infra 2.....	39
Tabell 21: Kapasiteten til kanal mellom dam 2 og 3.....	39
Tabell 22: Inndata og dimensjonert rør fra kanal til dam 3.....	42
Tabell 23: Avrenningskoeffisient med hensyn på overflater	43
Tabell 24: Valgt nedbørsvarighet med hensyn på overflater	44
Tabell 25: Avrenning fra eiendommene med hensyn på overflatene.....	45
Tabell 26: Avrenningskoeffisient og dimensjonerende areal for forenklet metode.....	46
Tabell 27: Valgt nedbørsvarighet med forenklet metode.....	47
Tabell 28: Avrenning fra eiendommene med forenklet metode	48

Figurliste

Figur 1: Nedslagsfelt på sørsiden	8
Figur 2: Nedslagsfelt på nordside.....	9
Figur 3: Reguleringsplankart, Mohagen Sør	10
Figur 4: Illustrasjon av risiko som en funksjon av sannsynlighet og konsekvens	16
Figur 5: Oversikt over IVF-kurve for Gjøvik med 200-års returperiode.	18
Figur 6: Skisse dam	21
Figur 7: Nedslagsfelt til dam 1	22
Figur 8: Nedslagsfelt til dam 2	22
Figur 9: Nedslagsfelt til dam 3	22
Figur 10: Dam og utløp i perspektiv	27
Figur 11: Tverrsnitt damutløp	28
Figur 12: Tverrsnitt dam utløp med angitte navn på mål	28
Figur 13: Lengde profil damutløp med angitte navn på mål	28
Figur 14: Trapez	30
Figur 15: Skisse fordrøyningsdam	32
Figur 16: Tverrsnitt fordrøyningsdam	32
Figur 17: Tverrsnitt fordrøyningsdam med angitte navn på mål	32
Figur 18: Ledning av overvannet.	37
Figur 19: Infiltrasjonssandfang med dykker	38
Figur 20: Rør forbi Infra 2 til dam 3	40
Figur 21: Illustrasjon av 600 mm betongrør.....	40
Figur 22: Illustrasjon av bekkeinntak med fangrist.....	41
Figur 23: Nedbørsvarighet med hensyn på overflater	44
Figur 24: Nedbørsvarighet med forenklet metode	47
Figur 25: Grafisk fremstilling av fordrøyningsbehov ved de 2 forskjellige metodene	51

1 Innledning

I Norge og ellers i verden er det store utfordringer knyttet til klimaendringer og stadig hyppigere og verre ekstremvær. På grunn av urbanisering og fortetning av bebyggelse, blir andelen «harde flater» på konsentrerte områder større. Med «harde flater» menes overflater som ikke består av naturlig vegetasjon, men for eksempel asfalt, brostein og ellers overflater som ikke infiltrerer/absorberer vannet. Derav oppstår overvann som er overflateavrenning som følge av nedbør og smeltevann (Overvann, 2016). Disse faktorene er noe av grunnlaget for at utfordringene med overvannshåndtering vokser. Det er også politisk engasjement for overvannsproblematikken som kommer frem i stortingsmelding nr. 33 fra klima- og miljødepartementet (Meld. St. 33 (2012–2013)). Undersøkelser utført av miljødirektoratet viser at 57 % av kommunene mener at kapasiteten i overvannssystemene ikke er tilstrekkelige til å håndtere fremtidig nedbør (Overvann, 2016). Dette kommer også av at mange kommuner har felles over- og spillvannssystemer. Felles systemer fører til at store overvannsmengder kan havne på renseanlegg, som kan føre til at kapasiteten på renseanlegg ikke strekker til. Da må overløp benyttes og forurenset vann går forbi renseanlegget og rett ut i utløps elv eller vann.

«Klima defineres som et værmønster på et sted, som for eksempel gjennomsnittlig nedbørsmengde, maksimums- og minimumstemperatur og/eller hvor ofte det blåser kraftig» (Dannevig og Harstveit, 2019). Dagens kunnskap knyttet til klimasystemet er et resultat av observasjoner, eksperimenter, teori og modellsimuleringer. I rapporten FNs klimapanel la frem i 2007, har den økte kunnskapen gjort det mulig å påvise menneskelig innflytelse i flere deler av klimasystemet, som for eks. minking av sjøisen i Antarktis og økning av ekstremvær. Den viktigste årsaken til de globale klimaendringene er ifølge FNS klimapanel femte hovedrapport, økningen av CO₂ -konsentrasjonen i atmosfæren som har steget med rundt 40% siden førindustriell tid (Bjerknessenteret, 2013).

Men hva er grunnen til at vi i Norge ser en klar trend med flere ekstreme nedbørshendelser? Måleresultatene til meteorologiske stasjoner viser en økning i antall ekstreme nedbørshendelser på mellom 25-30 prosent de siste 100 årene. Den observerte økningen i antall ekstreme nedbørshendelser skyldes delvis at mengden vanddamp i atmosfæren har økt. Det er et direkte resultat av økt temperatur, og delvis forandringer i den atmosfæriske

sirkulasjonen. Som et bevis på dette, har noen områder på Vestlandet hatt en økning på over 500-millimeter nedbør siden år 1900 (Bjerknessenteret, 2013).

Håndteringen av overvann har opp igjennom årene vært dårlig, og flomskader har vært og vil fortsatt være en stor samfunnskostnad. Vi hører stadig om flomhendelser og store flomskader i media. Dette kommer ofte etter store og til dels uforutsette nedbørsmengder. Skadene kommer både av at elver stiger over sine bredder, men også på grunn av for dårlig- eller fraværende håndtering av overvann.

Det er og blir utarbeidet mange forskjellige måter å håndtere overvann på. Det er et stort miljøfokus, spesielt i byer der veinett og bebyggelser ligger tett. Håndtering av overvann kan gjøres i sammenheng med å lage grønne områder som overvann håndteres på. Løsningen som er satt i reguleringsplanen for Mohagen Sør (heretter MS) er 3-trinnsprinsippet (Rambøll, 2015a, s.21). Prinsippet baserer seg på at mest mulig av overvannet håndteres inne på den enkelte eiendom.

Det første trinnet er lokal overvannshåndtering. Det innebærer flere tiltak som etablering av grønne tak som absorberer det meste av nedbøren. Vannet som ikke blir absorbert vil renne av taket etter en tid, og den verste avrenningen fra eiendommen ellers vil være avtagende. Overvannet fra overflatene for utom tak vil bli ført til lokalt infiltrasjons- og/eller fordrøyningsbasseng på eiendommen. Infiltrasjon eller infiltrasjonsevnen beskriver mengde vann som kan trenge ned til underliggende grunn. Fordrøyning kan også kalles forsinkelse. Det vil si at vannet mellomlagres inne på det aktuelle området. Ifølge stortingsmelding 33 vil mengde som renner bort variere ettersom hva omkringliggende områder eller overvannsnett kan håndtere (Meld. St. 33 (2012–2013)). Trinn to er fordrøyning og bortføring av overvann som ikke kan bli tatt hånd om på eiendommen. Det vil si at vannet fordrøyes og transporteres til kommunale overvannsledninger eller nærliggende vassdrag. Det kan settes krav til maksimalt påslipp til kommunalt overvannsnett fra den enkelte eiendom/område. Trinn tre er kontrollert flomløp på og fra området. Det vil være behov for flomløp hvis nedbørsmengdene overstiger mengden området er prosjektert for. Veier og tilhørende grøfter vil etter reguleringsplans løsningen fungere som flomløp (Rambøll, 2015a).

Som utgangspunkt i denne oppgaven blir trinn en av 3-trinnsprinsippet sett på som en uheldig løsning med tanke på kostnadene dette vil påføre eiendomskjøper, kontra at det bygges ut et

felles overvannsanlegg. Ved beregning av overvannsmengdene i (Tabell 25 Tabell 28) vil du se at det blir svært store mengder de enkelte eiendommer hadde måttet tatt hånd om.

Derav så er trinn en sett bort ifra i denne oppgaven og vi tar for oss felles overvannshåndtering, som da omhandler trinn to og tre fra 3-trinnsprinnsippet. Det innebærer at den enkelte eiendom har ansvaret for å lede rent overvann ut fra eiendommen og til det påtreffer fellesanlegget. Presiserer rent overvann fordi formålet med eiendommene ikke er kjent og eventuelle rens tiltak vil variere etter virksomhetenes formål.

Et felles anlegg kan bygges etter forskjellige metoder og det er mange faktorer som ligger til grunn for valg av metoder. Problemet på MS er at utslippsmengden av overvann fra området til nedenforliggende riksvei og boligfelt. Gjennom riksvei 4 (heretter Rv. 4) ligger det en stikkrenne som må ta hand om overvannet. Denne har ikke kapasitet til å håndtere store nedbørsmengder når området blir utbygd. Derfor må vannet fordrøyes og/eller infiltreres. Dette kan utføres som en åpen løsning på regulerte grøntområder. Da vil store deler av vannet ved normal nedbør renne som en bekk og i til dels infiltreres i grunnen. Ved større nedbørsmengder må vannet fordrøyes for å ha kontroll på utslippsmengden.

Ved oversvømmelse vil terrenget rundt dammene og kanaler være utformet så vannet ledes mot det planskilte krysset ved Rv. 4 og krysset vil bli oversvømt. Konsekvensene av dette er minimale da det er kort vei til nærliggende kryss. Omkjøringsmulighetene er gode og krysset vil fungere som et fordrøyningsbasseng sammen med anlegget på MS.

RV. 4 er en av hoved ferdselsårene på vestsiden av Mjøsa. Veien forbi Jaren i Gran kommune skal utvides fra tre til firefelts vei. SVV har bestemt at det er for kostbart å bytte ut eksisterende stikkrenner. Dette medfører at alle stikkrennene på denne strekningen må forlenges. Dette skaper utfordringer for området, siden det er satt en begrensning for hvor mye overvann som kan slippes ut. Alt overvannet fra MS, samt overvann fra veigrøft skal gjennom en 600 millimeter betongrør. Vår veileder Tore Nesje-Haugli har oppgitt at det er en ledig kapasitet på 400 l/s i stikkrennen. Det vil si at dette er maksimal utslippsmengde av overvann fra MS.

I reguleringsplanen er det satt krav til en parkeringsplass pr. 50 m² bygg på følgende eiendommer:

- Forretning og industri
- Kontor og industri
- Forretning og kontor
- Forretning

For industri og lager er det krav om en parkeringsplass pr 100 m² bygg. For energianlegg og kontor er det ikke spesifisert parkeringsareal i planbeskrivelsen. Det er valgt å bruke det samme som for industri og lager (Rambøll, 2015a).

MS vil bestå av arealkrevende handel og industri. Arealkrevende handel er noe som har kommet mere til Norge de siste to tiårene. Handels- og industribygninger blir stadig større og flere, og gjør beslag på store områder. Det bygges tettere, og naturlig terreng bygges ned og erstattes av ikke permeable flater. Dette medfører at vannet ikke infiltreres naturlig og at en større mengde vann renner på overflaten. Arealkrevende handel har en stor andel tak og asfalterte områder rundt. Dette kan skape store problemer for overvannssystemene og fordrøyning kan ofte løse problemet. Før var det ikke snakk om håndtering av overvann siden de fleste flatene var permeable og infiltrerte dermed mye av nedbøren. Dette har endret seg med årene og vi står nå ovenfor store utfordringer med å oppgradere overvannssystemene i takt med kapasitetsbehovet (Overvann, 2016).

1.1 Fordrøyningsdammer

Åpne fordrøyningsdammer er overvannsdammer der man magasinerer overvannet på bakken for å oppnå en lavere utløpsmengde (heretter Q_{ut}) fra et område. Det vil også dra ned risikoen for uheldige flomsituasjoner visst de er dimensjonert riktig. I denne oppgaven er det valgt å prosjektere området med tre åpne fordrøyningsdammer. Hovedårsaken til dette er at vi ser det som uheldig og vanskelig med tanke på eksisterende topografi å lage en stor og dyp dam. Med valg av tre dammer som vil være mindre og grunnere vil det fremstå mindre skjemmende. Det er også en fordel om dammene har slake skråninger da en kan unngå å måtte blande inn krav fra dam forskriften.

Utløpene på fordrøyningsdammene blir et komplekst regnestykke. Utløpene er med på å bestemme fordrøyningsbehovet, og er avgjørende for å ha kontroll på vannmengdene ved stor nedbør. Feilberegning av damutløp kan medføre store skader på omkringliggende infrastruktur og bygninger.

Det er valgt at utløpene skal være formet som et trapes med den størst bredden i toppen. Utløpsmengden vil stige med høyden på vannstanden i dammene. Vannstanden i dammene bestemmes deretter av inn- og utløpsmengden. Dette danner en del av kompleksiteten ved teoretisk eksakt utregning av damvolum.

1.2 Problemstilling

Med dagens metoder for håndtering av overvann er fokuset rettet mot å forhindre eller minimere eventuelle skader. Det er også rettet mot lokal overvannshåndtering i byer og større tettsteder så langt det lar seg gjøre. Man kan fravike lokal håndtering hvis tiltak er gjort slik at vannet har en sikker passasje til et vann eller elveløp, eller hvis kommunalt overvannsnett har stor nok kapasitet til påslipp og kommunen tillater dette.

Det fremtidige industriområdet MS er regulert, men ikke prosjektert med tanke på overvann. Oppgaven skal derfor omhandle: «Hvordan kan overvannet på Mohagen Sør dimensjoneres

og håndteres på en best mulig måte, og i hvilken grad kan forenklinger påvirke resultatet?»?

Med best mulig måte menes følgende:

- Det finnes mange prosjekteringsmåter med tanke på overvann. Derfor må metode for det aktuelle området vurderes etter flere kriterier og kompleksitet:
 - Topografien for det aktuelle område spiller en stor rolle for valg av metode.
 - Det er vanlig i bransjen at det gjøres mange forenklinger. Dette kan medføre at resultatet kan bli ukorrekt, det vil si enten over- eller underdimensjonert.

Eksempel på forenkling:

- Valg av avrenningskoeffisient. I dette tilfellet kunne avrenningskoeffisient for industriområdet blitt brukt og ikke gått inn på de aktuelle arealer og overflater som vil oppstå etter utbygging.
- Sett alle dammene under et og sagt at fordrøyningsvolumet kommer av hele arealet, avrenningskoeffisient for industriområde, den fastsatte mengden som kan slippes ut fra området og ikke gått inn på konsentrasjons- og tilrenningstiden.

Summen av alle disse forenklingene ville gjort utslag. Vi vil teste å se hvilke utslag de vil gjøre og derav kunne se hvorfor vi ikke gjør det enkelt.

- At anlegget er enkelt å drifte og så vedlikeholdsfritt som mulig.
 - Drift og vedlikehold av overvannsanlegg kan variere stort ettersom hvilken løsning som er valgt. I denne oppgaven er det valgt mest mulig åpen ledning og fordrøyning av vann. Jo mere lukket et anlegg er, desto vanskeligere er det å holde oppsikt med, og eventuelle tiltak kan innebære stort omfang og kostnad.
- Sikker flomvei
 - Nesten uansett hvordan et overvannsanlegg dimensjoneres og bygges kan kapasiteten bli for liten. Da må «sikre flomveier» være ivaretatt. Med dette

menes at ved overbelastning og for store vannmengder må likevel bebyggelse og infrastruktur være ivaretatt. Ved Mohagen Sør innebærer dette da spesielt flomoverløp ved dammene og kapasiteten til å lede vann mellom dammene.

- Håndtering av overvann skjer på naturens premisser
 - Åpen fordrøyning kan utføres i grøntområder og/eller områder som ikke er til næringsformål. Både lukket og åpen løsning ville ført til infiltrasjon, men åpen løsning vil derimot også sørge for større grad av absorpsjon til vegetasjon og beplantning. Valg av planter kan gjøres med hensyn på ønske om stor absorpsjon fra overvann til beplantning.

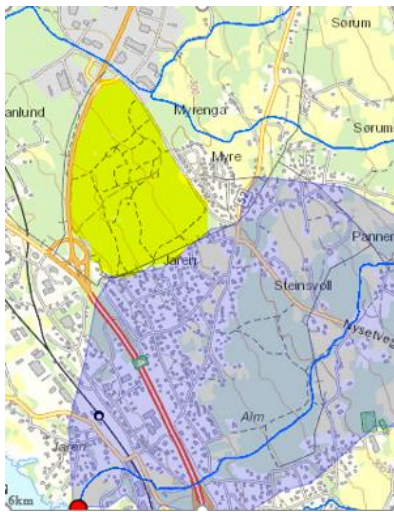
- Areal og avrenningskoeffisient
 - Det er valgt å gå inn på hvert enkelt areal og finne avrenningen på de ulike flatene. Bakgrunnen for dette er at vi mener avrenningskoeffisienten for et industriområde ikke tar lokale hensyn. Vi mener vi kan redusere fordrøyningsbehovet ved å gjøre en grundig beregning for alle flater på hele MS.

- Sikkerhetsfaktor
 - Sikkerhetsfaktoren er en viktig del av en overvannsberegning. Det er vanskelig å beregne hvordan klimaet er om 50 år, og derav bør klimafaktor og sikkerhetsfaktor vurderes nøye.
 - Valg av nedbørintensitet kan også sees på som en sikkerhetsfaktor da det er mange returperioder og nedbørsvarigheter å velge mellom. For å oppnå best mulig løsning har vi valgt å bruke 200 års returperiode. Det er også regnet på hvilken nedbørsmengde som vil gi størst fordrøyningsbehov for beregning av fordrøyningsvolum. For beregning av overvannsrør kan ikke den samme varigheten brukes da nedbørintensiteten er høyere ved korte varigheter. Dette igjen vil føre til behov for høyere kapasitet på røranlegg inn til fordrøyningsdammene.

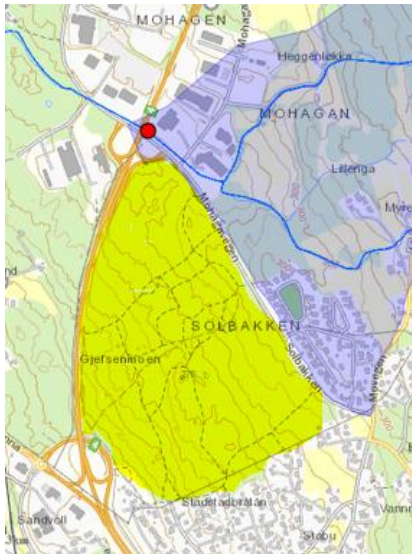
1.3 Avgrensninger

Vi har valgt å avgrense denne oppgaven på flere måter. MS ligger i en dalside, med store områder som heller ned mot feltet. Det vil være en naturlig tanke at det ville bli generert mye overvann inn på området. Det er benyttet Nevina, en database som tilhører NVE som anslår områder som genererer overvann til er valgt punkt (Nevina, 2019). Punktet må være i et elveløp eller en bekk og blir derfor ikke helt korrekt for vårt tilfelle, men er en fin veileder. Sammen med denne veilederen har vi vært på området og observert topografien og kommet frem til at det ikke genereres overvann inn på MS. Grunnen til dette er at det ligger en bekk på hver side av MS, samt at veien i overkant leder vannet til bekken nord for området. Derfor er nedslagsfeltet til bekken på nordsiden større enn hva Nevina viser.

