

Beregnet til
Bergen kommune, Etat for utbygging

Dokument type
VA-rammeplan

Dato
29.09.2022

VA-RAMMEPLAN

GNR. 160 BNR. 654, SLETTEMARKEN SYKEHJEM



Figur 1 Plangrense for reguleringsplanen

VA-RAMMEPLAN

GNR. 160 BNR. 654, SLETTEMARKEN SYKEHJEM

Oppdragsnavn **VA-rammeplan Gnr. 160 Bnr. 654 Slettemarken sykehjem**
Prosjekt nr. **1350017214-007**
Mottaker **Bergen kommune, Etat for utbygging**
Dokument type **VA-rammeplan**
Versjon **2**
Dato **10.05.2021**
Utført av **JODY**
Kontrollert av **KNOY**
Godkjent av **KNOY**
Beskrivelse **VA-rammeplan for Gnr. 160 Bnr. 654 Slettemarken sykehjem**

Rambøll
Folke Bernadottes vei 50
PB 3705 Fyllingsdalen
5845 Bergen

T +47 55 17 58 00
F +47 55 17 58 10
www.ramboll.no

Revisjon	0	1	2		
Dato	10.05.201	16.06.2021	29.09.2022		
Utarbeidet av	Jørgen Dybdahl	Jørgen Dybdahl	Jørgen Dybdahl		
Kontrollert av	Knut Endre Øyri	Thy Pham			
Godkjent av					
Beskrivelse	VA-rammeplan	VA-rammeplan	VA-rammeplan		

Revisjonsoversikt

Revisjon	Dato	Revisjonen gjelder
1	16.06.21	Ivaretatt kommentarer fra VA-etaten. Endret overvannskapitlet. Lagt inn vannmengder til kommunalt nett. Dimensjonert nedstrøms felt.
2	29.09.22	Justert ledninger til ny plassering for bygg.

INNHALDSFORTEGNELSE

1.	SAMMENDRAG	2
2.	INNLEDNING OG MÅL	3
2.1	Bakgrunn	3
2.2	Målsetting	3
3.	MYNDIGHETSKRAV OG RETNINGSLINJER	4
3.1	Bestemmelser i Kommuneplanens arealdel (KPA) 2018-2030	4
3.2	Kommunedelplan for overvann 2019-2029	4
3.3	Retningslinjer for overvannshåndtering i Bergen kommune	4
3.4	Sanitærreglementet for Bergen kommune rev. april 2020 og VA-norm for Bergen kommune.	4
4.	ORIENTERING	5
4.1	Prosjektets omfang	5
4.2	Planområde	5
4.3	Eksisterende ledningsnett	6
5.	VANNFORSYNING	7
5.1	Eksisterende vannledninger	7
5.2	Dimensjonerende vannbehov	7
5.3	Brannvann/slokkevann	7
5.4	Kapasitet for slokkevann	8
5.5	Løsning innad i planområdet	8
6.	SPILLVANN	10
6.1	Eksisterende spillvannsledninger	10
6.2	Dimensjonerende spillvannsmengde	10
6.3	Løsning innad i planområdet	10
7.	OVERVANNSHÅNDTERING	12
7.1	Eksisterende overvannsledninger	12
7.2	Dimensjonerende overvannsmengder	12
7.3	Eksisterende bekkeløp	13
7.4	Eksisterende avrenningsmønster og eksisterende flomveier	14
7.5	Løsning innad i planområdet	17
7.5.1	Åpent fordrøyningsanlegg	18
7.5.2	Flomveier (vannvei/grøfter) innad i området	18
7.5.3	Frakobling av takrenner	19
7.5.4	Flomveier	19
7.5.5	Fremtidig bekkeløp	20
7.6	Avrenningsanalyse etter tiltak	22
	REFERANSER	23
	VEDLEGG VEDLEGG 1 - TEGNINGSVEDLEGG	24
	VEDLEGG 2 – IVF KURVE SANDSLI	25

1. SAMMENDRAG

Overvannshåndtering:

Dimensjonerende avrenning for dagens situasjon (uten klimafaktor og returperiode 20 år) med 3 minutters konsentrasjonstid/regntid er 276 l/s for planområdet. Det anlegges fordrøyningsanlegg som kan holde på 111 l/s slik at fremtidig avrenning ikke øker utover 276 l/s (med klimafaktor 1,4 og returperiode 20 år) og 3 minutters regntid. Utslipet til kommunalt nett går fra 165 l/s i dagens situasjon, til 159 l/s i en fremtidig situasjon. Overvannet blir ført inn på bekkekulverten, slik at AF-ledningen ikke blir belastet med mer overvann.