Feltene som er markert på kartene med blå, viser nedslagsfeltene som generer vann mot bekkene på hver side av industriområdet. Gult område er MS.

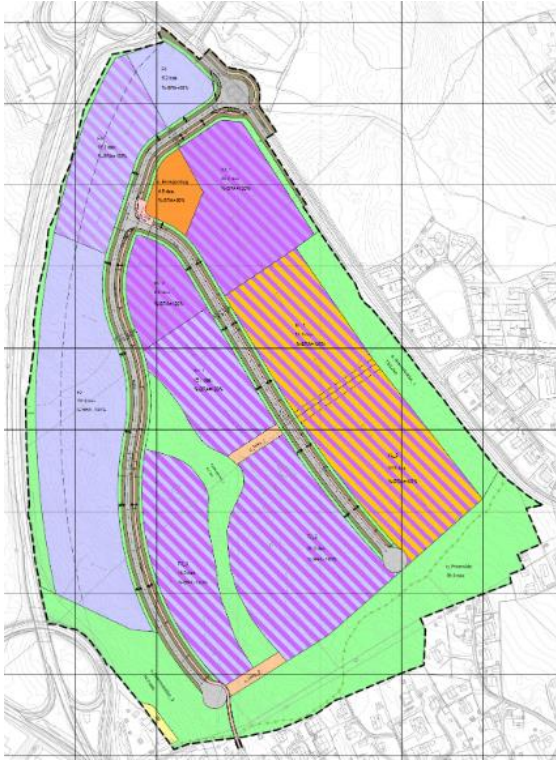


Figur 1: Nedslagsfelt på sørsiden



Figur 2: Nedslagsfelt på nordside

Siden oppgaven skal omhandle hvordan håndtere overvannet på MS, må vi vite hvordan de ulike overflatene blir etter utbyggingen. Det er utarbeidet en reguleringsplan (Rambøll, 2015a) og en planbeskrivelse for industriområdet (Rambøll, 2015b). Beskrivelsen sier noe om hvor store og hvilke overflater feltet kommer til å bestå av etter utbyggingen. I reguleringsplanen er det utarbeidet et reguleringsplankart som viser hvordan inndelingen på MS kommer til å bli. Her er det innlagt infrastruktur, samt grønnstruktur og de ulike tomtene.



Figur 3: Reguleringsplankart, Mohagen Sør

Ut ifra reguleringsplanen (Rambøll, 2015a) er det er det beskrevet hva som er tillatt bebygget areal også kalt BYA for hver eiendom. Dette oppgis i prosent, som sier hvor mye av det totale tomtearealet som kan bebygges. Grunnen til at det er valgt å benytte tillatt BYA fra reguleringsplanen er at området ikke er utbygd enda, og det er umulig å vite hvor store eventuelle bygg vil bli. Derfor er det valgt å beregne avrenningen ut ifra maksimal tillatt BYA. Dette gjør at løsningen tar høyde for maksimale andeler harde flater. Dette gir størst avrenning og sørger for at anlegget ikke blir underdimensjonert.

Det vil være behov for asfalterte overflater rundt byggene. Dette både til parkering, veier og noe lagring. Vi mener det er viktig å ha grundige arealberegninger for dette så løsningens resultat blir så nøyaktig som mulig. Asfalterte arealer er harde flater som vil bidra til å øke avrenningen. I planbestemmelsene er det beskrevet krav til parkering pr x antall kvadratmeter bygg. Dette varierer etter næring og krever mye areal. Begrunnelsen for at det går inn på hver enkelt tomt, infrastruktur og grøntareal er fordi overflatematerialene har stor innvirkning på hvor mye som infiltreres og hvor mye som renner på overflaten.

1.4 Variabler

Det er som nevnt mange variabler og usikre faktorer i denne problemstillingen. Vi skal gå grundig til verks og derav blir det mange variabler:

- Nedbørintensitetens varighet, og derav intensiteten og avrenningen fra eiendommene
- Avrenningskoeffisient for aktuell overflate
- Vannstanden i dammene, og derav vannstandshøyden og kapasiteten til utløpene

2 Metode

2.1 Dimensjonerende avrenning

Den rasjonelle metode er en beregningsmetode beskrevet i (Ødegård, 2014, s. 346) som benyttes for å finne avrenningen av overvann for områder mellom 20–50 hektar. For bruk av metoden bør nedbørsfeltet ha stor andel harde flater og metoden passer aller best for urbane områder. Den rasjonelle metode egner seg best når man manuelt skal ta overslagsberegninger av mindre felt. For større områder (større enn 20-50 hektar) bør det benyttes EDB-baserte avrenningsmodeller ifølge (Ødegård, 2014, s. 346). På grunn av at MS har stor andel harde flater og en størrelse på ca. 32 ha, fant vi ut at den rasjonelle metode egnet seg godt som beregningsmetode for vårt område.

Formel:

$$Q = \Phi * A * I * K_f * S_f$$

Q = Avrenning av vann fra området (l/s)

Φ = Avrenningskoeffisient

A = Arealet av området (Ha)

$\Phi * A$ = dimensjonerende areal (l/s*Ha)

I = Nedbørintensiteten (l/s*Ha)

K_f = Klimafaktor

S_f = Sikkerhetsfaktor

2.1.1 Avrenningskoeffisienter

Beregning av avrenningskoeffisient

For nøyaktig beregning av avrenningen må avrenningskoeffisient for de enkelte overflatene fastsettes. Avrenningskoeffisient er et tall mellom 0 og 1, som beskriver hvor mye vann som infiltreres, og hvor mye vann som renner langs overflaten. Når det snakkes om avrenning er det tre ting som spiller en svært viktig rolle for denne koeffisienten. Type overflate, infiltrasjonskapasiteten til overflaten og avrenning fra overflaten. Helningen på terrenget spiller også inn med tanke på hastigheten vannet kan få. Når man skal finne avrenningskoeffisienten til et område er det viktig å vite hvilke typer overflater man har, siden det er nettopp overflaten som bestemmer hva avrenningskoeffisienten blir. Hvis man har en avrenningskoeffisient lik 0,85 for en asfaltert flate, vil det si at 15% av vannet blir infiltrert/fordampet og 85% av vannet renner videre på overflaten. Det kan være utfordrende og bestemme avrenningskoeffisienter da dette er forsket svært lite på i Norge. Det er valgt å benytte avrenningskoeffisienter fra rapporten m-293 fra miljødirektoratet (COWI, 2015):

Tabell 1: Oversikt over avrenningskoeffisienter for enkelte flater

Maksimal avrenningskoeffisienter	Φ_{spiss}
Tak	0,8-0,9
Asfalterte veier og gater	0,7-0,8
Skogsområde	0,2-0,5
Park område	0,2-0,4

Ut ifra tabellen har vi valgt verdier som ligger i øvre sjikt av anbefalt avrenningskoeffisient, da området har stort fall, noe som vil bidra til at en mindre del av nedbøren vil infiltrere. For at ikke resultatene skal bli overvurdert er det ikke valgt maksimalverdier. Koeffisientene som er benyttet i denne oppgaven er:

Tabell 2: Brukte avrenningskoeffisienter

Maksimale avrenningskoeffisienter	Φ_{spiss}
Tak	0,85
Asfalt	0,85
Skogsområde	0,35
Park område	0,3

Siden det i denne metoden er valgt å beregne alle arealene med tilhørende avrenningskoeffisient hver for seg, ble det valgt å benytte koeffisienten lik 0,85 for asfalterte områder hentet fra (Paus. 2014).

Formel for midlere avrenningskoeffisient:

$$\varphi_{midl} = \frac{\varphi_1 A_1 + \varphi_2 A_2 + \dots + \varphi_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

(Ødegaard, 2014, s. 347)

Φ_n = avrenningskoeffisient for valgt overflate

A_n = arealet for valgt overflate.

Denne er i første omgang brukt på hvert enkelt delområde og tar utgangspunkt i tomtens areal og tillatt utnyttelsesgrad. Når dette er gjort for hver tomt gjøres det en gang til for området sett under et, for å finne mildere avrenningskoeffisient for hele området. Arealet må være med for å fastsette hvor tungt avrenningskoeffisientene skal veie.

Fastsatt avrenningskoeffisient

Ved fastsettelse av avrenningskoeffisient for industriområder er koeffisienten hentet fra rapporten m-293 til miljødirektoratet. Der er den satt til 0,5 for flatt terreng og 0,7 for kupert i (COWI, 2015). Aktuelt for MS er da 0,7 som da vil være avrenningskoeffisienten for hele området, men også midlere avrenningskoeffisient.

2.1.2 Areal

Beregning av arealet for forskjellige overflater

Som nevnt er utnyttelsesgraden av eiendommene satt til tillatt BYA i reguleringsplanen. Etter drøfting med vår veileder anslår vi at det totale asfaltarealet på en eiendom er 2,5 ganger parkeringsarealet. Begrunnelsen for denne verdien er at store deler av en industrieiendom vil mest sannsynlig være asfaltert. Den er ikke satt høyere på grunn av områdets terrengprofil, som fører til at eiendommene ikke kan lagges helt flate og derfor kan ikke hele eiendommen bebygges eller asfalteres.

Arealet av bygg på en eiendom er da, eiendomsareal multiplisert med tillatt BYA [%]. Byggforskserien (byggforsk, 2015, [312.130], fig 531) oppgir arealet til en parkeringsplass. Det er derfor valgt å benytte denne veilederen for å finne arealet av parkeringsplassene. Antall parkeringsplasser kommer av bebyggelsesareal dividert på arealet til en vanlig parkeringsplass, som er 12,5 m². Av dette antall parkeringsplasser skal fem prosent være handikapparkering, som er 22,5 m².

Totalt areal for parkeringsplasser blir da antall plasser multiplisert med arealet for parkeringsplasser pluss tilsvarende for handikapplasser multiplisert med 2,5.

Da har vi kommet frem til bebygd- og asfaltertareal. Gjenstående areal blir satt til skogsområde.

Øvrige arealer som veg, fortau, gang- og sykkelveg blir satt til asfaltert areal. Annen veggrunn som grønt og torg blir satt til parkområde og infrastruktur blir satt til skogsområde.

Når beregningen er gjennomført kan avrenningskoeffisient for overflaten multipliseres med arealet til overflaten på valgt eiendom for å finne dimensjonerende areal. Det samme kan gjentas eller gjøres med at midlere avrenningskoeffisient multipliseres med det totale arealet for eiendommen eller hele området.

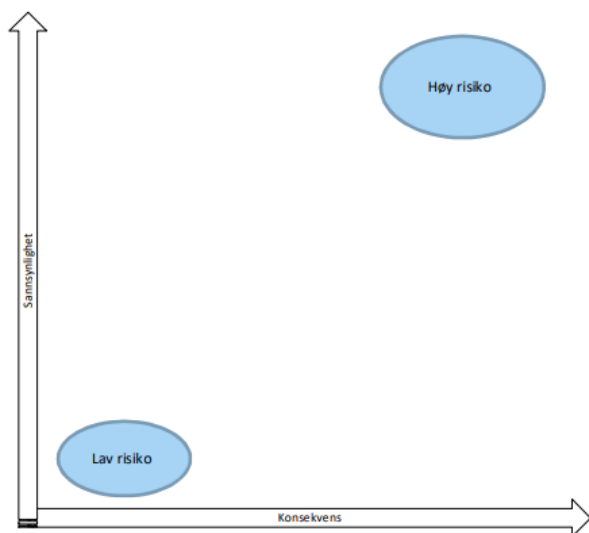
Forenklet beregning

Er avrenningskoeffisienten fastsatt trengs ikke beregningen av forskjellige overflaters areal å gjøres. Det totale arealet kan da multipliseres med den fastsatte avrenningskoeffisienten. Da får man dimensjonerende areal for overvannsberegningen.

2.1.3 Nedbørintensitet

Nedbørsdata er hentet fra målestasjonen på Gjøvik. Avstanden fra Gjøvik til MS er ganske stor, men målestasjonen er mere pålitelig enn målestasjonene på Hønefoss eller Gardermoen (Norsk Klimaservicesenter, 2019).

Ved valg av returperiode for området er det mange faktorer og variabler som spiller inn. Ut ifra tabell 12.5 i Vann- og Avløpsteknikk var anbefalt returperiode 20 år (Ødegård, 2014, s. 353). Denne tabellen er kun en veileder og vi må derfor se på risiko som et uttrykk for kombinasjonen av sannsynlighet og konsekvens (Rambøll, 2015, s. 7), illustrert under:



Figur 4: Illustrasjon av risiko som en funksjon av sannsynlighet og konsekvens

Illustrasjonen er et bilde på hvordan man må veie sannsynlighet opp mot konsekvens ved valg av returperiode. I dette tilfellet er konsekvensene store med tanke på boligområdet som ligger nedstrøms fra MS og at Rv. 4 ligger i faresonen, men det vil vi påstå ikke er tilfellet da hele nedre del av industriområdet avsluttes med en voll mot Rv. 4 og at det kun er en naturlig utløpssone for vann, ved avkjøringen på nordsiden av MS. Sannsynligheten for at avkjøring kan oversvømmes er stor, men konsekvensen lav. Som rapporten *Risikoakseptkriterier for overvannsflo og dimensjonerende nedbør* sier «Risiko kan beregnes kvantitativt, eller vurderes kvalitativt med utgangspunkt i fastsatte kriterier for sannsynlighet og konsekvens» (Rambøll, 2015c, s. 7).

Tabell 3: «Sikkerhetsklasser for veier»

Sikkerhetsklasse	ÅDT	Returperiode for flomhendelse	
		Med omkjøringsmulighet	Uten omkjøringsmulighet
V1	0 - 500	50 år	100 år
V2	500 - 4000	100 år	200 år
V3	> 4000	200 år	200 år

Fra tabellen kan sikkerhetsklasse V1 brukes. Bakgrunnen for det er at problemet har blitt flyttet til kulverten og avkjøringen fra RV4 og dette hadde fungert som fordrøyningsbasseng. ÅDT på avkjøringen er under 500 og det finnes flere omkjøringsmuligheter.

Derimot så må vi ta hensyn til TEK17 sine bestemmelser for sikkerhets klasser i Kapittel 7, *Sikkerhet mot naturpåkjenninger, § 7-2 Sikkerhet mot flom og stormflo*.

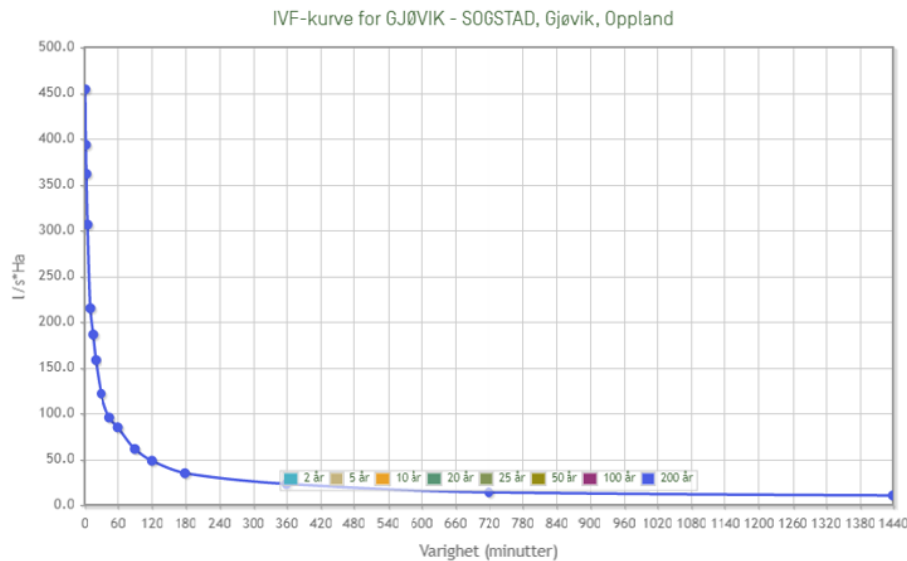
Tabell 4: «Sikkerhetsklasser for byggverk i flomutsatt område»

Sikkerhetsklasse for flom	Konsekvens	Største nominelle årlige sannsynlighet
F1	liten	1 / 20
F2	middels	1 / 200
F3	stor	1 / 1 000

Hentet fra: (TEK17, 2017, § 7-2)

Området nedstrøms for MS vil gå inn i sikkerhetsklasse F2, ut ifra preaksepterte ytelser for sikkerhetsklasser i TEK17. F2 gjelder for de fleste byggverk som er beregnet for personopphold over tid. F.eks. bolig, barnehage osv.

Gjeldende returperiode for dimensjoneringen er 200 år og IVF-kurve kan hentes ut fra Gjøvik målestasjon.



Figur 5: Oversikt over IVF-kurve for Gjøvik med 200-års returperiode.

Hentet fra (Norsk Klimaservicesenter, 2019) og linje for returperiode på 200 år vises.

For valg av aktuell nedbørsvarighet må en vurdere på forskjellige situasjoner. En situasjon er hvilken varighet røranlegget må håndtere. Den må håndtere en lav nedbørsvarighet med en høy intensitet. Dette for å oppnå tilfredsstillende kapasitet på røranlegget inn til dammene da vannføring er høyere jo kortere nedbørsvarigheten er. Da vil Q_{inn} bli stor, men bare i en kort periode, og derav er fordrøyningsbehovet ivaretatt.

For bestemmelse av varighet på nedbørintensiteten for dimensjonering av fordrøyningsanlegget, må varigheten som sørger for det største fordrøyningsvolumet finnes. Det forutsettes at arealberegningene er gjort og midlere avrenningskoeffisient er funnet før beregningen gjøres. Det kan gjøres med formelen:

$$V = 60 * t * (I * A_{red} - Q_{ut})$$

$t = \text{nedbørsvarighet [minutter]}$

$$A_{red} = A * K_f * S_f [m^2]$$

$K_f = \text{klimafaktor}$

$S_f = \text{sikkerhetsfaktor}$

$Q_{ut} = \text{mengde vann som renner bort fra området [l/s]}$

2.1.4 Klima-/sikkerhetsfaktor

Klimafaktor er en faktor som brukes på grunn av usikkerhet med tanke på fremtidig nedbør. Forsikringsselskap merker at klimaet endrer med tanke på skadestatistikken. Norsk vann mener at boligforsikringene kan bli svært dyre i fremtiden på grunn av dårlig avløpsnett (Ødegaard, 2014). Klimafaktor brukes på forskjellige måter og det har blitt ganske vanlig å slå sammen klimafaktor og sikkerhetsfaktor.

Sikkerhetsfaktor er faktor for usikkerheten ved hydrologiske beregninger. Hvilken sikkerhetsfaktor en skal bruke blir bestemt ut ifra sikkerhetsklasse i byggeteknisk forskrift § 7. Det er tre forskjellige sikkerhetsklasser, her vist med utdrag fra (TEK17, 2017, § 7-2):

Tabell 5: «Sikkerhetsklasser for byggverk i flomutsatt område»

Sikkerhetsklasse for flom	Konsekvens	Største nominelle årlige sannsynlighet
F1	Liten	1/20
F2	Middels	1/200
F3	Stor	1/1000

Utdrag fra preaksepterte ytelser for plassering av byggverk fra TEK17: «Sikkerhetsklasse F2 omfatter de fleste byggverk beregnet for personopphold. Byggverk som kan inngå i denne sikkerhetsklassen er»:

- bolig, fritidsbolig og campinghytte
- garasjeanlegg og brakkerigg
- skole og barnehage
- kontorbygning
- industribygg
- driftsbygning i landbruket som ikke inngår i sikkerhetsklasse F1

(TEK17, 2017)

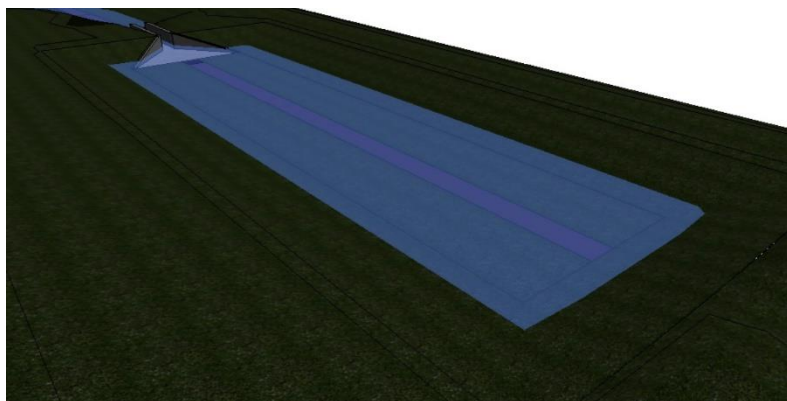
Tabell 6: Sikkerhetsfaktor ut ifra sikkerhetsklasse fra håndbok N200

Tallverdier for sikkerhetsklasser

Sikkerhetsklasse	F _u
F1	1
F2	1,1
F3	1,2

Det har blitt en norm i bransjen å bruke 1,4 som sikkerhets-/klimafaktor. I SVV sin håndbok N200 har Oppland fylkeskommune en klimafaktor på 1,2 både for store og små nedbørsfelt og sikkerhetsklasse er satt til 1,1 (SVV, 2018, N200, s. 88-89). I samtaler med Tore Nesje-Haugli har vi kommet frem at vi likevel skal benytte sikkerhets og klimafaktor lik 1,4.

2.2 Fordrøyning



Figur 6: Skisse dam

Som skrevet må nedslagsfelt beregnes til hver fordrøyningsdammene fastsettes. Dette vil da danne tilrenningen til hver dam. Deretter må tidsaspektet på når vannet kommer til hver dam sees på. Da må konsentrasjons- og tilrenningstiden beregnes. «Konsentrasjonstiden til et felt er den tid det tar for vannet å bevege seg gjennom dreneringssystemet fra de fjerneste delene av feltet til utløpet» (NVE,2015, s. 25). Deretter kommer tilrenningstiden som er tiden vannet bruker fra utløpet på eiendommen til fordrøyningsdammene.

For å beregne fordrøyingsbehovet i hver dam spiller også utløpsmengden inn, som varierer og avhenger av vannstandshøyden i dammen. Dammene er utformet som et trapes både på langs og på tvers. Dette medfører en vanskeligere prosess når de skal dimensjoneres og det blir mange ukjente faktorer på grunn av geometrien både for dammen og utløpet.

2.2.1 Nedslagsfelt

Nedslagsfeltene som er med illustrasjoner vist under vil da dekke hele området på MS.

Egentlig vil dam 2 ha nedslagsfeltet til dam 1 også. Dette legges inn igjen når dam 2 beregnes og innløpsmengden er nedslagsfeltet til dam 2 pluss utløpsmengden i dam 1. Dam 2 vil igjen ligge til grunn på samme måte for dam 3 pluss nedslagsfeltet til dam 3.



Figur 7: Nedslagsfelt til dam 1



Figur 8: Nedslagsfelt til dam 2



Figur 9: Nedslagsfelt til dam 3

2.2.2 Konsentrasjonstid/Tilrenningstid

Konsentrasjonstid

Ved å regne på konsentrasjonstiden for hver tomt, samt infrastruktur og deretter tilrenningstiden, finner man ut hvor lang tid vannet bruker til den aktuelle dammen.

Formel for konsentrasjonstid i urbane felt: $T_{cSVV} = 0,02 * L^{1,15} * H^{-0,39}$

Formel for naturlige felt: $T_{cSVV} = 0,06 * L * H^{0,5} + 3000 * A_{se}$

T_c = konsentrasjonstid [minutter]

A_{SE} = effektiv innsjøprosent (ved MS =0)

L = feltlengde [meter]

H = høydeforskjellen i feltet [m]

Formlene er hentet fra (NVE, 2015, s.25)

Tabell 7: Konsentrasjonstid

Område	Lengde [m]	Høydeforskjell [m]	Konsentrasjonstid [min]
Grønnstruktur 1 og friområde	1037	59	30,0
Grønnstruktur 2	620	32	0,0
Grønnstruktur 3	130	11	2,1
F/I_1:	121	10	2,0
F/I_2:	388	32	4,9
F/I_3:	258	16	4,0
I/L_1:	203	15	3,1
I/L_2:	250	10	4,7
K/I_1	212	9	4,0
K/I_2	115	9	2,0
F1	100	2	3,0
F K	122	3	3,3
F2 øvre del	249	12	4,3
F2 nedre del	300	8	6,3
Infrastruktur	766	40	9,8
Energianlegg K	90	5	1,9

Tilrenningstid

For beregning av tilrenningstid er noen forenklinger gjort. Det er satt jamt fall fra feltet til utløps punkt og brukt Coolebrooks diagram for $K=0,2$ fra *Vann- og avløpsteknikk* for å beregne rørdimensjonen, farten i røret med hensyn på fallet og derav kunne regne ut tiden det tar fra valgt felt til aktuell dam (Ødegaard, 2014, s.309).

Tabell 8: Tilrenningstid

Område	Lengde fra eiendom til punkt [m]	Høydeforskjell fra eiendom til punkt [m]	Fall	Fart [m/s]	Tilrenningstid [min]	Går til dam nr:
F/I_3:	39,3	1	2,54 %	2,6	0,25	3
I/L_1:	140	8	5,71 %	4,7	0,5	2
I/L_2:	125	9	7,20 %	4,2	0,5	2
K I_1	338,9	8	2,36 %	2,7	2,09	2
F1	282,2	15	5,32 %	2,5	1,88	1
F K	170	8	4,71 %	3,2	0,89	1
F2 øvre del	27,2	3	11,03 %	5,6	0,08	1
F2 nedre del	134,5	0,7	0,50 %	1,4	1,6	3
Energianlegg K	253,9	16	6,30 %	3,86	1,1	1

Tabell 9: Konsentrasjonstid + tilrenningstid

Område	Konsentrasjonstid [min]	Tilrenningstid [min]	Konsentrasjonstid + tilrenningstid	Går til dam nr:
Grønnstruktur 1 og friområde	30	0	30	2 og 3
Grønnstruktur 2	0	0	0	alle
Grønnstruktur 3	2,1	0	2,1	3
F/I_1:	2	0	2	1
F/I_2:	4,9	0	4,9	3
F/I_3:	4	0,25	4,3	3
I/L_1:	3,1	0,5	3,6	2
I/L_2:	4,7	0,5	5,2	2
K/I_1	4	2,09	6,1	2
K/I_2	2	0	2	1
F1	3	1,88	4,9	1
F K	3,3	0,89	4,2	1
F2 øvre del	4,3	0,08	4,4	1
F2 nedre del	6,3	1,6	7,9	3
Infra-struktur	9,8	0	9,8	3
Energianlegg K	1,9	1,1	3	1

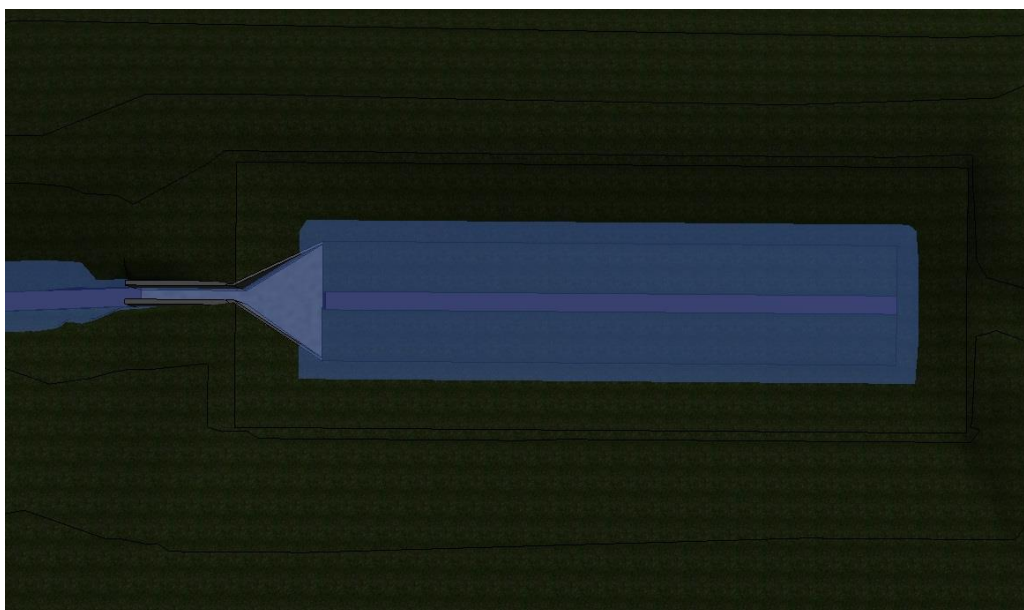
2.2.3 Avrenning til fordrøyningsdammer

Når konsentrasjons- og tilrenningstiden er funnet og avrenningen er beregnet fra områdene som er vist i kap. 3.1 og 3.2 kan dette settes opp med hensyn på tiden og hvilken dam det kommer inn i. Dette kan ha innvirkning på fordrøyningsvolumet og det kan være stort sprang på når vannet kommer til dammene. Fra grønnstruktur 2 vil en femtedel gå i dam 1 og dam 2 og 3 vil 2 femtedeler hver. Grønnstruktur 1 og friområde vil gi halvparten til hver av dammene. Konsentrasjons- og tilrenningstiden vil være den samme ved begge beregningsmåtene som utføres i denne oppgaven.

Tabell 10: Q_{inn} i dammer med forskjellig beregningsmetode

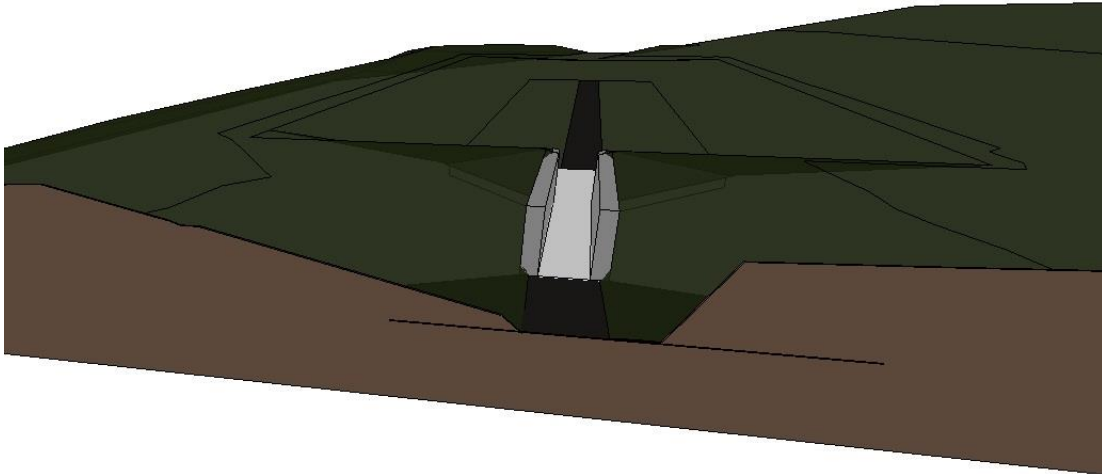
Område	Konsentrasjonstid + tilrenningstid	Går til dam nr:	Q_{inn} i dam med hensyn på overflater [l/s]	Q_{inn} i dam forenkla metode [l/s]
Grønnstruktur 1 og friområde	30	2 og 3	139,13	108,62
Grønnstruktur 2	0	alle	32,08	28,05
Grønnstruktur 3	2,1	3	31,31	27,38
FI_1:	2	1	93,16	33,89
FI_2:	4,9	3	187,88	72,49
FI_3:	4,3	3	118,46	43,09
IL_1:	3,6	2	101,01	43,09
IL_2:	5,2	2	148,82	59,02
KI_1	6,1	2	138,88	45,33
KI_2	2	1	58,44	19,08
F1	4,9	1	36,06	13,91
FK	4,2	1	106,32	36,58
F2 øvre del	4,4	1	136,25	46,88
F2 nedre del	7,9	3	144,22	49,62
Infra-struktur	9,8	3	171,21	78,10
Energianlegg K	3	1	30,05	10,10

2.2.4 Damutløp

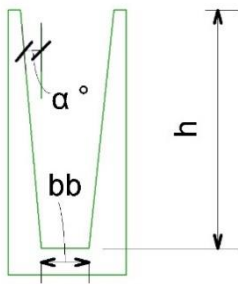


Figur 10: Dam og utløp i perspektiv

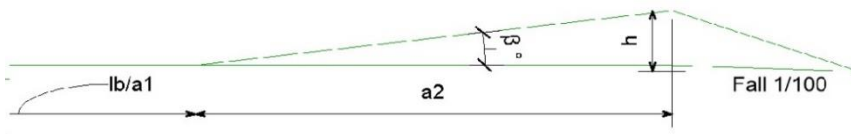
For å kunne si noe om hvor mye vann som skal fordrøyes i de ulike dammene, må utløpet utformes. Kriteriene som settes for å se på $Q_{\text{utløp}}$ er utløpets geometri, fall, overflate og vannstandshøyde. Utløpene i de tre dammene er utformet som et trapes med nesten vertikale sider. Grunnen er at trapesformen ikke jobber mot at utløpet skal tettes, men vil holde seg mere rent. Hvis utløpet eventuelt skulle begynne å tette seg vil vannstanden stige. Desto høyere vannstanden blir, jo høyere vil skjærspenningen bli og mindre sjans for at utløpet tetter seg. Utløpene vil ikke ha noen terskel i bunnen, fordi det er ønskelig at dammene skal være tilnærmet lik tommevære ved normale vær-situasjoner. Det vil si at normalt renner det kun en liten bekk gjennom dammene. Dette vil være estetisk fint å se på og føles naturlig. At dammene tømmer seg helt spiller også positivt inn på fordrøyningskapasiteten.



Figur 11: Tverrsnitt damutløp



Figur 12: Tverrsnitt dam utløp med angitte navn på mål



Figur 13: Lengde profil damutløp med angitte navn på mål

Formel for utløp:

$$Q_{ut} = h(b_b + h * \tan(\alpha)) * M * \left(\frac{h(b_b + h * \tan(\alpha))}{b_b + 2 \frac{h}{\cos(\alpha)}} \right)^{2/3} * \sqrt{I}$$

Utredning av formel

Bassengvolumet regnes med hensyn på vannhøyden (h), vinklene på sidene i forhold til vertikal akse og bunnbredden (a).

Det er valgt å benytte Mannings formel som brukes til å fastsette vannhastigheten i en kanal, kulvert eller rør når det er en fri vannflate. Dammen sees på som en kanal med utløpet som en innsnevring i kanalen.

Mannings formel:

$$v = M * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I}$$

Hydraulisk radius som uttrykk for vannføringsevnen til et åpent vannløp:

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

Kontinuitetsligningen brukes til å utlede et uttrykk for Q_{ut} :

$$Q = A * v$$

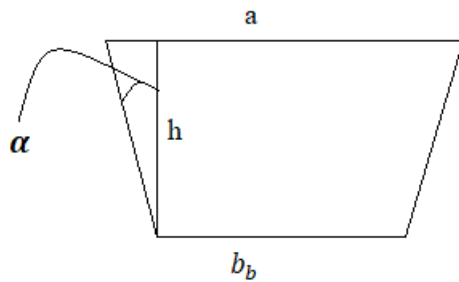
Der A er tverrsnitts areal og v er farten til vannet i utløpet. Begge vil variere med høyden (h) vannet vil ha og som blir sett på som lik i bassenget og utløpet.

Formlene er hentet fra (Ødegård, 2014).

Siden utløpet er formet som et trapes må vi bruke formel for areal i et trapes. Formelen er endre litt med hensyn på at det skal stemme med benevningen i oppgaven:

$$A = \frac{h(a + b)}{2} \Rightarrow A = \frac{h(a + b_b)}{2}$$

Hentet fra (Haugan, 2016, s. 11).



Figur 14: Trapez

Siden det ikke er konstant vannstand i utløpet vil høyden (h) variere, og det vil føre til at bredden i toppen (a) vil variere. Bredden i toppen (a), uttrykt ved hjelp av b_b , h og α :

$$a = b_b + 2h * \tan(\alpha)$$

$$A = \frac{h(b_b + (b_b + 2h * \tan(\alpha)))}{2} = \frac{h(2b_b + 2h * \tan(\alpha))}{2} = h(b_b + h * \tan(\alpha))$$

For å fastsette vannets hastighet gjennom utløpet brukes Mannings formel.

$$v = M * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I}$$

Mannings tall (M) har forskjellige verdier ettersom overflaten vannet skal renne over. I læreboka *Vann- og avløpsteknikk* kan vi lese noen av Mannings tallverdier (Ødegaard, 2014, s. 80). Ettersom utløpet er konstruert i betong og det kan sammenlignes med en kulvert uten sedimenter er det i denne oppgaven valgt å benytte normalverdien for betongkulvert som er rett uten sedimenter, som er lik 90. Dette skyldes at det ikke alltid er lønnsomt å legge seg i de øvre eller nedre sjiktet pga. under eller overdimensjonering.