Vannforsyning og spillvann:

Vannforsyning til bygget skjer ved påkobling til vannledning 150 SJK som ligger i Adolph Bergs vei. Når det gjelder slokkevann, blir slokkevannssituasjonen vurdert av kommunen ved regulerings og byggesaksbehandling. Kapasitetsberegningen fra kum rett ved bygget viste at det er mulig å tappe ut 73 l/s med et resttrykk på 20 mVs, som vil si at kapasiteten for slukkevann er tilstrekkelig.

Dersom det ved detaljprosjektering viser at vannbehovene ikke kan dekkes med direkte uttak fra ledningsnettet, må bruk av basseng, alternativ vannkilde eller en annen brannsikring av bygningen vurderes av tiltakshaveren. Fravikes ytelser gitt i veiledning til byggteknisk forskrift, må det fremlegges særskilt dokumentasjon som sannsynliggjør at forskriftens krav til brannsikkerhet oppfylles.

Avløp fellesledningen legges om og separeres til spillvann- og overvannsledning. Overvannsledningen kobles inn på bekkekulvert, mens spillvannsledningen legges parallelt med kulvert til avløp fellesledning vest for planområdet.

Endelig dimensjonering av stikkledning på vann og avløp gjøres av RIV/VVS ved planlegging av utbygging. VA-nettet bygges ut iht. kommunal standard med de minimumskrav som er gitt i VA-norm og sanitærreglementet for Bergen kommune.

Detaljering med plassering og høydesetting av kummer, sluker og ledninger gjøres i forbindelse med detaljprosjektering av utvendig VA for sykehjemmet.

Oversikt over anbefalte løsninger fremgår av vedlagte tegninger.

2. INNLEDNING OG MÅL

2.1 Bakgrunn

Bergen kommune har vedtatt utvidelse av Slettemarken sykehjem, gnr./bnr. 160/654, med 70 nye plasser, til sammen 100 plasser. Eksisterende bygg rives og bygges opp på nytt. Det foreslåtte prosjektet er godt terrengtilpasset og legger til rette for gode kvaliteter for den nye bebyggelsen.

2.2 Målsetting

Denne VA-rammeplanen omfatter overordnet beskrivelse av tekniske løsninger for VAO-anleggene på tomten. Rammeplanen for VA er utarbeidet som et supplement til reguleringsplanen. Planen beskriver prinsipielle løsninger for vann og avløp samt håndtering av overvann.

Målet med VA-rammeplanen er å angi prinsippløsninger for området og sammenhengen med det eksisterende, overordnede hovedsystemet og vise overvannshåndtering og flomveier. Det stilles også krav om at nedbør fortrinnsvis skal gis avløp gjennom infiltrasjon til grunn og i åpne vannveier. Om det avdekkes problemområder, skal VA-rammeplanen foreslå prinsippløsninger for å håndtere dette.

Dimensjoner på ledninger og beregninger oppgitt herunder er veiledende, og detaljprosjektering og beregninger må gjennomføres i senere planfaser og før utførelse. Den videre prosjekteringen skal gjennomføres i tråd med gjeldende VA-norm for Bergen kommune.

3. MYNDIGHETSKRAV OG RETNINGSLINJER

3.1 Bestemmelser i Kommuneplanens arealdel (KPA) 2018-2030

Eiendommen er avsatt til hovedformål byfortettingssone i KPA2018 vedtatt i bystyret 19.06.2019. Det er bl.a. vedtatt at minsteavstand mellom byggverk og VA-ledninger skal være 4 meter ved normal leggedybde.

3.2 Kommunedelplan for overvann 2019-2029

Kommunedelplanen er kommunens overordnede strategi for arbeidet med klimatilpasset, robust og bærekraftig overvannshåndtering. Planen legger føringer for mer detaljerte planer for overvann i forbindelse med arealplanlegging, herunder VA-rammeplanen. «Tretrinnstrategien» som beskrevet i Norsk vann rapport 162|2008 «Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering» skal følges ved planlegging, prosjektering og bygging:

- 1) Nedbøren skal så langt det er mulig infiltreres der det faller,
- 2) Og forsinkes og fordrøyes ved hjelp av grønnstruktur og åpne fordrøyningsløsninger.
- 3) Større nedbørsmengder/flom skal ledes trygt frem til egnet resipient uten å gjøre skade på bygninger og annen infrastruktur.