Hydraulisk radius (R) er arealet av vått tverrsnitt dele på lengden av den våte periferien i tverrsnittet. Formelen for tverrsnitts areal har vi allerede uttrykt med h som eneste variabel. Deretter må vi uttrykke lengden av den våte periferien i tverrsnittet (P) med h som eneste variabel.

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

$$P = b_b + 2 \frac{h}{\cos(\alpha)}$$

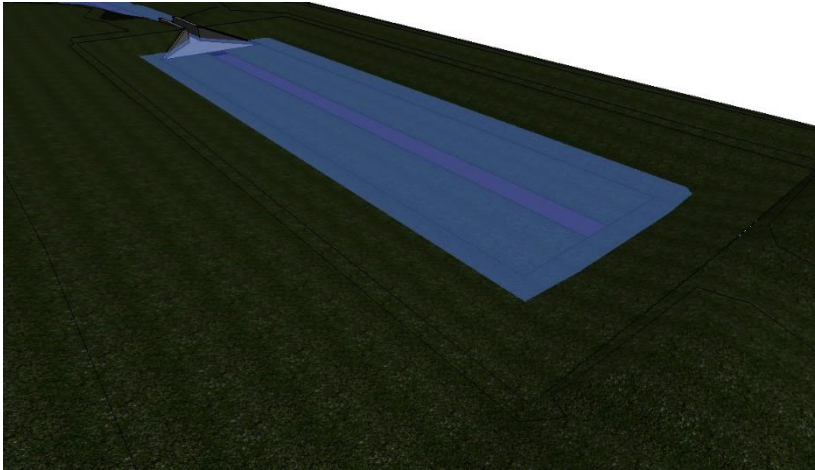
$$R = \frac{h(b_b + h * \tan(\alpha))}{b_b + 2 \frac{h}{\cos(\alpha)}}$$

I = fallet i utløpet [%]

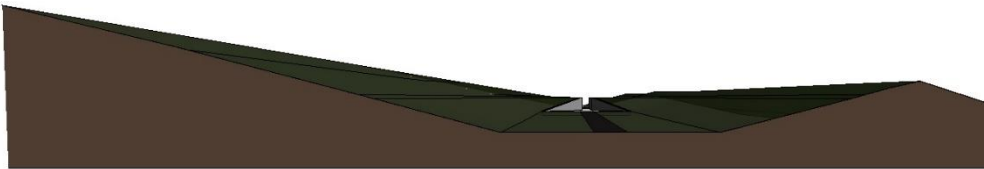
2.2.5 Fordrøyningsdammer

Utformingen av overflaten i dammene vil tilnærmet se ut som et naturlig beplantet terreng med en liten steinsatt bekk i midten som renner gjennom. Bare ved store nedbørsmengder vil vannstanden stige. Overflaten vil bli beplantet og planert «røft» for å oppnå så naturlig terreng som mulig.

$Q_{\text{utløp}}$ varierer med vannstanden i fordrøyningsdammene. Vi setter derfor $Q_{\text{utløp, konstant}} = 70$ % av den maksimale vannføringen ut av dammen. Dette er en regnemåte som er beskrevet i VA-MILJØBLAD nr. 69 (VA MILJØ BLAD, 2016, 4.3). Det er også en forenkling som vi utfører for begge metodene som beregnes i denne oppgaven. 70 % av maksimal vannføring ut av fordrøyningsdammen kan sees på som gjennomsnittsvannføring.

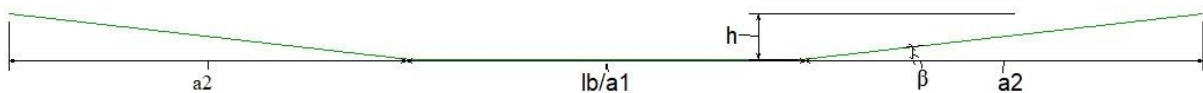


Figur 15: Skisse fordrøyningsdam



Figur 16: Tverrsnitt fordrøyningsdam

Damene vil ha forskjellige bunnbredde (a_1), lengde (l_b) og dybde (h). Skråningsvinkelen (β) er vinkelen på skråningen. Horisontal bredde for skråningene regnes med hensyn på høyden og vinkelen. For beregning av damvolum er det prøv og feil metoden som brukes. Setter lik vannhøyde i utløp og dam og ser hva volumet blir og hva nødvendig volum er.



Figur 17: Tverrsnitt fordrøyningsdam med angitte navn på mål

Beregning av damvolum med hensyn på $Q_{inn,t}$, $Q_{ut,t}$, $V_{t,n}$ $V_{t,n-1}$

$$V_{t,n} = Q_{inn,t} - Q_{ut,t} + V_{t,n-1}$$

$Q_{inn,t}$ = Mengde vann inn ved valgt varighet

$Q_{ut,t}$ = Mengde vann ut etter 70 % regelen

$V_{t,n}$ = Mengde vann i dammen ved n (valgt) varighet

$V_{t,n-1}$ = Rest mengde vann fra n - 1 (forrige) varighet

Beregning av damvolum med bunnbredd, bunnlengde, skråningsvinkel og høyde

$$V = a_1 * l_b * h + \left(l_b + \frac{2 * h}{\tan \beta} + a_1 \right) * \frac{h^2}{\tan \beta}$$

$$V = a_1 * l_b * h + (l_b + 2 * a_2 + a_1) * h * a_2$$

a_1 = bredde bunn dam [m]

l_b = lengde bunn dam [m]

$a_2 = \frac{h}{\tan \beta}$ = horisontal bredde av skråningen

$\beta = 5,71^\circ$ = skråningsvinkel

$0 \leq h \leq (h_{maks})$ = høyde på maksimalt vann nivå ut ifra valgt nedbørintensitet.

Dam 1

Fordrøyningsdam 1 er den øverste fordrøyningsdammen i MS. Q_{inn} i dammen vil være som vist i Tabell 10.

Tabell 11: Grunnlag for dam 1

Dam 1	
Høyde forskjell øst/vest	5 meter
Høyde forskjell nord/sør	4 - 7 meter
Lengde [m]	100
Bredde [m]	Ca. 30

Tabell 12: Mål dam 1 med hensyn på overflater

Lengde flatt [m] lb	80
Bredde flatt [m] a1	10
Vinkel på skråning (radian)	5,71

Tabell 13: Mål dam 1 ved forenklet beregning

Lengde flatt [m] lb	80
Bredde flatt [m] a1	10
Vinkel på skråning (radian)	11,31

Dam 2

Fordrøyningsdam 2 er den midterste dammen. Q_{inn} vil i dammen være som vist i Tabell 10: Q_{inn} i dammer med forskjellig beregningsmetode og Q_{ut} fra dam 1..

Inndata for plassering av dam 2:

Tabell 14: Grunnlag for dam 2

Dam 2	
Høyde forskjell øst/vest	5 meter
Høyde forskjell nord/sør	4 - 7 meter
Lengde [m]	70
Bredde [m]	Ca 30

Tabell 15: Mål dam 2 med hensyn på overflater

Lengde flatt [m] lb	50
Bredde flatt [m] a1	10
Vinkel på skråning (radian)	5,71

Tabell 16: Mål dam 2 ved forenklet beregning

Lengde flatt [m] lb	50
Bredde flatt [m] a1	10
Vinkel på skråning (radian)	11,31

Dam 3

Fordrøyningsdam 3 er den siste dammen og den som vil slippe vannet ut av området. Q_{inn} vil være som visst Tabell 10: Q_{inn} i dammer med forskjellig beregningsmetode og Q_{ut} fra dam 2.

Tabell 17: Grunnlag dam 3

Dam 3	
Høyde forskjell øst/vest	5 meter
Høyde forskjell nord/sør	4 - 7 meter
Lengde [m]	140
Bredde [m]	Ca 40

Tabell 18: Mål dam 3 med hensyn på overflater

Lengde flatt [m] lb	118
Bredde flatt [m] a1	8,5
Vinkel på skråning (radian)	5,71

Tabell 19: Mål dam 3 ved forenklet beregning

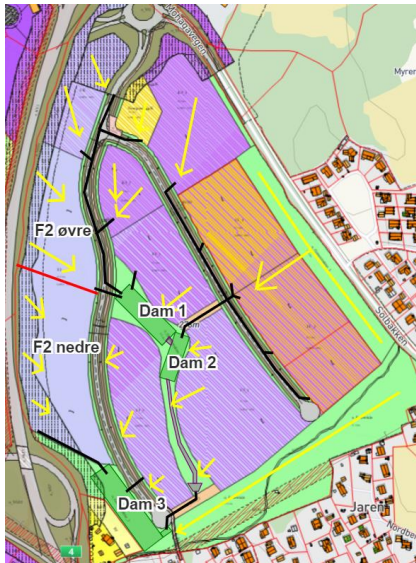
Lengde flatt [m] lb	118
Bredde flatt [m] a1	8,5
Vinkel på skråning (radian)	11,31

2.3 Ledning av overvann

Som nevnt tidligere blir det lagt opp til tre fordrøyningsdammer og tiden overvannet bruker inn til hver dam må beregnes. Reguleringsplankartet og dets høydekoter benyttes til dels for å se på hvor vannet vil renne eller ledes naturlig etter utbyggingen av området. Det er satt stort fokus på å finne en trygg og sikker måte å lede overvannet ut av området på. Med trygg og sikker måte menes det at anlegget skal tåle en overbelastning. Dette uten at bebyggelse og infrastruktur påføres skader. Det er valgt å lede og samle vannet i veigrøfter og/eller stedvis bli opprettet et overvanns røranlegg lagt sammen med de øvrige VA grøfter. Mellom

dammene vil de bli etablert kanaler for å lede vannet. Kanalene er utformet for å ha kapasitet til overløp fra dammene. Topografien rundt dammene vil være utformet for at ved høyere vannstand en utløpet vil likevel vannet ledes i ønsket retning, altså til kanalen. Utføres dette som planlagt vil eventuelle konsekvenser med overbelastning være ivaretatt. Dammene vil være «seriekoblet». Det vil si at alt vann i dam en renner til dam to, og dam to til dam tre.

Illustrasjon for hvordan overvannet ledes til fordrøyningsdammene.

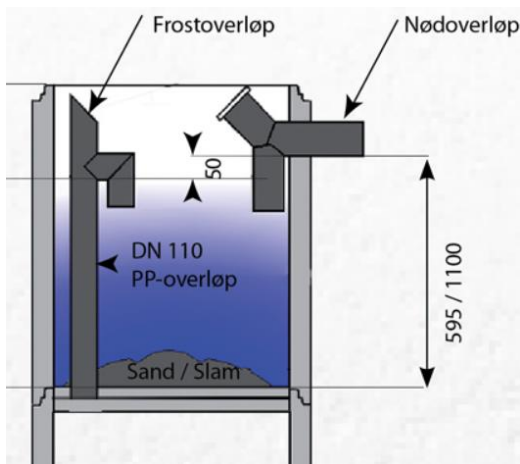


Figur 18: Ledning av overvannet.

Rød linje deler F2, og er skillete på området som går til punkt en eller punkt tre. De svarte linjene er overvannsrør. Gulelinjer er retningen overvann ledes åpent. Områder som ikke har rør inn på seg vil renne i dagen langs veigrøfter eller direkte mot kanalene/dammer. Alt overvann som skal inn på overvannsrør må først gjennom sandfang. Et sandfang eller infiltrasjonssandfang skal sørge for at partikler kan sedimentere i kummene og at vannet skal renne videre uten å føre med seg finstoff og uønsket materiale inn i røranlegget. I sandfangkummer er det også en eller flere «dykkere» som forhindrer partikler og gjenstander som flyter å komme inn på røranlegget.

Illustrasjonen under viser en infiltrasjonssandfangskum, med dykkere. Det er masse utskiftet rundt kummen og fylt med grove masser med lavt finstoffinnhold for å øke infiltrasjonsoverflaten som igjen øker infiltrasjonsevnen. Fordrøyningsvolumet vil også stige med denne løsningen. Vannet og partikler som kommer inn i sandfanget vil første havne oppå

ringen som står på hodet. Der vil sedimenteringen foregå. Vannet vil først renne ut i overløpet og deretter infiltreres i grunnen ved normalnedbør. Når infiltrasjons- og fordrøyningskapasiteten er maksimalt utnyttet vil vannet stige frem til det kommer opp til utløpet på nødoverløpet. Nødoverløpet fører vannet ut på røranlegget. Denne typen sandfang forhindrer finstoff i å tette overflaten der vannet kan infiltrere. Likevel vil ikke dette være noe stort bidrag for fordrøyningsbehovet ved kjempestore nedbørsmengder som er tilfellet i denne oppgaven. Ved overvannsrøranlegg stilles det også krav i Gran kommunes VA-norm, at avstand mellom kummer ikke kan overstige 80 meter (VA-norm, 2019, 7.14).



Figur 19: Infiltrasjonssandfang med dykker

Hentet fra (Loe Rørprodukter, 2019)

2.3.1 Kanal

Kanalene må plastres med grov stein som har god forkilingsevne. Dette for å forhindre erosjon av bunn og sidene.

Kanal en skal lede vannet fra dam 1 til dam 2. Høydeprofilen på kartet viser at det er lite fall mellom dammene, som vil si at farten på vannet vil være liten og vannspeilhøyden vil være høy. Derfor må kanalen ha tilstrekkelig kapasitet.

Kanal to skal lede vannet fra dam 2 og ned til Infra 2. Grunnen til at kanalen stopper der er så ikke vannet kommer i konflikt med teknisk infrastruktur som ligger i grunnen. Strekingen fra dam 2 og ned til Infra 2 er relativt slak og med lite fall.

Tabell 20: Inndata kanal, fra dam 2 til innløp rør Infra 2.

Total lengde kanal [m]	178,100
Total høydeforskjell kanal [m]	7
Fall, I	3,93 %
bredde kanal botn [m] b_b	0,3
Vinkel på skråning [grader] α (fra vertikal)	60
Tan(α)	1,732
Cos(α)	0,5
Manningstall, M	33
γ [N/m ³]	10000

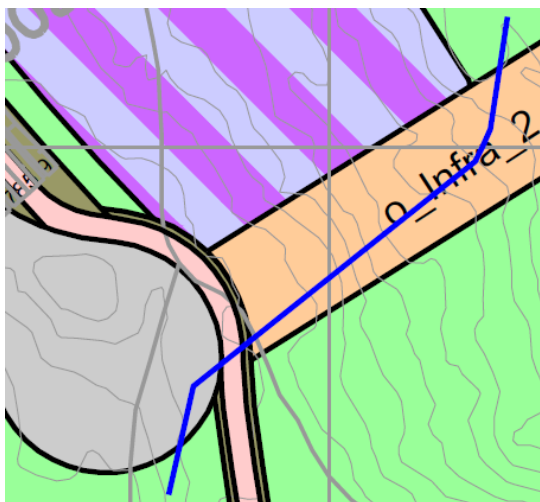
$$Q_{ut} = h(b_b + h * \tan(\alpha)) * M * \left(\frac{h(b_b + h * \tan(\alpha))}{b_b + 2 \frac{h}{\cos(\alpha)}} \right)^{2/3} * \sqrt{I}$$

Tabell 21: Kapasiteten til kanal mellom dam 2 og 3

h	Q	τ [N/m ²]
0,05	0,014	15,19
0,1	0,051	26,57
0,15	0,113	36,67
0,2	0,203	46,19
0,25	0,325	55,40
0,3	0,482	64,43
0,35	0,678	73,33
0,4	0,915	82,15
0,45	1,197	90,91
0,5	1,528	99,63

2.3.2 Rør

Fra kanal 2 og ned til dam 3 skal overvannet ledes i rør. Som nevnt tidligere skyldes det den tekniske infrastrukturen som skal ligge i Infra 2 og at det er uheldig å senke terrenget for en kanal over en va-grøft. Det er også satt i reguleringsplanen at friområdet skal stå uberørt, så det er ikke et alternativ å legge kanalen dit.



Figur 20: Rør forbi Infra 2 til dam 3

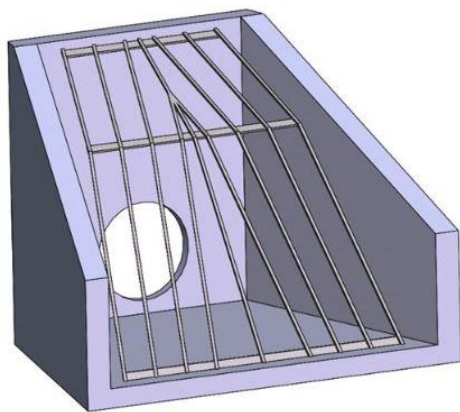
Når det gjelder materialvalg for overvannesrør falt valget på betongrør. Bakgrunnen for valget skyldes miljøbevissthet og en ny artikkel publisert i VA forum. «Han viser til resultater fra Storbritannia hvor betongrør har opptil 35 prosent lavere CO2 utslipp enn plastrør» (VA forum, 2017).



Figur 21: Illustrasjon av 600 mm betongrør.

Hentet fra (Basal, 2019).

Det må brukes et bekkeinntak av betong med rist for å sikre at røret ikke skal tettes av uønskede. Bekkeinntaket må beregnes etter, «Dimensjonerende tilstand for fangrister skal bestemmes ved 2/3 av høyden tetthet» (SVV, 2018, N200, s.95). Det bør også vurderes om det skal settes kum, selv om det i Gran kommunes Va-norm sies at det kan være 80 meter mellom kummer (VA-norm, 2019, 7.14). Det vil være naturlig at en plasserer kummer som retningsforandring på rørstrekkingen. Dette kommer også frem i VA-normen at bend i grøft ikke er tillatt, men at retningsforandringer i hovedsak skal skje i kum (VA-norm, 2019, 7.11). Derimot er det opp til kommunens VA-ansvarlige om det tillates. Bruk av for eksempel Basal ig-langbend vil trolig tillates da disse kan ha en retningsforandring på 5 grader i muffen på røret. For å oppnå ønsket retningsforandring kan flere rør brukes og ifølge Basal er de hydrauliske forholdene ivaretatt (Basal, 2019). Det kan være både fordeler og ulemper med å ikke ha kum da de er en ulempe at de er en stor kuldebro og fare for frost er stor. Fordelen med kum er hvis noe skulle skje inne i røret er det enklere å for eksempel tine/spyle rør i kortere strekninger. Det er her valgt at å ikke benytte kum er det beste alternativet da fangrist vil hindre uønskede materialer å bli med inn i røret og at ig-langbend vil opprettholde kapasiteten på røret.



Figur 22: Illustrasjon av bekkeinntak med fangrist.

Hentet fra (Skjøveland, 2019).

For å bestemme rørdimensjonen på betongrøret er $k = 1$ mm. Ifølge tabell 11.3. i Vann- og avløpsteknikk skal betongrør med tilknytninger og bend ha $k=1,5$. Dette kan sees bort ifra når ig-langbend brukes og den hydrauliske kapasiteten er ivaretatt (Ødegaard, 2014, s. 308), (Basal, 2019).

En k -verdi er en verdi som uttrykker ruheten i røret. Videre går man inn i Coolebrooks diagram og finner tilstrekkelig rørdimensjon. I dette tilfellet leser man i med hensyn på fallet og vannmengden som i kanalen er høyere enn $Q_{\text{utløp}}$ i dam 2. Dette for å kunne ivareta eventuelt behov for flomløp.

Tabell 22: Inndata og dimensjonert rør fra kanal til dam 3

Lengde [m]	96
Høydeforskjell [m]	13
Fall	14 %
Q [m^3/s]	1,5
Henter diameter fra Coolebrooks diagram $k=1$	
Betongrør	
Diameter [mm]	600

3. Resultater

3.1 Beregning med hensyn på overflater

Avrenningskoeffisient og dimensjonerende areal

Tabell 23: Avrenningskoeffisient med hensyn på overflater

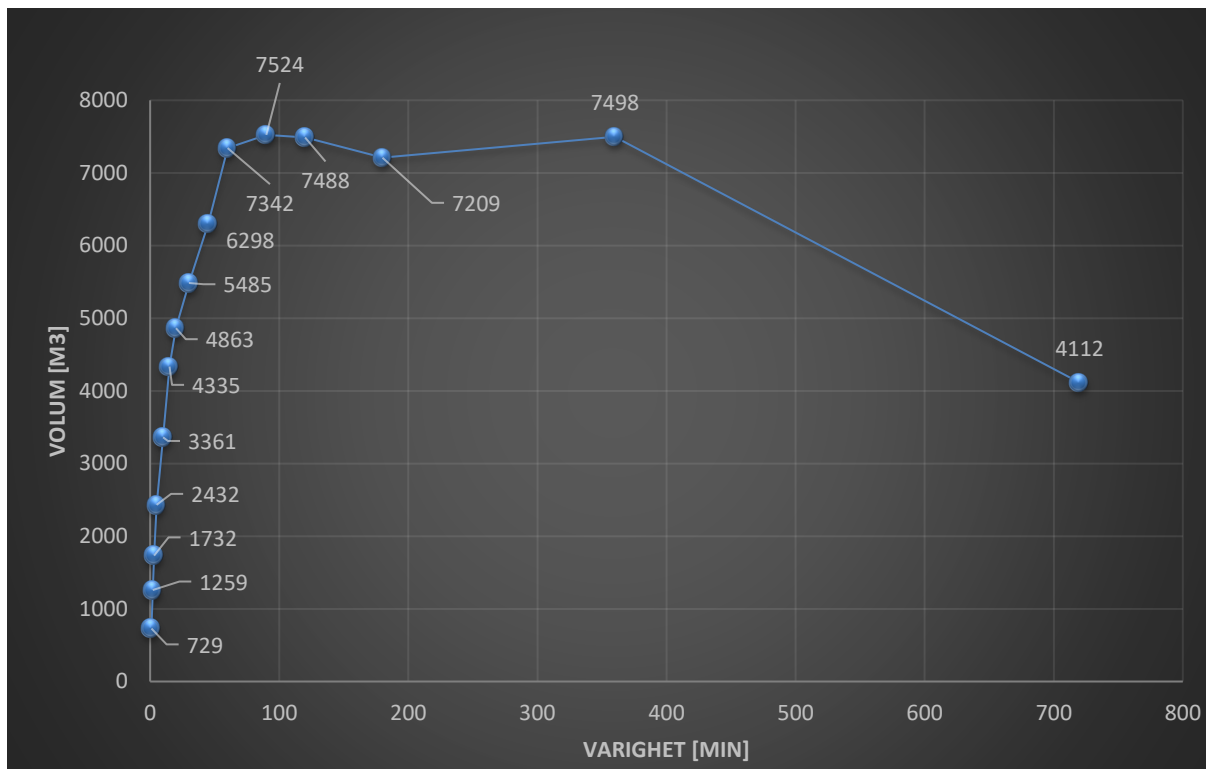
Beregnet avrenningskoeffisient med hensyn på overflate areal og dimensjonerende areal. Viser til vedlegg nr. 1 for beregning av arealer og avrenningskoeffisienter.

Arealer som er med i beregningen		Avrenningskoeffisient	Dimensjonerende areal [Ha]
Område	[Ha]		
Grønnstruktur	3,82	0,300	1,146
Frionråde	3,49	0,350	1,222
F/I_1:	1,51	0,721	1,089
F/I_2:	3,23	0,680	2,196
F/I_3:	1,92	0,721	1,385
I/L_1:	1,92	0,615	1,181
I/L_2:	2,63	0,662	1,740
K/I_1	2,02	0,804	1,624
K/I_2	0,85	0,804	0,683
F1	0,62	0,680	0,422
F K	1,63	0,763	1,243
F2	4,30	0,763	3,279
energianlegg K	0,45	0,781	0,351
infrastruktur	3,48	0,575	2,002
Totalt	31,87	0,614	19,561
		Midlere avrenningskoeffisient	

Bestemmelse av nedbørsvarighet

Figur 23: Nedbørsvarighet med hensyn på overflater

Bestemmelse av nedbørsvarighet med hensyn på de forutsatte overflatene og valgte avrenningskoeffisienter for de aktuelle overflater. Viser til vedlegg nr. 3, tabell for bestemmelse av nedbørsvarighet og vedlegg nr. 2 for nedbørintensiteter.



Tabell 24: Valgt nedbørsvarighet med hensyn på overflater

Utdrag fra tabell for bestemmelse for nedbørsvarighet.

Nedbørsvarighet	
Nedbørsintensitet [l/s ha]	61,10
Varighet [min]	90
Totalt areal [ha]	31,87
Avrenningskoeffisient	0,61
Dimensjonerende areal [Ha]	19,56
Klimafaktor	1,4
Q _{70%} [l/s]	280

Fra figur 23 kan vi se at nedbørsvarigheten blir 90 minutter for nedbør med 200 års returperiode og utløpsmengde fra området på maksimalt 400 l/s og gjennomsnitts utløpsmengde på 280 l/s.

Avrenning

Tabell 25: Avrenning fra eiendommene med hensyn på overflatene

Viser til vedlegg nr. 4, Utrekning av Q.

Område	Q [l/s ha]
Grønnstruktur	98,03
Friområde	104,49
F I_1:	93,16
F I_2:	187,88
F I_3:	118,46
I L_1:	101,01
I L_2:	148,82
K I_1	138,88
K I_2	58,44
F1	36,06
F K	106,32
F2	280,46
energianlegg K	30,05
infrastruktur	171,21
Totalt	1673,26

3.2 Beregning med forenklet metode

Avrenningskoeffisient og dimensjonerende areal

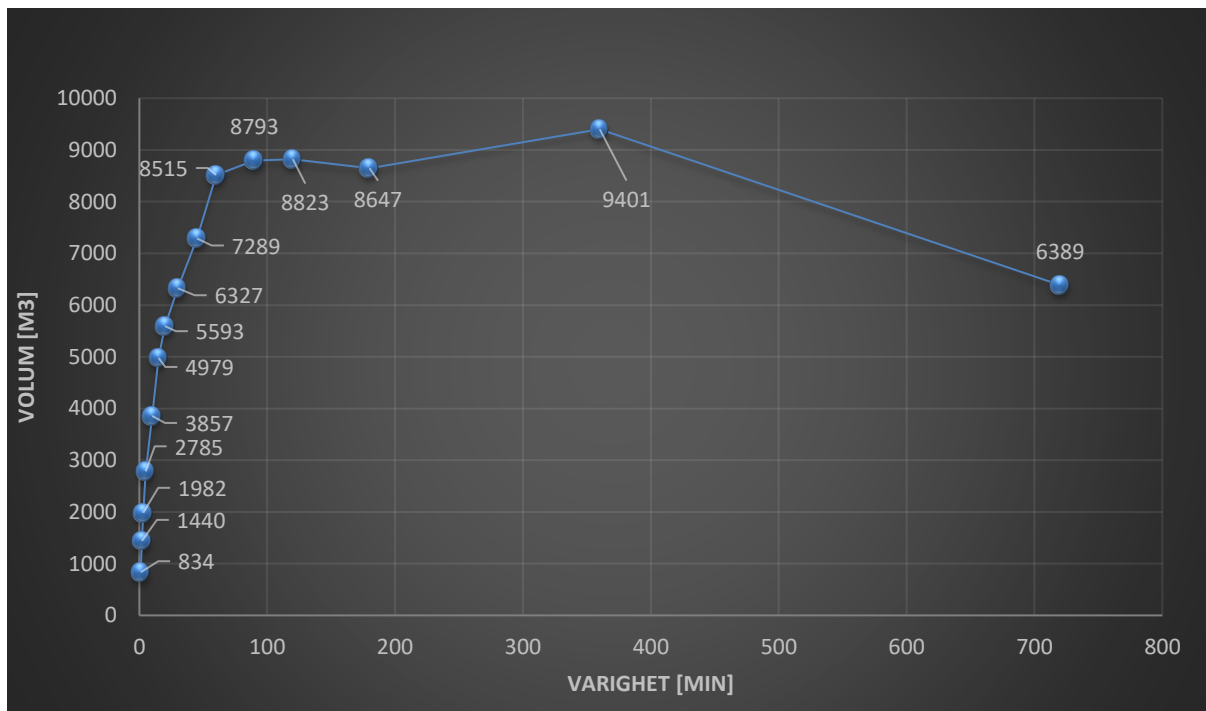
Tabell 26: Avrenningskoeffisient og dimensjonerende areal for forenklet metode

Arealer		Avrenningskoeffisient (midlere)	Dimensjonerende areal [Ha]
Område	[Ha]		
Grønnstruktur	3,82	0,7	2,674
Friområde	3,49		2,443
F/I_1:	1,51		1,057
F/I_2:	3,23		2,261
F/I_3:	1,92		1,344
I/L_1:	1,92		1,344
I/L_2:	2,63		1,841
K/I_1	2,02		1,414
K/I_2	0,85		0,595
F1	0,62		0,434
F K	1,63		1,141
F2	4,30		3,01
Energianlegg K	0,45		0,315
Infrastruktur	3,48		2,436
Totalt	31,87		

Bestemmelse av nedbørsvareighet

Figur 24: Nedbørsvareighet med forenklet metode

Bestemmelse av nedbørsvareighet med hensyn på de forutsatte overflatene og valgte avrenningskoeffisienter for de aktuelle overflater. Viser til vedlegg nr. 3, tabell for bestemmelse av nedbørsvareighet.



Tabell 27: Valgt nedbørsvareighet med forenklet metode

Utdrag fra tabell for bestemmelse for nedbørsvareighet. Viser til vedlegg nr. 2 for nedbørintensiteter.

Nedbørsvareighet	
Nedbørintensitet [l/s ha]	22,90
Varighet [min]	360
Totalt areal [ha]	31,87
Avrenningskoeffisient	0,70
Dimensjonerende areal [Ha]	22,31
Klimafaktor	1,4
Q ut frå området [l/s]	280

Fra figur 24 kan vi se at nedbørsvareigheten blir 360 minutter for nedbør med 200 års returperiode og utløpsmengde fra området på maksimalt 280 l/s.

Avrenning

Tabell 28: Avrenning fra eiendommene med forenklet metode

Viser til vedlegg nr. 4, Utregning av Q.

Område	Q [l/s ha]
Grønnstruktur	85,73
Friområde	78,32
F I_1:	33,89
F I_2:	72,49
F I_3:	43,09
I L_1:	43,09
I L_2:	59,02
K I_1	45,33
K I_2	19,08
F1	13,91
F K	36,58
F2	96,50
Energianlegg K	10,10
Infrastruktur	78,10
Totalt	715,23

3.3 Fordrøyning

Fordrøyningsbehovet vil være forskjellige etter hvordan beregningene er gjort. Siden vi her skal sammenligne to metoder må vi finne fordrøyningsbehovet for begge.

Formel for damvolum:

$$V = a_1 * l_b * h + \left(l_b + \frac{2 * h}{\tan \alpha} + a_1 \right) * \frac{h^2}{\tan \alpha}$$

Forklaring av faktorer og verdier er beskrevet i kap. 2.2.5.

3.3.1 Fordrøyningsbehov med hensyn på overflater

Fra vedlegg nr: 5 kan vi se nødvendig fordrøyningsbehov ut ifra vedlegg nr: 6 for beregning av damutløp. Vedlegg nr: 7 viser utregning av damvolum.

Dam 1:

$$V = 200,04h^3 + 900,09h^2 + 800h$$

$$h = 1,06 \text{ m}$$

$$\underline{V = 2097,6 \text{ m}^3}$$

Dam 2

$$V = 200,04h^3 + 600,06h^2 + 500h$$

$$h = 1,13$$

$$\underline{V = 1619,86 \text{ m}^3}$$

Dam 3

$$V = 200,04h^3 + 1265,13h^2 + 1003h$$

$$h = 1,25 \text{ m}$$

$$\underline{V = 3621,23 \text{ m}^3}$$

Totalt fordrøyningsvolum uavhengig av varighet blir: 7310 m³

Totalt fordrøyningsbehov uavhengig av varighet er 7268 m³

3.3.2 Fordrøyningsbehov med forenklet metode

Siden arealene i grøntområdene er maksimalt utnyttet kan ikke dammene få et større grunnareal. Derav må de bli dypere og brattere skråninger i dammene. Fra vedlegg nr. 8 kan vi se nødvendig fordrøyningsbehov ut ifra vedlegg nr. 9 for beregning av damutløp. Vedlegg nr. 10 viser utregning av damvolum.

Dam 1

$$V = 50h^3 + 450h^2 + 800h$$

$$h = 1,18 \text{ m}$$

$$\underline{V = 1652,7 \text{ m}^3}$$

Dam 2

$$V = 50h^3 + 300h^2 + 500h$$

$$h = 1,98 \text{ m}$$

$$\underline{V = 2511,9 \text{ m}^3}$$

Dam 3

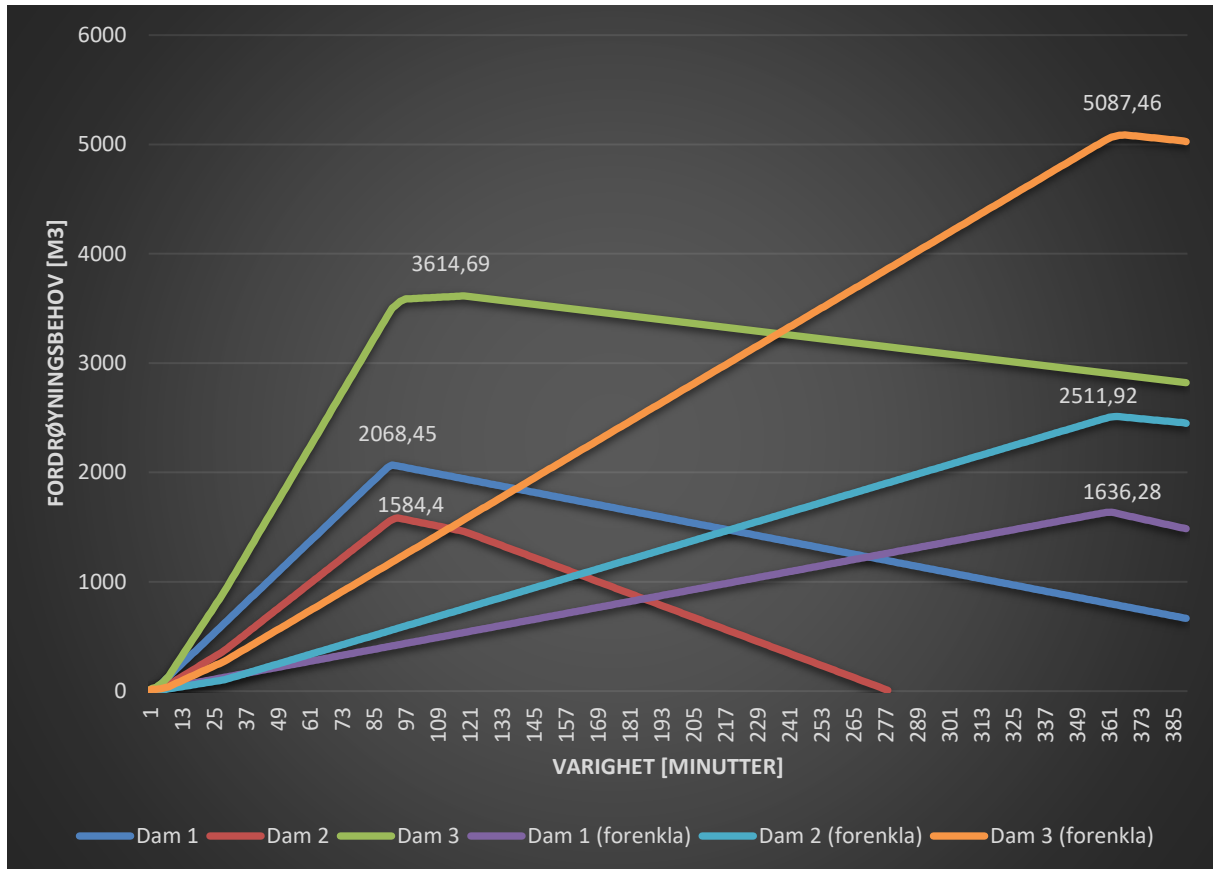
$$V = 50h^3 + 632,5h^2 + 1003h$$

$$h = 2,04 \text{ m}$$

$$\underline{V = 5087,5 \text{ m}^3}$$

Totalt fordrøyningsvolum uavhengig av varighet blir: 9252 m³

Totalt fordrøyningsbehov uavhengig av varighet er 9236 m³



Figur 25: Grafisk fremstilling av fordrøyningsbehov ved de 2 forskjellige metodene

Grafen er fremstilt fra vedlegg nr. 7 og 10.

4 Diskusjon

Ut ifra resultatene som kommer frem er det enkelt å si hvilken metode som bør bli valgt. Det vil være en økonomisk fordel, men også en fordel for det estetiske uttrykket MS vil gi. Ved beregning med hensyn på overflater vil fordrøyningsdammene fremstå som et fint grøntområde som leder til uteaktiviteter og tur muligheter gjennom og på området.