Hensynet til lokal og åpen overvannsdisponering bør være kriterium for valg av trær og grønnstruktur.

3.3 Retningslinjer for overvannshåndtering i Bergen kommune

Retningslinjene krever at det skal benyttes løsninger for overvannshåndtering som ikke medfører skade på miljø, bygninger og konstruksjoner. Lokal overvannshåndtering (LOH) skal benyttes der dette er mulig.

3.4 Sanitærreglementet for Bergen kommune rev. april 2020 og VA-norm for Bergen kommune.

Reglementet og VA-normen setter krav til den enkelte abonnent i forbindelse med tilknytning til kommunalt vann- og avløpsanlegg, og påfølgende drift og vedlikehold.

Denne VA-rammeplanen redegjør for at krav og føringer stilt i kommuneplan og andre overordnede planer ivaretas.

4. ORIENTERING

4.1 Prosjektets omfang

Bergen kommune, Etat for utbygging har kontrahert Rambøll Norge AS (RNO) til å utarbeide en ny reguleringsplan for gnr. 160 bnr. 654 Adolph Bergs vei 33 i Bergen kommune.

4.2 Planområde

Planområdet er på ca. 35 000 m² og ligger lokalisert i boområdet Landås i Årstad bydel i Bergen kommune. Området ligger nord-øst for Tveitevannet og nord for Sletten senter, med adkomst via Adolphs Bergs vei i sør og Birkeveien i nord.



Figur 3-1: Plangrense for Adolph Bergs vei 33

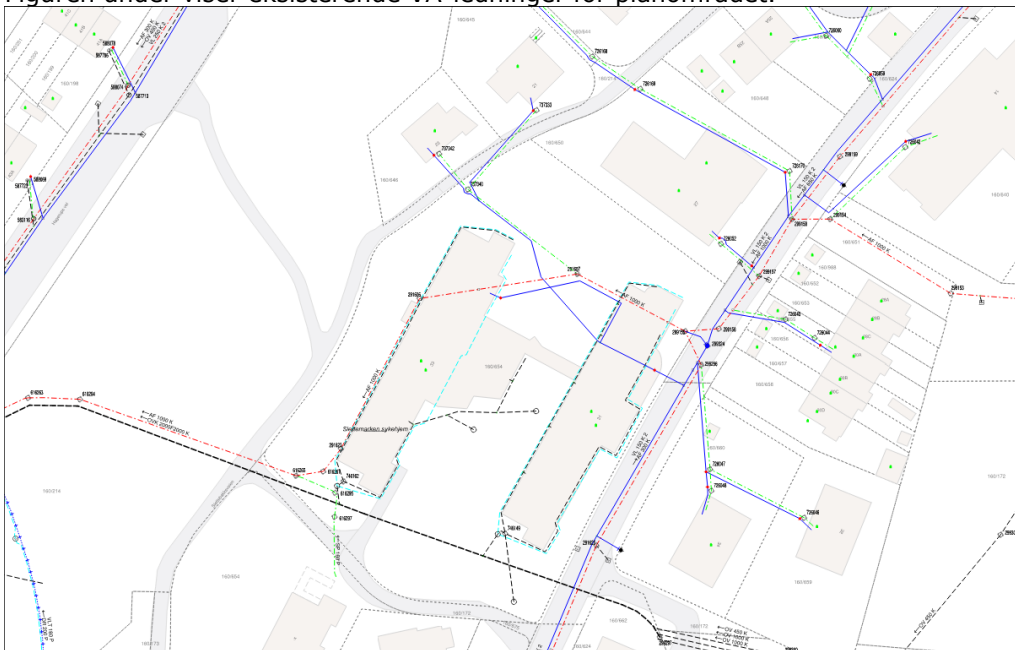


Figur 3-2: Planområde (bilde: Google Earth)

Terrenget faller fra nord til sørvest, fra ca. kt. +62 til ca. kt. +54.

4.3 Eksisterende ledningsnett

Figuren under viser eksisterende VA-ledninger for planområdet.