4.1 Evaluering

Metoden som er brukt ved beregningene med hensyn på overflater er ikke direkte gjort uten forenklinger. Det ble satt at gjennomsnittlig utløpsmengde fra dammene er lik 70 % og derav kan vi sette utløpsmengden som konstant for beregninger. Bevis for at dette stemmer har vi ikke, men velger å stole på *VA MILJØ BLAD* nr. 69 siden vi anser dette som en troverdig kilde (*VA MILJØ BLAD*, 2016). Vi har ligningen for å beregne utløpsmengden med hensyn på mengde inn og vannstanden i dammene. Mannings formel samt geometrien på dammene og utløpene kompliserer dette uttrykket betydelig. Likeså hadde problemet bygget på seg for dam 2 og dam 3 da ligningen hadde blitt med en gang til for mengde inn i dammene. Vi skjønnte etter en stund og i samtaler med mattelærere at dette ville bli en stor prosess. Differensialligning eller numerisk løsning hadde vært måter å løse dette på. Hadde vi lyktes med å beregne eksakt utløpsmengde, hadde man unngått å gjøre forenklingen, og kunne fastslått gjennomsnittlig utløpsmengde.

Metoden for forenkla beregning satt opp imot beregninger med hensyn på overflater viser at selv om forenklingen bare gjelder areal beregninger og avrenningskoeffisient gir det stort utslag. Bruk av fastsatt avrenningskoeffisient er vi svært kritiske til, og stiller spørsmål til hvorfor disse oppgis? Siden fordrøyningsbehovet for MS er beregnet med to ulike avrenningskoeffisienter, får vi som vist i resultatet bevist vår skepsis til avrenningskoeffisient for industriområdet. Dette skyldes at avrenningskoeffisienten fra rapporten m-293 lik 0,7 for kupert terreng ikke tar hensyn til lokale forhold og utnyttelsesgraden av eiendommene (*COWI*, 2015). Forenkla beregning fører til at den midlere avrenningskoeffisienten økes med

12,29 %. Dette fører igjen til økning i fordrøyningsbehovet med 21,31 %. Grunnlaget for differansen mellom økningen fra avrenningskoeffisient til fordrøyningsbehovet er at nedbørsvarigheten øker for den forenklete metoden. For bestemmelse av nedbørsvarighet se Figur 23 og Figur 24. Dette viser at arbeidet som ble lagt ned for å finne en nøyaktig midlere avrenningskoeffisient for MS har redusert fordrøyningsbehovet med 1968 m³.

Figurene og tabellen som vist i vedlegg nr. 5 og 8 kan også være en forenkling for bestemmelse av fordrøyningsvolum. Som vi ser i tabellene ville fordrøyningsanlegget da blitt overdimensjonert. Økningen fra beregning av fordrøyningsbehovet til denne metoden blir da henholdsvis 3,41 % for beregning med hensyn på overflater, og 1,76% for beregning med forenklet metode. Grunnen til differansen mellom økningen er at grønnstruktur 1 og friområdet gjør spesielt utslag da områdene har en konsentrasjonstid på 30 min som vist i Tabell 7 og Tabell 9. Konsentrasjonstiden til områdene forlenger varigheten på vannmengdene inn i dammene. Dette gjør at gjennomsnittlig Q_{inn} blir lavere enn om varigheten settes lik nedbørsvarigheten. Differansen fra avrenningskoeffisientene for grønnstruktur/skogsområder og for industriområdet vist i

Tabell 2, samt størrelsen på arealene på disse områdene gir betydelig utslag på differansen mellom beregningene.

Det kan for mange virke rart at det ble valgt å hente nedbørstdata fra målestasjonen på Gjøvik, men pga. Gjøvik sine historiske data gjør dette dataene mere troverdige. Hadde nedbørstdata fra Jaren blitt brukt, ville man endt opp med helt andre nedbørstdata. Dette skyldes at det ikke finnes noen lokal målestasjon på Jaren med lang historikk, som medfører at nedbørstdataene blir upålitelige. Til sammenligning er nedbørintensiteten for Jaren 73,1 og Gjøvik 61,1 [l/s*ha] med returperiode på 200 år og en varighet på 90 minutter (Norsk Klimaservicesenter, 2019). Hadde man benyttet nedbørintensitet for Jaren ville fordrøyningsbehovet økt betraktelig.

Som nevnt er det valgt åpen fordrøyning på MS. Det finnes både fordeler og ulemper ved å velge en slik løsning. Begrunnelsen for åpen fordrøyning handler i stor grad om økonomi og vedlikehold. Åpen fordrøyning er enklere å drifte og det er en stor kostnadsforskjell ved utbygging av åpne kontra lukket fordrøyning. Åpen fordrøyning er arealkrevende. I tilfeller der areal er mangelvare eller kostbart er ikke dette egnet. På MS er det inntegnet grønnstruktur som kan benyttes til nettopp dette formålet.

Lukket fordrøyning kunne også vært etablert under parkeringsplasser på hver enkelt eiendom. Dette er et godt alternativ, men det koster betraktelig mere. Da hadde også den enkelte eiendomskjøper måttet stått for byggingen. Dette på grunn av at det er uvisst for utbygger å vite hvordan eiendommen vil bli utnyttet og derav hvor fordrøyningsanlegg skal bli etablert. Ved å velge et lukket anlegg på MS og belaste kjøper med kostnadene ved bygging, gjør

industriområdene mindre attraktive. Det hadde heller ikke vært gjennomførbart da fordrøyningsbehovet til dels hadde vært til stede ved utbygging av området.

4.2 Konklusjon

Vi konkluderer med at valg av beregningsmetode spiller stor rolle for resultatet. Det kan være enkelt som ansvarlig for prosjektering å velge enkle metoder for beregning, med forenklinger som alltid runder opp. Dette igjen vil påføre utbygger unødvendige ekstra kostnader. Hvis kapasitetsforskjellen sies å være lik kostnadsforskjellen kan dette bli store summer. For MS er det riktig å prosjektere overvannsanlegget med nøyaktige beregninger av arealer og overflatenes avrenningskoeffisient.

Det å illustrere og se for seg hvordan de planlagte inngrepene kommer til å se ut og påvirke naturen og miljøet er svært viktig. Ved å kombinere ulike overvannsløsninger kommer man frem til en løsning som egner seg best for området. Ved å tilbakeføre grønne arter i sidene på fordrøyningsdammene vil de være med på å opprettholde den grønne strukturen som er planlagt på MS.

I arbeidet med denne oppgave har vi funnet ut at det er mange usikre faktorer som spiller inn på dimensjoneringsresultatet:

- Overvannsmengden er stor. Ved forenklet beregning vil det være vanskelig å gjennomføre utbyggingen av overvannsanlegget som planlagt. Det vil være svært sjenerende med dammer som er opp imot 2 meter dype, med bratte skråninger. Sikkerheten rundt dammene vil da bli lav og tiltak må gjøres for å forhindre fatale ulykker som kan oppstå ved fall ned damsidene.
- Dimensjoneringen har tatt høyde for svært stor nedbør og kan sees på som overdimensjonert. Grunnlaget for dimensjonering med 200 års returperiode er at RV4, boligfelt og barnehage ligger nedstrøms og den samfunnsøkonomiske delen spiller derfor sterkt inn. Valg av sikkerhetsklasse fra TEK17 gjør også at området skal dimensjoneres for 200 års returperiode. Med dagens klimaforandringer er det også

greit å være på den sikre siden når det er så mange usikre faktorer. Dette også med tanke på hvordan topografien er og vil bli på MS.

- Konstrueringen av utløpene er en god løsning for fremtidig drift av anlegget. Fordrøyningsvolumet kunne også blitt utregnet mere nøyaktig hvis det hadde vært satt opp en funksjon for damvolum med hensyn på tidsintervall og inn-/utløp. Dette har vi ikke gjort da vi støtter oss på 70% regelen. Det hadde også vært en stor oppgave og nesten en problemstilling for seg selv å finne ut dette. Problemstillingen kunne da vært: «Hva blir gjennomsnittlig Q_{ut} fra en fordrøyningsdam med trapesutløp uten terskel og Q_{inn} som varierer etter varigheten?».
- Ved beregning med hensyn på overflater vil det estetiske resultatet bli bra. Det eneste som kan skille seg ut er damutløpene og bekkeinntaket i betong. Driftsverdien av anlegget veier høyere enn noen punkter som kan sees på som mindre fine. Beplantning og vegetasjon samt hvordan terrenget lages rundt vil være avbøtende tiltak.
- Valg og bestemmelse av avrenningskoeffisient har stor betydning. Som nevnt er nøyaktig beregning av arealene til forskjellige overflater og utregning av midlere avrenningskoeffisient viktig.
- Den økonomiske situasjonen vår løsning vil fremkalle, må sees opp imot eiendomsprisen og den regulerte løsningen og eventuelt tillegg for denne overvannshåndteringen. Er dette lønnsomt? Vi mener at mye taler for løsningen, men har ikke grunnlag for å nøyaktig si om det lønner seg eller ikke da vi ikke kjenner kostnadsgrunnlaget. Eventuell kjøper vil i hvertfall kommet til et mere ferdig produkt ved kjøp og trenger kun å få ledet vannet inn på systemet. Det kan kreves spesielle rens tiltak, men det kommer an på hvilket næringsformål eiendommene har.

Litteraturliste

Basal (2019) *Produktkatalog* [internett]. Tilgjengelig fra:

https://basal.no/produktkatalog/Basal_produktkatalog_2012.pdf (Lest 17.03.2019)

Bjerknessenteret (2013) *Klimaendringer i Norge frem til i dag*. M37. Trondheim:

Miljødirektoratet. Tilgjengelig fra:

<https://www.miljodirektoratet.no/globalassets/publikasjoner/M37/M37.pdf> (Hentet 07.03.2019)

COWI (2015) *Gjennomgang av avrenningsfaktorer*. M- 293. Trondheim: Miljødirektoratet.

Tilgjengelig fra: <https://www.miljodirektoratet.no/globalassets/publikasjoner/m293/m293.pdf> (Hentet 21.02.2019)

Dannevig, P. og Harstveit, K. (21. april 2019) Klima, i: *SNL* [Internett]. Tilgjengelig fra:

<https://snl.no/klima> (Lest 06.04.2019)

Haugan, J. (2016) *Formler og tabeller*. 3. utgave. OSLO: NKI Forlaget AS.

Loe Rørprodukter (2019) *IFS DN 1000* [Internett]. Tilgjengelig fra:

http://loe-ror.no/produkter/detalj/ifs_dn_1000_liten (Lest 05.05.2019)

Meld. St. 33 (2012–2013) *Klimatilpasning i Norge*. Oslo: Klima- og miljødepartementet.
Tilgjengelig fra: <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/meld-st-33-20122013/id725930/sec4?fbclid=IwAR1v-2smd0GOZAW7Q4jqVSqhnry7gapjLdG5sK1SpyPuV4B-cNqRImlRc1g> (Hentet 28.04.2019).

Nevina (2019) *Nedbørsfelt* [Internett]. Tilgjengelig fra:
<http://nevina.nve.no/> (Lest 05.01.2019)

Norges vassdrags- og energidirektorat [NVE], (2015) *Veileder for flomberegninger i små uregulerte felt*. Veileder nr. 7. Oslo: NVE. Tilgjengelig fra:
http://publikasjoner.nve.no/veileder/2015/veileder2015_07.pdf (Hentet 10.02.2019)

Norsk Klimaservicesenter (2019) *Nedbørintensitet* [Internett]. Tilgjengelig fra:
<https://klimaservicesenter.no/faces/desktop/idf.xhtml> (Lest 10.01.2019)

Overvann (7. mars 2016), i: *Klimatilpasning* [Internett]. Tilgjengelig fra:
<http://www.klimautilpasning.no/klimautfordringer/overvann/> (Hentet 15.04.2019)

Paus, k (2014) *Crash-kurs i overvannsberegninger*. [Internett]. Tilgjengelig fra:
https://norsk vann.no/images/gjertrude/pdf/Dag_1_-_05_-_Crash-kurs_i_overvannsberegninger_Paus.pdf?fbclid=IwAR3on_wSgIJrsq-evo3a401sQna4nCVMeTF2DC87jmCo5n7fIGpR78x_1M4 (Hentet 04.02.2019)

Rambøll (2015a) *Bestemmelser tilknyttet områdereguleringsplan for Mohagen sør. Gran: Gran Kommune*. Tilgjengelig fra: <https://docplayer.me/6972324-Gran-kommune-bestemmelser-tilknyttet-omradereguleringsplan-for-mohagen-sor.html> (Hentet 05.02.2019)

Rambøll (2015b) *Områderegulering med konsekvensutredning for Mohagan Sør. Revisjon.*

Tilgjengelig fra: <https://docplayer.me/11773335-Planbeskrivelse-omraderegulering-med-konsekvensutredning-for-mohagan-sor.html> (Hentet 07.02.2019)

Rambøll (2015c) *Risikoakseptkriterier for overvannsflo og dimensjonerende nedbør. M-318.* Trondheim: Miljødirektoratet. Tilgjengelig fra:

<https://www.miljodirektoratet.no/globalassets/publikasjoner/m318/m318.pdf> (Hentet 21.01.2019)

SINTEF Byggforsk (2015) *Parkeringsplasser og garasjeanlegg.* ISSN 2387-6328.

Skjæveland (2019) *Bekkeinntak* [Internett]. Tilgjengelig fra:

<http://www.stormaqua.no/skjaeveland/4-overvannshaandtering/bekkeinntak/bekkeinntak>
(Lest 17.03.2019)

Statens Vegvesen [SVV], (2018) *Vegbygging.* Håndbok N200. Statens vegvesen.

TEK17. *Byggteknisk forskrift.* Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/7/7-2/> (Hentet 15.02.2019)

VA forum (2017) *Betongrør er best for miljøet* [Internett]. Tilgjengelig fra:

<http://vaforum.no/artikler/222/Betongror-er-best-for-miljoet> (Lest 17.03.2019)

VA MILJØ BLAD, nr. 69 (2016) *Overvannsdammer. Beregning av volum*. Tilgjengelig fra:
<http://www.va-blad.no/overvannsdammer-beregning-av-volum/> (Lest 05.04.2019)

VA-norm. VA-norm for Gran Kommune. Tilgjengelig fra:

<http://www.va-norm.no/dokument/7-transportssystem-overvann/7-14-avstand-mellom-kummer/?source=34&override=1&real=2494&l=nb> (Hentet 10.02.2019)

Ødegaard, H. (2014) *Vann- og avløpsteknikk*. 2. utg. Norsk vann.

Vedlegg 1

Areal beregning, avrenningskoeffisienter og Q

F/I_1:

Hvis det totale arealet bygges som forretning/industri kreves det en parkeringsplass pr 50m ²			
Enhet	[stk]		
Antall parkeringsplasser	136		
Enheter	[m ²]	Antall	Areal [m ²]
Dimensjonerende areal på parkeringsplass	12,5	129	1613,81
Dimensjonerende areal på handikapparkeringsplass	22,5	7	152,89
Sum			1766,70
(SINTEF Byggforsk, 2015, ISSN 2387-6328)			
I tillegg vil det være behov for vei, vendesoner og lignende som er asfaltert, så velger å gange parkerings arealet med 2,5 for å få det totale asfalterte arealet.			
Enheter	[m ²]	[ha]	
Totalt antatt asfaltert areal	4416,75	0,441675	
Totalt bebygd areal	6795,00	0,679500	
Igjen stående av arealet som blir grønt	3888,25	0,388825	

φmidl =	0,721
φ 1, asfaltert	0,850
A1, asfaltert	0,442
φ 2, bebygd areal	0,850
A2, bebygd areal	0,680
φ 3, skogsområde	0,350
A3, skogsområde	0,389

Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	93,16
Klima- og sikkerhetsfaktor, 40 %	1,400

F/I_2:

Tillat BYA		40 %	
Enheter	[Ha]	[m ²]	
Areal [Ha]	3,23	32300	
Max areal av bygg	1,292	12920	
Hvis det totale arealet bygges som forretning/industri kreves det en parkeringsplass pr 50 m ²			
Enhet		[stk]	
Antall parkeringsplasser		258	
Enheter	[m ²]	Antall	Areal [m ²]
Dimensjonerende areal på parkeringsplass	12,5	245	3068,50
Dimensjonerende areal på handikapparkeringsplass	22,5	13	290,70
Sum			3359,2
(SINTEF Byggforsk, 2015, ISSN 2387-6328)			
I tillegg vil det være behov vei, vendesoner og lignende som er asfaltert, så velger å gange parkerings arealet med 2,5 for å få det totale asfalterte arealet.			
Enheter	[m ²]	[ha]	
Totalt antatt asfaltert areal	8398	0,84	
Totalt bebygd areal	12920	1,29	
Igjen stående av arealet som blir grønt	10982	1,10	

φmidl =	0,68
φ 1, asfaltert	0,85
A1, asfaltert	0,84
φ 2, bebygd areal	0,85
A2, bebygd areal	1,29
φ 3, skogsområde	0,35
A3, skogsområde	1,10

Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	187,88
Klima- og sikkerhetsfaktor, 40 %	1,40

F/I_3:

Tillat BYA	45 %	
Enheter	[Ha]	[m ²]
Areal [Ha]	1,920	19200
Max areal av bygg	0,864	8640

Hvis det totale arealet bygges som forretning/industri kreves det en parkeringsplass pr 50m ²			
Enhet	[stk]		
Antall parkeringsplasser	173		
Enheter	[m ²]	Antall	Areal [m ²]
Dimensjonerende areal på parkeringsplass	12,5	164	2052,0
Dimensjonerende areal på handikapparkeringsplass	22,5	9	194,4
Sum			2246,4
(SINTEF Byggforsk, 2015, ISSN 2387-6328)			
I tillegg vil det være behov vei, vendesoner og lignende som er asfaltert, så velger å gange parkerings arealet med 2,5 for å få det totale asfalterte arealet.			
Enheter	[m ²]	[ha]	
Totalt antatt asfaltert areal	5616	0,5616	
Totalt bebygd areal	8640	0,864	
Igjen stående av arealet som blir grønt	4944	0,4944	

φmidl =	0,72125
φ 1, asfaltert	0,8500
A1, asfaltert	0,5616
φ 2, bebygd areal	0,8500
A2, bebygd areal	0,8640
φ 3, skogsområde	0,3500
A3, skogsområde	0,4944

Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	118,46
Klima- og sikkerhetsfaktor, 40 %	1,40

I/L_1:

Tillat BYA	40 %		
Enheter	[Ha]	[m ²]	
Areal [Ha]	1,920	19200	
Max areal av bygg	0,768	7680	
Hvis det totale arealet bygges som industri/lager kreves det en parkeringsplass pr 100m ²			
Enhet	[stk]		
Antall parkeringsplasser	77		
Enheter	[m ²]	Antall	Areal [m ²]
Dimensjonerende areal på parkeringsplass	12,5	73	912,0
Dimensjonerende areal på handikapparkeringsplass	22,5	4	86,4
Sum			998,4
(SINTEF Byggforsk, 2015, ISSN 2387-6328)			
I tillegg vil det være behov vei, vendesoner og lignende som er asfaltert, så velger å gange parkerings arealet med 2,5 for å få det totale asfalterte arealet.			
Enheter	[m ²]	[ha]	
Totalt antatt asfaltert areal	2496	0,2496	
Totalt bebygd areal	7680	0,7680	
Igjen stående av arealet som blir grønt	9024	0,9024	

φmidl =	0,615
φ 1, asfaltert	0,850
A1, asfaltert	0,250
φ 2, bebygd areal	0,850
A2, bebygd areal	0,768
φ 3, skogsområde	0,350
A3, skogsområde	0,902

Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	101,01
Klima- og sikkerhetsfaktor, 40 %	1,40

I/L_2:

Tillat BYA	35 %		
Enheter	[Ha]	[m ²]	
Areal [Ha]	2,63	26300	
Max areal av bygg	0,92	9205	
Hvis det totale arealet bygges som industri/lager kreves det en parkeringsplass pr 100m ²			
Enhet	[stk]		
Antall parkeringsplasser	184		
Enheter	[m ²]	Antall	Areal [m ²]
Dimensjonerende areal på parkeringsplass	12,5	175	2186,19
Dimensjonerende areal på handikapparkeringsplass	22,5	9	207,11
Sum			2393,30
(SINTEF Byggforsk, 2015, ISSN 2387-6328)			
I tillegg vil det være behov vei, vendesoner og lignende som er asfaltert, så velger å gange parkerings arealet med 3 for å få det totale asfalterte arealet.			
Enheter	[m ²]	[ha]	
Totalt antatt asfaltert areal	7179,9	0,718	
Totalt bebygd areal	9205,0	0,921	
Igjen stående av arealet som blir grønt	9915,1	0,992	

φmidl =	0,662
φ 1, asfaltert	0,850
A1, asfaltert	0,718
φ 2, bebygd areal	0,850
A2, bebygd areal	0,921
φ 3, skogsområde	0,350
A3, skogsområde	0,992

Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	148,82
Klima- og sikkerhetsfaktor, 40 %	1,40

K/I_1:

Tillat BYA	55 %	
Enheter	[Ha]	[m ²]
Areal [Ha]	2,0	20200
Max areal av bygg	1,1	11110

Hvis det totale arealet bygges som kontor/industri kreves det en parkeringsplass pr 50m²

Enhet	[stk]
Antall parkeringsplasser	222

Enheter	[m ²]	Antall	Areal [m ²]
Dimensjonerende areal på parkeringsplass	12,5	211	2638,625
Dimensjonerende areal på handikapparkeringsplass	22,5	11	249,975
Sum			2888,600
(SINTEF Byggforsk, 2015, ISSN 2387-6328)			

I tillegg vil det være behov vei, vendesoner og lignende som er asfaltert, så velger å gange parkerings arealet med 2,5 for å få det totale asfalterte arealet.

Enheter	[m ²]	[ha]
Totalt antatt asfaltert areal	7221,5	0,722
Totalt bebygd areal	11110,0	1,111
Igjen stående av arealet som blir grønt	1868,5	0,187

φmidl =	0,804
φ 1, asfaltert	0,850
A1, asfaltert	0,722
φ 2, bebygd areal	0,850
A2, bebygd areal	1,111
φ 3, skogsområde	0,350
A3, skogsområde	0,187

Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	138,88
Klima- og sikkerhetsfaktor, 40 %	1,40

K/I_2:

Tillat BYA	55 %	
Enheter	[Ha]	[m ²]
Areal [Ha]	0,85	8500
Max areal av bygg	0,4675	4675

Hvis det totale arealet bygges som forretning/industri kreves det en parkeringsplass pr 50m²

Enhet	[stk]
Antall parkeringsplasser	94

Enheter	[m ²]	Antall	Areal [m ²]
Dimensjonerende areal på parkeringsplass	12,5	89	1110,31
Dimensjonerende areal på handikapparkeringsplass	22,5	5	105,19
Sum			1215,50

(SINTEF Byggforsk, 2015, ISSN 2387-6328)

I tillegg vil det være behov vei, vendesoner og lignende som er asfaltert, så velger å gange parkerings arealet med 2,5 for å få det totale asfalterte arealet.

Enheter	[m ²]	[ha]
Totalt antatt asfaltert areal	3038,75	0,303875
Totalt bebygd areal	4675	0,467500
Igjen stående av arealet som blir grønt	786,25	0,078625

φmidl =	0,80375
φ 1, asfaltert	0,850000
A1, asfaltert	0,303875
φ 2, bebygd areal	0,850000
A2, bebygd areal	0,467500
φ 3, skogsområde	0,350000
A3, skogsområde	0,078625

Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	58,44
Klima- og sikkerhetsfaktor, 40 %	1,40

F1:

Tillat BYA	40 %		
Enheter	[Ha]	[m ²]	
Areal [Ha]	0,620	6200	
Max areal av bygg	0,248	2480	
Hvis det totale arealet bygges som forretning kreves det 1 parkeringsplass pr 50m ²			
Enhet	[stk]		
Antall parkeringsplasser	50		
Enheter	[m ²]	Antall	Areal [m ²]
Dimensjonerende areal på parkeringsplass	12,5	47	589,00
Dimensjonerende areal på handikapparkeringsplass	22,5	2	55,80
Sum			644,8
(SINTEF Byggforsk, 2015, ISSN 2387-6328)			
I tillegg vil det være behov vei, vendesoner og lignende som er asfaltert, så velger å gange parkerings arealet med 2,5 for å få det totale asfalterte arealet.			
Enheter	[m ²]	[ha]	
Totalt antatt asfaltert areal	1612	0,1612	
Totalt bebygd areal	2480	0,248	
Igjen stående av arealet som blir grønt	2108	0,2108	

φmidl =	0,68
φ 1, asfaltert	0,8500
A1, asfaltert	0,1612
φ 2, bebygd areal	0,8500
A2, bebygd areal	0,2480
φ 3, skogsområde	0,3500
A3, skogsområde	0,2108

Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	36,06
Klima- og sikkerhetsfaktor, 40 %	1,40

F2:

Tillat BYA		50 %	
Enheter	[Ha]	[m ²]	
Areal [Ha]	4,3	43000	
Max areal av bygg	2,15	21500	
Hvis det totale arealet bygges som forretning kreves det 1 parkeringsplass pr 50m ²			
Enhet		[stk]	
Antall parkeringsplasser		430	
Enheter	[m ²]	Antall	Areal [m ²]
Dimensjonerende areal på parkeringsplass	12,5	409	5106,25
Dimensjonerende areal på handikapparkeringsplass	22,5	22	483,75
Sum			5590
(SINTEF Byggforsk, 2015, ISSN 2387-6328)			
I tillegg vil det være behov vei, vendesoner og lignende som er asfaltert, så velger å gange parkerings arealet med 2,5 for å få det totale asfalterte arealet.			
Enheter	[m ²]	[ha]	
Totalt antatt asfaltert areal	13975	1,3975	
Totalt bebygd areal	21500	2,15	
Igjen stående av arealet som blir grønt	7525	0,7525	

φmidl =	0,7625
φ 1, asfaltert	0,8500
A1, asfaltert	1,3975
φ 2, bebygd areal	0,8500
A2, bebygd areal	2,1500
φ 3, skogsområde	0,3500
A3, skogsområde	0,7525

Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	280,46
Klima- og sikkerhetsfaktor, 40 %	1,40

F/K:

Tillat BYA		50 %	
Enheter	[Ha]	[m ²]	
Areal [Ha]	1,630	16300	
Max areal av bygg	0,815	8150	
Hvis det totale arealet bygges som forretning kreves det 1 parkeringsplass pr 50m ²			
Enhet		[stk]	
Antall parkeringsplasser		163	
Enheter	[m ²]	Antall	Areal [m ²]
Dimensjonerende areal på parkeringsplass	12,5	155	1935,63
Dimensjonerende areal på handikapparkeringsplass	22,5	8	183,38
Sum			2119
(SINTEF Byggforsk, 2015, ISSN 2387-6328)			
I tillegg vil det være behov vei, vendesoner og lignende som er asfaltert, så velger å gange parkerings arealet med 2,5 for å få det totale asfalterte arealet.			
Enheter	[m ²]	[ha]	
Totalt antatt asfaltert areal	5297,5	0,52975	
Totalt bebygd areal	8150	0,815	
Igjen stående av arealet som blir grønt	2852,5	0,28525	

φmidl =	0,7625
φ 1, asfaltert	0,8500
A1, asfaltert	0,5298
φ 2, bebygd areal	0,8500
A2, bebygd areal	0,8150
φ 3, skogsområde	0,3500
A3, skogsområde	0,2853

Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	106,32
Klima- og sikkerhetsfaktor, 40 %	1,40

Energianlegg/K:

Tillat BYA	65 %		
Enheter	[Ha]	[m ²]	
Areal [Ha]	0,45	4500	
Max areal av bygg	0,29	2925	
Det står ikke spesifisert parkeringsareal for denne tomte i planbeskrivelsen, men har valgt å bruke det samme som for lager/industri, en parkeringsplass pr 100m ²			
Enhet	[stk]		
Antall parkeringsplasser	29		
Enheter	[m ²]	Antall	Areal [m ²]
Dimensjonerende areal på parkeringsplass	12,5	28	347,34
Dimensjonerende areal på handikapparkeringsplass	22,5	1	32,91
Sum			380,25
(SINTEF Byggforsk, 2015, ISSN 2387-6328)			
I tillegg vil det være behov vei, vendesoner og lignende som er asfaltert, så velger å gange parkerings arealet med 2,5 for å få det totale asfalterte arealet.			
Enheter	[m ²]	[ha]	
Totalt antatt asfaltert areal	950,625	0,0950625	
Totalt bebygd areal	2925	0,2925000	
Igjen stående av arealet som blir grønt	624,375	0,0624375	

φmidl =	0,780625
φ 1, asfaltert	0,850
A1, asfaltert	0,095
φ 2, bebygd areal	0,850
A2, bebygd areal	0,293
φ 3, skogsområde	0,350
A3, skogsområde	0,062

Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	30,05
Klima- og sikkerhetsfaktor, 40 %	1,40

Infrastruktur:

Enheter	[Ha]	[m ²]
Areal [Ha]	3,48	34800

Samferdselsanlegg og teknisk infrastruktur	
Enhet	[m ²]
Veg, o_V1-4	12800
Fortau, o_F1	1200
Gang-/sykkelveg, o_GS1-3	3000
Annen veggrunn grøntareal, o_AVG_1-12	15100
Trase for teknisk infrastruktur, o_Infra_1-2	2300
Torg	400

Beregning av midlere avrenningskoeffisient	
$\phi_{midl} =$	0,575
ϕ 1, asfalt	0,85
A1	1,70
ϕ 2, annen veggrunn grønt	0,30
A2	1,51
ϕ 3, trase for infrastruktur	0,35
A3	0,23
ϕ 4, torg	0,30
A4	0,04

Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	171,21
Klima- og sikkerhetsfaktor, 40 %	1,40

Friområde:

Areal	[Ha]
Friområde	3,49
Klimafaktor/sikkerhetsfaktor	40 %
Avrenningskoeffisient	0,35
Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	104,49

Grønnstruktur:

Areal	[Ha]
Grønnstruktur_1	1,35
Grønnstruktur_2	1,25
Grønnstruktur_3	1,22
Total	3,82
Klimafaktor/sikkerhetsfaktor	40 %
Avrenningskoeffisient	0,3
Nedbørintensitet, [l/s Ha]	61,10
Q [l/s]	98,03

Vedlegg 2

Nedbørintensiteter

Tallverdier fra IVF-kurve

GJØVIK - SOGSTAD (SN11620)

Gjøvik, Oppland

Hoh.: 240 m

Måleperiode for stasjonen: 02.08.1974 - 27.10.1995

Antall sesonger i IVF-statistikk: 21

	Returverdi for nedbør (l/s*Ha) VARIGHET (MINUTTER)			
RETURPERIODE(År)	1 min	2 min	3 min	5 min
2	217,60	189,70	166,30	138,70
5	268,90	234,10	209,60	177,40
10	302,90	263,50	238,30	203,00
20	335,50	291,70	265,80	227,60
25	345,80	300,70	274,50	235,40
50	377,70	328,30	301,40	259,40
100	409,30	355,60	328,10	283,20
200	454,00	393,30	361,60	306,20
RETURPERIODE(År)	10 min	15 min	20 min	30 min
2	99,20	77,40	65,50	50,60
5	126,40	103,10	87,30	67,20
10	144,40	120,00	101,70	78,20
20	161,70	136,30	115,50	88,80
25	167,20	141,50	119,90	92,10
50	184,10	157,40	133,40	102,50
100	200,80	173,10	146,90	112,70
200	214,80	186,10	158,20	121,50
RETURPERIODE(År)	45 min	60 min	90 min	120 min

2	40,20	33,90	25,90	21,30
5	53,20	45,80	34,10	27,60
10	61,70	53,60	39,50	31,70
20	69,90	61,10	44,60	35,70
25	72,50	63,50	46,30	36,90
50	80,50	70,90	51,40	40,80
100	88,50	78,20	56,40	44,70
200	95,40	84,70	61,10	48,20
RETURPERIODE(År)	180 min	360 min	720 min	1440 min
2	16,60	10,90	6,90	4,40
5	20,80	13,70	8,50	5,80
10	23,50	15,50	9,50	6,60
20	26,20	17,30	10,50	7,50
25	27,00	17,90	10,80	7,80
50	29,60	19,60	11,80	8,60
100	32,20	21,30	12,70	9,40
200	34,60	22,90	13,70	10,30

Vedlegg 3

Tabell for nedbørsvarighet

Hensyn på overflate areal og midlere avrenningskoeffisient.

Retur periode 200 år								
Varighet [min]	Intensitet [l/s ha]	Areal [m ²]	Avrenningskoeffisient	Areal [m ²]	Klima-/sikkerhetsfaktor	Total vannmengde [m ³]	Q _t [l/s]	Nødvendig fordrøyingsvolum [m ³]
1	454,00	318700	0,61	195611	40 %	746,0	280	729
2	393,30					1292,5		1259
3	361,60					1782,5		1732
5	306,20					2515,6		2432
10	214,80					3529,4		3361
15	186,10					4586,8		4335
20	158,20					5198,9		4863
30	121,50					5989,2		5485
45	95,40					7054,0		6298
60	84,70					8350,4		7342
90	61,10					9035,6		7524
120	48,20					9503,9		7488
180	34,60					10233,4		7209
360	22,90					13546,0		7498
720	13,70					16207,9		4112
1440	10,30	24370,9	179					

Forenklet løsning med hensyn på overflater og avrenningskoeffisient.

Retur periode 200 år								
Varighet [min]	Intensitet [l/s ha]	Areal [m ²]	Avrenningskoeffisient	Areal [m ²]	Klima-/sikkerhetsfaktor	Total vannmengde [m ³]	Qut [l/s]	Nødvendig fordrøynings volum [m ³]
1	454,00	318700	0,70	223090	40 %	850,8	280	834
2	393,30					1474,1		1440
3	361,60					2032,9		1982
5	306,20					2869,0		2785
10	214,80					4025,3		3857
15	186,10					5231,1		4979
20	158,20					5929,2		5593
30	121,50					6830,6		6327
45	95,40					8044,9		7289
60	84,70					9523,4		8515
90	61,10					10304,9		8793
120	48,20					10839,0		8823
180	34,60					11671,0		8647
360	22,90					15448,9		9401
720	13,70					18484,7		6389
1440	10,30	27794,5	3603					

Vedlegg 4

Utregning av Q

Hensyn på overflater

Arealer som er med i beregningen		Avrenningskoeffisient	Dimensjonerende areal [Ha]	Klimafaktor	Q [l/s ha]
Område	[Ha]				
Grønnstruktur	3,82	0,300	1,146	1,4	98,03
Friområde	3,49	0,350	1,222		104,49
F I_1:	1,51	0,721	1,089		93,16
F I_2:	3,23	0,680	2,196		187,88
F I_3:	1,92	0,721	1,385		118,46
I L_1:	1,92	0,615	1,181		101,01
I L_2:	2,63	0,662	1,740		148,82
K I_1	2,02	0,804	1,624		138,88
K I_2	0,85	0,804	0,683		58,44
F1	0,62	0,680	0,422		36,06
F K	1,63	0,763	1,243		106,32
F2	4,30	0,763	3,279		280,46
energianlegg					30,05
K	0,45	0,781	0,351		
infrastruktur	3,48	0,575	2,002		171,21
Totalt	31,87	0,614	19,561		1673,26
		Midlere avrenningskoeffisient			

Forenklet metode

Arealer		Avrennings -koeffisient	Dimensjonerende areal [Ha]	Klimafakto r	Q [l/s ha]
Område	[Ha]				
Grønnstruktur	3,82	0,7	2,674	1,4	85,73
Friområde	3,49		2,443		78,32
F I_1:	1,51		1,057		33,89
F I_2:	3,23		2,261		72,49
F I_3:	1,92		1,344		43,09
I L_1:	1,92		1,344		43,09
I L_2:	2,63		1,841		59,02
K I_1	2,02		1,414		45,33
K I_2	0,85		0,595		19,08
F1	0,62		0,434		13,91
F K	1,63		1,141		36,58
F2	4,30		3,01		96,50
energianlegg K	0,45		0,315		10,10
infrastruktur	3,48		2,436		78,10
Totalt	31,87		22,309		715,23

Vedlegg 5

Fordrøyningsbehov med hensyn på overflater

Utklipp fra beregningen. Merket **gult** er maksimalt fordrøyningsbehov i hver dam.