Figur 3: Kart over eksisterende ledningsnett ved planområdet.

5. VANNFORSYNING

5.1 Eksisterende vannledninger

Nærmeste kommunale vannledning ligger i Adolph Bergs vei, og er en Ø150 SJK vannledning fra 1951. Inne på planområdet går det en Ø50 privat vannledning i kobber som går under eksisterende bygg på planområdet og forsyner Adolph Bergs vei 21 og 23 med vann. Denne ledningen kommer i konflikt med nytt bygg og må legges om. På planområdet gjennom Adolph Bergs vei 27 ligger det en Ø25 kobberledning som også havner i konflikt med nye bygg på planområdet og må legges om.

Planområdene blir forsynt fra den kommunale vannforsyningen. Normaltrykk i området er oppgitt til maks 125 mVs. Høyeste del av planområdet ligger på ca. 62 moh. Og vanntrykket er dermed 63 mVS.

5.2 Dimensjonerende vannbehov

Planområdet omfatter et sykehjem med 100 sengeplasser så vannforsyningsmengder beregnes med tall hentet fra Norsk Vann rapport 193 for et pleiehjem. Her legges det til grunn et vannforbruk på 450 l/seng*døgn. En må også ta hensyn til ansatte som arbeider på sykehjemmet, her er det hentet tall fra sykepleien.no som skriver at det er 0,71 ansatte pr. beboer. Behovet til ansatte er satt til 200 l/d. Dimensjonerende vannforsyningsmengder er beregnet til 3,1 l/s, jf. tabellen under.

Tabell 1 Estimert drikkevannsbehov for ny bebyggelse

Antall sykehjem [-]	1
Antall sengeplasser [-]	100
Antall ansatte pr beboer	0,71
Vannforbruk pr. PE [l/døgn] (beboer)	450 l/seng x døgn
Vannforbruk pr. PE [l/døgn] (ansatt)	200 l/d
Maksimal døgnfaktor, f_{maks} [-]	2
Maksimal timeforbruk, k_{maks} [-]	2.5

$$Q_{maks} = \frac{(100 \cdot \frac{450l}{d} + 0,71 \cdot 100 \cdot \frac{200l}{d}) \cdot 2 \cdot 2.5}{24 \cdot 3600} = 3,43 \text{ l/s}$$

5.3 Brannvann/slokkevann

For krav til slokkevann angir TEK17 §11-17 følgende preaksepterte ytelseskrav til utendørs vannforsyning:

1. Brannkum/hydrant må plasseres innenfor 25-50 m fra inngangen til hovedangrepsvei.
2. Det må være tilstrekkelig antall brannkummer/hydranter slik at alle deler av byggverket dekkes.
3. Slokkevannskapasiteten må være:
 - a. Minst 20 l/s i småhusbebyggelse
 - b. Minst 50 l/s, fordelt på minst to uttak, i annen bebyggelse
4. Åpne vannkilder må ha kapasitet for 1 times tapping.

For planområdet vil kravet til slokkevannskapitet være:

$$Q_{\text{brann}} = 50 \text{ l/s}$$

Dimensjonerende maksimal vannmengde:

$$Q_{\text{maxdimvann}} = Q_{\text{dimforbruksvann}} + Q_{\text{brannvann}} = 3,43 \text{ l/s} + 50 \text{ l/s} = \mathbf{53,43 \text{ l/s}}$$

Som en ser fra dimensjonerende vannmengde, er det i hovedsak vann til slokkevann som er maksimal vannmengde.

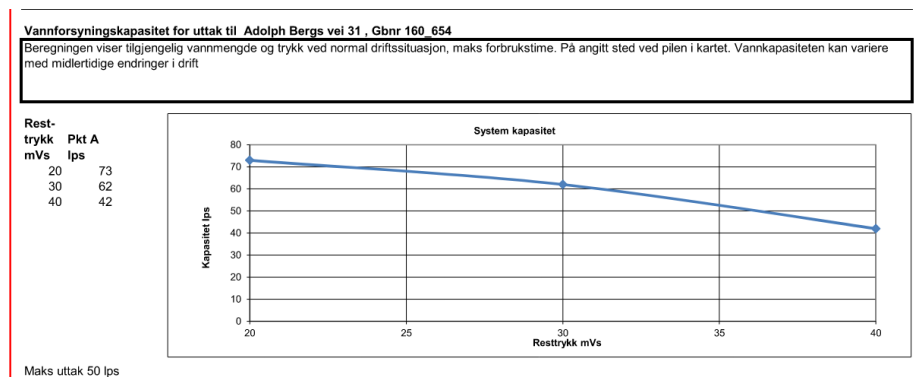
Iht. Bergen kommunes VA-norm, vedlegg B4, skal brannkum/hydrant plasseres innenfor 25-50 meter fra inngang til hovedangrepsvei. Som slokkevannsutak benyttes normalt brannkummer eller hydranter. Vannledning som fører vann til slokkevannsutak (hydrant/brannkum) skal ha min. dimensjon Ø150 mm. Hovedangrepsvei for bygget er ved innkjørselen i nord, samt i sør.

Planlagt bebyggelse på planområdet ligger innenfor rekkevidde til eksisterende brannvannsutak hydrant SID299322 (i Adolph Bergs vei, sør-vest for planområdet) og hydrant SID299197 (i Adolph Bergs vei, nord-øst for planområdet). I tillegg er det også en brannvannskum SID299324 (i Adolph Bergs vei). Det nye bygget er godt dekket med tanke på slokkevann.

Det er ikke avklart om bygget skal brannsikres ytterligere med sprinkler. Det må ved videre detaljprosjektering avklares om sykehjemmet skal sprinkles og evt. beregninger for nødvendig vannmengde må avklares.

5.4 Kapasitet for slokkevann

Bergen vann har utført en kapasitetsberegning på vannledningen i Adolph Bergs vei. Her blir det opplyst at det er mulig å tappe ut 73 l/s med et resttrykk på 20 mVs, som vil si at kapasiteten for slokkevann er tilstrekkelig da kravet er minst 50 l/s fordelt på minst to uttak.



Brannvannsdekning iht. TEK 17 § 11-17 vurderes i brannkonsept for prosjektet.

5.5 Løsning innad i planområdet

Vannforsyningen til bygget må dimensjoneres for maksimalt forbruk, herunder 3,1 l/s.

Fremtidig tilknytning bør være på den kommunale ledningen Ø150 mm som ligger i Adolph Bergs vei. Denne legges som ny i strekket hvor det skal legges ny spillvannsledning og overvannsledning. Vannledningen legges som 150 SJK med PE-kappe og overtas av VA-etaten.

Det nye bygget på området kobles til i ny brannvannskum. Det legges også en ny privat vannledning opp til Adolph Bergs vei 23. Her kobles Adolph Bergs vei 19, 21, 23 og Joachim Lampes vei 24 seg til. Denne ledningen blir privat, og det må etableres private avtaler om drift og vedlikehold.

Vannledningene som forsyner disse byggene i dag saneres da de kommer i konflikt med nybygg. Inntrekk og dimensjoner inn til det enkelte bygg avklares med RIV i detaljprosjekteringen. VA-planen for området er vist i tegning GH001 som ligger vedlagt.

6. SPILLVANN

6.1 Eksisterende spillvannsledninger

I Adolph Bergs vei ligger det en Ø1000 avløp felles ledning i betong fra 1951. Denne går under eksisterende bygg på planområdet og ned mot Tveitevannet. Denne må fjernes og legges i ny trase. Den blir også separert slik at det blir videreført en spillvannsledning og en overvannsledning. Det er også andre spillvannsledninger som krysser planområdet. Dette er spillvannsledningene som går til Adolph Bergs vei 19, 21 og 23. Disse må også legges om i ny trase.

6.2 Dimensjonerende spillvannsmengde

Dimensjonerende spillvannsmengde er beregnet ut ifra formel hentet fra Norsk Vann Rapport 193/2012.

Antall sykehjem [-]	1
Antall sengeplasser [-]	100
Antall ansatte pr beboer	0,71
Hydraulisk belastning pr. PE [l/døgn] (beboer)	450 l/seng x døgn
Hydraulisk belastning pr. PE [l/døgn] (ansatt)	80 l/ansatt x døgn
Maksimal døgnfaktor, f_{maks} [-]	2
Maksimal timeforbruk, k_{maks} [-]	2.5

$$q_{maks\ dim} = \frac{q_{d\ middel} \times p \times f_{d\ maks} \times k_{maks}}{3600 \times 24} + q_{ind} + \frac{q_{infiltrasjon} \times p}{3600 \times 24}$$

$$q_{maks\ dim} = \frac{(450 \times 100 + 80 \times 71) \times 2,0 \times 2,5}{3600 \times 24} + \frac{100 \times 171}{3600 \times 24} = 3,13\ l/s$$

Dimensjonerende spillvannsmengde for planområdet er lik 3,13 l/s.