Q inn i hver dam etter x antall minutter				Q ut fra dam [l/s]	Q ut fra dam [l/s]	Q ut fra dam [l/s]
				78,46	230,73	279,50
				Nødvendig volum på dam [m3]		
Varighet [min]	Dam 1	Dam 2	Dam 3	Dam 1	Dam 2	Dam 3
1	6,42	12,83	12,83	0,4	5,5	14,6
2	158,02	12,83	44,14	9,9	11,0	28,9
3	188,06	113,84	44,14	16,4	8,6	28,7
4	466,69	113,84	350,47	39,7	6,3	46,8
5	466,69	262,65	350,47	63,0	13,0	64,9
6	466,69	401,54	350,47	86,3	27,9	83,0
7	466,69	401,54	494,69	109,6	42,9	109,7
8	466,69	401,54	494,69	132,9	57,8	136,5
9	466,69	401,54	665,90	156,2	72,8	173,5
28	466,69	401,54	665,90	598,8	357,0	877,0
29	466,69	401,54	665,90	622,1	371,9	914,1
30	466,69	471,10	735,47	645,4	391,0	955,3
31	466,69	471,10	735,47	668,7	410,2	996,5
32	466,69	471,10	735,47	692,0	429,3	1037,7
87	466,69	471,10	735,47	1973,1	1481,5	3303,7
88	466,69	471,10	735,47	1996,4	1500,6	3344,9
89	466,69	471,10	735,47	2019,7	1519,7	3386,1
90	460,28	458,27	722,64	2042,6	1538,1	3426,6
91	308,67	458,27	691,33	2056,4	1556,4	3465,1
92	278,63	357,26	691,33	2068,4	1568,7	3503,7
93	0,00	357,26	384,99	2063,7	1581,0	3523,9
94	0,00	208,45	384,99	2059,0	1584,4	3544,0
95	0,00	69,57	384,99	2054,3	1579,4	3564,2
96	0,00	69,57	240,77	2049,6	1574,5	3575,7
97	0,00	69,57	240,77	2044,9	1569,5	3587,2
98	0,00	69,57	69,57	2040,2	1564,6	3588,5
99	0,00	69,57	69,57	2035,5	1559,6	3589,7
117	0,00	69,57	69,57	1950,8	1470,3	3612,2
118	0,00	69,57	69,57	1946,1	1465,3	3613,4

119	0,00	69,57	69,57	1941,3	1460,3	3614,7
120	0,00	0,00	0,00	1936,6	1451,2	3611,8

Vedlegg 6

Damutløp med hensyn på overflater

Formel for damutløp:

$$Q = h(b_b + \tan(\alpha) * h) * M * \left(\frac{h(b_b + \tan(\alpha) * h)}{b_b + 2 \frac{h}{\cos(\alpha)}} \right)^{2/3} * \sqrt{I}$$

Dam 1	
M: Manningstall	90
b _b = bredde botn [m]	0,1
α (vinkel på utløps side) [grader]	1
Tan(α)=	0,0175
I = fallet på kanalen	1 %
R: hydraulisk radius [m] A = Vått areal av tverrsnittet [m ²] P = lengden av den våte overflaten i tverrsnittet [m]	
Q maks [m ³ /s]	0,1121
Q 70% [m ³ /s]	0,0785
h=høydevannstand [m]	Q [m ³ /s]
0,050	0,00308
0,100	0,0071
0,150	0,0114
0,200	0,0158
0,250	0,0203
0,300	0,0250
0,350	0,0298
0,400	0,0347
0,450	0,03978
0,500	0,0450
0,550	0,0503
0,600	0,0557
0,650	0,0613
0,700	0,0670
0,750	0,0729
0,800	0,0788
0,850	0,0849
0,900	0,0912
0,950	0,0976
1,000	0,1041
1,050	0,1107
1,060	0,11208

Dam 2	
M: Manningstall	90
b_b =bredde botn [m]	0,2
α (vinkel på utløps side [grader])	1
Tan(α)=	0,0175
I = fallet på kanalen	1 %
R: hydraulisk radius [m] A = Vått areal av tverrsnittet [m ²] P = lengden av den våte overflaten i tverrsnittet [m]	
Q_{maks} [m ³ /s]	0,3296
$Q_{70\%}$ [m ³ /s]	0,2307
h =høydevannstand [m]	Q [m ³ /s]
0,050	0,01
0,100	0,02
0,150	0,03
0,200	0,05
0,250	0,06
0,300	0,07
0,350	0,09
0,400	0,10
0,450	0,11
0,500	0,13
0,550	0,14
0,600	0,16
0,650	0,17
0,700	0,19
0,750	0,20
0,800	0,22
0,850	0,24
0,900	0,25
0,950	0,27
1,000	0,29
1,050	0,30
1,100	0,32
1,130	0,33

Dam 3	
M: Manningstall	90
b_b =bredde botn [m]	0,21
α (vinkel på utløps side) [grader]	1
Tan(α)=	0,0175
I = fallet på kanalen	1 %
R: hydraulisk radius [m] A = Vått areal av tverrsnittet [m ²] P = lengden av den våte overflaten i tverrsnittet [m]	
Q_{maks} [m ³ /s]	0,3993
$Q_{70\%}$ [m ³ /s]	0,2795
h=høydevannstand [m]	Q [m³/s]
0,050	0,01
0,100	0,02
0,150	0,03
0,200	0,05
0,250	0,06
0,300	0,08
0,350	0,09
0,400	0,11
0,450	0,12
0,500	0,14
0,550	0,15
0,600	0,17
0,650	0,19
0,700	0,20
0,750	0,22
0,800	0,24
0,850	0,25
0,900	0,27
0,950	0,29
1,000	0,31
1,050	0,33
1,100	0,34
1,150	0,36
1,200	0,38
1,250	0,40
1,300	0,42
1,250	0,3993

Vedlegg 7

Damvolum med hensyn på overflater

Dam 1	
Høyde forskjell øst/vest	5 meter
Høyde forskjell nord/sør	4 - 7 meter
Lengde [m]	100
Bredde [m]	ca 40
<p>Dammen vil ha sider som har en helning på 1/10 (5,71 grader) meter. Stedvis må helningen mot dammen være brattere for å utligne høydeforskjellen, men helningen på dammen skal fortsatt være 1/10. Det vil si at arealet som er regnet på er der helningen på er 1/10 eller flat.</p>	
lengde flatt [m] lb	80
bredde flatt [m] a1	10
Vinkel på skråning (radian)	5,71
Basseng volum [m³]	
vannhøyde [m]	vannmengde [m ³]
0,10	89,20
0,20	197,60
0,30	326,41
0,40	476,82
0,50	650,03
0,60	847,24
0,70	1069,66
0,75	1190,70
0,80	1318,48
0,85	1453,17
0,90	1594,91
0,95	1743,85
1,00	1900,14
1,05	2063,93
1,06	2097,60
Nødvendig damvolum [m³]	2068,45

Dam 2	
Høyde forskjell øst/vest	5 meter
Høyde forskjell nord/sør	4 - 7 meter
Lengde [m]	50
Bredde [m]	ca 35
<p>Dammen vil ha sider som har en helning på 1/10 (5,71 grader) meter. Stedvis må helningen mot dammen være brattere for å utligne høydeforskjellen, men helningen på dammen skal fortsatt være 1/10. Det vil si at arealet som er regnet på er der helningen på er 1/10 eller flat.</p>	
lengde flatt [m] lb	50
bredde flatt [m] a1	10
Vinkel på skråning (radian)	5,71
Basseng volum [m ³]	
vannhøyde [m]	vannmengde [m ³]
0,10	56,20
0,20	125,60
0,30	209,41
0,40	308,81
0,50	425,02
0,60	559,23
0,70	712,65
0,75	796,93
0,80	886,46
0,85	981,40
0,90	1081,88
0,95	1188,07
1,00	1300,10
1,05	1418,14
1,10	1542,33
1,13	1619,86
Nødvendig damvolum [m³]	1584

Dam 3	
Høyde forskjell øst/vest	5 meter
Høyde forskjell nord/sør	4 - 7 meter
Lengde [m]	140
Bredde [m]	ca 40
<p>Dammen vil ha sider som har en helning på 1/10 (5,71 grader) meter. Stedvis må helningen mot dammen være brattere for å utligne høydeforskjellen, men helningen på dammen skal fortsatt være 1/10. Det vil si at arealet som er regnet på er der helningen på er 1/10 eller flat.</p>	
lengde flatt [m] lb	118
bredde flatt [m] a1	8,5
Vinkel på skråning (radian)	5,71
Basseng volum [m³]	
vannhøyde [m]	vannmengde [m ³]
0,10	113,15
0,20	252,81
0,30	420,16
0,40	616,42
0,50	842,79
0,60	1100,46
0,70	1390,63
0,80	1714,51
0,90	2073,29
1,00	2468,17
1,10	2900,37
1,20	3371,06
1,25	3621,23
Nødvendig damvolum [m³]	3615

Vedlegg 8

Fordrøyningsbehov ved forenklet beregning

Utdrag fra beregning av fordrøyningsbehovet i de enkelte dammene. Q_{inn} er hentet fra kapittel 2.2.3. Maks fordrøyningsbehov er markert **gul**.

Q inn i hver dam etter x antall minutter				Q ut fra dam [l/s]	Q ut fra dam [l/s]	Q ut fra dam [l/s]
				90,08	182,54	278,56
				Nødvendig volum på dam [m3]		
Varighet [min]	Dam 1	Dam 2	Dam 3	Dam 1	Dam 2	Dam 3
1	5,61	11,22	11,22	0,3	6,1	11,6
2	58,57	11,22	38,60	3,9	12,2	19,8
3	68,67	54,31	38,60	8,0	9,9	16,4
4	166,05	54,31	154,18	12,5	7,6	19,9
5	166,05	113,33	154,18	17,1	8,8	23,3
6	166,05	158,66	154,18	21,6	12,8	26,8
7	166,05	158,66	203,80	26,2	16,8	33,3
8	166,05	158,66	203,80	30,8	20,7	39,8
9	166,05	158,66	281,90	35,3	24,7	50,9
10	166,05	158,66	281,90	39,9	28,7	62,1
28	166,05	158,66	281,90	121,9	100,2	262,8
29	166,05	158,66	281,90	126,5	104,2	274,0
30	166,05	212,97	336,21	131,0	111,4	288,4
31	166,05	212,97	336,21	135,6	118,6	302,8
60	166,05	212,97	336,21	267,8	328,3	720,7
90	166,05	212,97	336,21	404,5	545,3	1153,1
120	166,05	212,97	336,21	541,2	762,2	1585,4
150	166,05	212,97	336,21	678,0	979,1	2017,7
180	166,05	212,97	336,21	814,7	1196,1	2450,1
210	166,05	212,97	336,21	951,5	1413,0	2882,4
240	166,05	212,97	336,21	1088,2	1629,9	3314,7
270	166,05	212,97	336,21	1224,9	1846,9	3747,1
300	166,05	212,97	336,21	1361,7	2063,8	4179,4
330	166,05	212,97	336,21	1498,4	2280,7	4611,8
357	166,05	212,97	336,21	1621,5	2476,0	5000,9
358	166,05	212,97	336,21	1626,0	2483,2	5015,3
359	166,05	212,97	336,21	1630,6	2490,4	5029,7
360	160,44	201,75	324,98	1634,8	2497,0	5043,4
361	107,47	201,75	297,61	1635,8	2503,5	5055,5

362	97,37	158,66	297,61	1636,3	2507,5	5067,6
363	0,00	158,66	182,03	1630,9	2511,5	5072,8
364	0,00	99,64	182,03	1625,5	2511,9	5077,9
365	0,00	54,31	182,03	1620,1	2509,6	5083,1
366	0,00	54,31	132,41	1614,7	2507,3	5085,3
367	0,00	54,31	132,41	1609,3	2505,1	5087,5
368	0,00	54,31	54,31	1603,9	2502,8	5085,0
369	0,00	54,31	54,31	1598,5	2500,5	5082,5
390	0,00	0,00	0,00	1484,9	2449,2	5026,6

Vedlegg 9

Damutløp med forenklet beregning

Formel for damutløp:

$$Q = h(b_b + \tan(\alpha) * h) * M * \left(\frac{h(b_b + \tan(\alpha) * h)}{b_b + 2 \frac{h}{\cos(\alpha)}} \right)^{2/3} * \sqrt{I}$$

Dam 1	
M: Manningstall	90
b _b = bredde botn [m]	0,1
α (vinkel på utløps side) [grader]	1
Tan(α)=	0,0175
I = fallet på kanalen	1 %
R: hydraulisk radius [m]	
A = Vått areal av tverrsnittet [m ²]	
P = lengden av den våte overflaten i tverrsnittet [m]	
Q maks [m ³ /s]	0,1287
Q 70% [m ³ /s]	0,0901
h=høydevannstand [m]	Q [m ³ /s]
0,050	0,00308
0,100	0,0071
0,150	0,0114
0,200	0,0158
0,250	0,0203
0,300	0,0250
0,350	0,0298
0,400	0,0347
0,450	0,03978
0,500	0,0450
0,550	0,0503
0,600	0,0557
0,650	0,0613
0,700	0,0670
0,750	0,0729
0,760	0,0740
0,850	0,0849
0,900	0,0912
0,950	0,0976
1,000	0,1041
1,050	0,1107
1,100	0,1175
1,150	0,1245
1,180	0,12869

Dam 2	
M: Manningstall	90
b_b =bredde botn [m]	0,1
α (vinkel på utløps side [grader])	1
Tan(α)=	0,0175
I = fallet på kanalen	1 %
R: hydraulisk radius [m] A = Vått areal av tverrsnittet [m ²] P = lengden av den våte overflaten i tverrsnittet [m]	
Q_{maks} [m ³ /s]	0,2608
$Q_{70\%}$ [m ³ /s]	0,1825
h=høydevannstand [m]	Q [m ³ /s]
0,050	0,00
0,100	0,01
0,150	0,01
0,200	0,02
0,250	0,02
0,300	0,02
0,350	0,03
0,400	0,03
0,450	0,04
0,500	0,04
0,550	0,05
0,600	0,06
0,650	0,06
0,700	0,07
0,750	0,07
0,800	0,08
0,850	0,08
0,900	0,09
0,950	0,10
1,000	0,10
1,050	0,11
1,100	0,12
1,150	0,12
1,200	0,13
1,250	0,14
1,300	0,15
1,350	0,15
1,400	0,16
1,450	0,17
1,500	0,18
1,550	0,19
1,600	0,19
1,650	0,20
1,700	0,21
1,750	0,22
1,800	0,23
1,850	0,24
1,900	0,25
1,950	0,26
1,980	0,26

Dam 3	
M: Manningstall	90
b_b =bredde botn [m]	0,135
α (vinkel på utløps side) [grader]	1
Tan(α)=	0,0175
I = fallet på kanalen	1 %
R: hydraulisk radius [m]	
A = Vått areal av tverrsnittet [m ²]	
P = lengden av den våte overflaten i tverrsnittet [m]	
Q maks [m ³ /s]	0,3979
Q 70% [m ³ /s]	0,2786
h=høydevannstand [m]	Q [m ³ /s]
0,050	0,00
0,100	0,01
0,150	0,02
0,200	0,02
0,250	0,03
0,300	0,04
0,350	0,05
0,400	0,05
0,450	0,06
0,500	0,07
0,550	0,08
0,600	0,09
0,650	0,10
0,700	0,10
0,750	0,11
0,800	0,12
0,850	0,13
0,900	0,14
0,950	0,15
1,000	0,16
1,050	0,17
1,100	0,18
1,150	0,19
1,200	0,20
1,250	0,21
1,300	0,22
1,350	0,23
1,400	0,24
1,450	0,25
1,500	0,27
1,550	0,28
1,600	0,29
1,650	0,30
1,700	0,31
1,750	0,32
1,800	0,34
1,850	0,35
1,900	0,36
1,950	0,37
2,000	0,39
2,040	0,40

Vedlegg 10

Utregning av damvolum, forenklet metode

Dam 1	
Høyde forskjell øst/vest	5 meter
Høyde forskjell nord/sør	4 - 7 meter
Lengde [m]	100
Bredde [m]	ca 40
<p>Dammen vil ha sider som har en helning på 1/5 (11,31 grader) meter. Stedvis må helningen mot dammen være brattere for å utligne høydeforskjellen, men helningen på dammen skal fortsatt være 1/5. Det vil si at arealet som er regnet på er der helningen på er 1/5 eller flat.</p>	
lengde flatt [m] lb	80
bredde flatt [m] a1	10
Vinkel på skråning (radian)	11,31
Basseng volum [m ³] pr høyde meter	
vannhøyde [m]	vannmengde [m ³]
0,10	84,55
0,20	178,40
0,30	281,85
0,40	395,20
0,50	518,75
0,60	652,80
0,70	797,65
0,80	953,60
0,90	1120,95
1,00	1300,00
1,10	1491,05
1,15	1591,16
1,18	1652,73
Nødevendig damvolum	1636,28

Dam 2	
Høyde forskjell øst/vest	5 meter
Høyde forskjell nord/sør	4 - 7 meter
Lengde [m]	70
Bredde [m]	ca 35
<p>Dammen vil ha sider som har en helning på 1/5 (11,31 grader) meter. Stedvis må helningen mot dammen være brattere for å utligne høydeforskjellen, men helningen på dammen skal fortsatt være 1/5. Det vil si at arealet som er regnet på er der helningen på er 1/5 eller flat.</p>	
lengde flatt [m] lb	50
bredde flatt [m] a1	10
Vinkel på skråning (radian)	11,31
Basseng volum [m ³] pr høyde cm	
vannhøyde [m]	vannmengde [m ³]
0,10	53,05
0,20	112,40
0,30	178,35
0,40	251,20
0,50	331,25
0,60	418,80
0,70	514,15
0,80	617,60
0,90	729,45
1,00	850,00
1,10	979,55
1,20	1118,40
1,30	1266,85
1,40	1425,19
1,50	1593,74
1,60	1772,79
1,70	1962,64
1,80	2163,59
1,90	2375,94
1,98	2554,23
Nødvendig dam volum	2511,92

Dam 3	
Høyde forskjell øst/vest	5 meter
Høyde forskjell nord/sør	4 - 7 meter
Lengde [m]	140
Bredde [m]	ca 40
<p>Dammen vil ha sider som har en helning på 1/5 (11,31 grader) meter. Stedvis må helningen mot dammen være brattere for å utligne høydeforskjellen, men helningen på dammen skal fortsatt være 1/5. Det vil si at arealet som er regnet på er der helningen på er 1/5 eller flat.</p>	
lengde flatt [m] lb	118
bredde flatt [m] a1	8,5
Vinkel på skråning (radian)	11,31
Basseng volum [m³] pr høyde cm	
vannhøyde [m]	vannmengde [m ³]
0,10	106,67
0,20	226,30
0,30	359,17
0,40	505,60
0,50	665,87
0,60	840,30
0,70	1029,17
0,80	1232,80
0,90	1451,47
1,00	1685,50
1,10	1935,17
1,20	2200,79
1,30	2482,67
1,40	2781,09
1,50	3096,36
1,60	3428,79
1,70	3778,66
1,80	4146,28
1,90	4531,96
2,00	4935,98
2,04	5102,79
Nødvendig damvolum	5087,46