6.3 Løsning innad i planområdet

Det naturlige påkoblingspunktet for spillvann fra planlagt bebyggelse er kum med SID 299156. Her settes det inn en ny spillvannskum med korrekt retning. Det legges ned et SP Ø1000 betong rør sørover i Adolph bergs vei, som overtas av VA-etaten. Spillvannet blir lagt videre parallelt med kulverten som bekken går i, før det etableres en ny kum ved Slettebakksveien hvor spillvannet fortsetter i eksisterende avløp fellesledning. Her må det søkes dispensasjon fra VA-normen, da det ikke er mulig å opprettholde avstandskravet på 4 meter til både det nye bygget og eksisterende bygg sør for sykehjemmet.

Bebyggelsen vest for planområdet får en ny spillvannsledning som blir lagt fra kum med SID 726168 og følger gangveien langs vestsiden av planlagt bygg ned til ny kum som etableres i Slettebakksveien. Denne spillvannsledningen tar med seg spillvann fra boligene som ligger vest for området. VA-planen for området er vist i tegning GH001 som ligger vedlagt.

Eksisterende spillvannsledninger som går gjennom planområdet, kan saneres.

For å sikre selvrensing legges stikkledningen fra bygningen ift. *Sanitærreglement for Bergen kommune*, spesielt vedlegg 3. Spillvannsledningen skal legges med minimum overdekning ca. 1,0 m. Det må sees nærmere på dette ved videre detaljering av prosjektet.

Uttrekkspunkt fra byggene må avklares i fase for detaljprosjektering med RIV-konsulent.

7. OVERVANNSHÅNDTERING

7.1 Eksisterende overvannsledninger

Gjennom planområdet, sørøst for eksisterende bygg er det en eksisterende bekkelukking i kulvert med dimensjon 2,0x1,4 m fra 1951. I Adolph Bergs vei er det flere sluk som går inn på avløp felles ledning, Ø1000 BTG fra 1951. Det er også flere sandfangskummer inne på planområdet, mellom eksisterende bygninger som fører overvannet til bekken.

Det ligger dretnsledninger rundt eksisterende bygg på planområdet med dimensjoner DR150. Alle dretnsledningene er tilknyttet kulverten som går gjennom planområdet. Disse kobles fra kulverten.

7.2 Dimensjonerende overvannsmengder

Planområdet er på ca. 35 daa.

Iht. retningslinjer for overvannshåndtering i Bergen kommune, skal overvann håndteres etter tre-leddstrategien ved først å infiltrere, videre fordrøye og som siste utvei, sikre trygge flomveier. Overvann skal normalt ikke føres i ledning, men håndteres i åpne løsninger for å ledes til terreng for infiltrasjon og fordrøyning. Økningen i nedbør som er ventet i fremtiden grunnet klimaendringer skal håndteres lokalt i området. Overvannshåndteringen må vurderes med hensyn til både normal nedbørsituasjon og flom.

Ved ekstrem nedbør, når fordrøyningsmagasin og infiltrasjon er mettet eller dersom ledningsnettets blir overbelastet, tett eller ødelagt skal det være et avrenningssystem på overflaten der overvannet kan renne bort uten å gjøre skade.

Flomveier skal dimensjoneres for å kunne ta unna all avrenning fra hele nedbørsfeltet, og må ha kapasitet for å håndtere ekstreme nedbørshendelser. Grøntområder bør ha gode infiltrerende egenskaper. Takvann og overvann som ikke blir infiltrert i grunnen, føres til fordrøyningsmagasin, dette skal forebygge belastningen av eksisterende overvannsnett.

Overvannshåndtering utføres slik at det ikke fører til ulempe eller skade for andre eiendommer nedstrøms, Bekkelukking tillates ikke. Dersom tiltaket kommer i konflikt med eksisterende bekker/elver skal disse legges om i åpen trasé. I retning sørøst for planområdet er det en bekk som er lagt i rør. Det er sett på mengder vann som renner i denne bekken og muligheten for å åpne den.

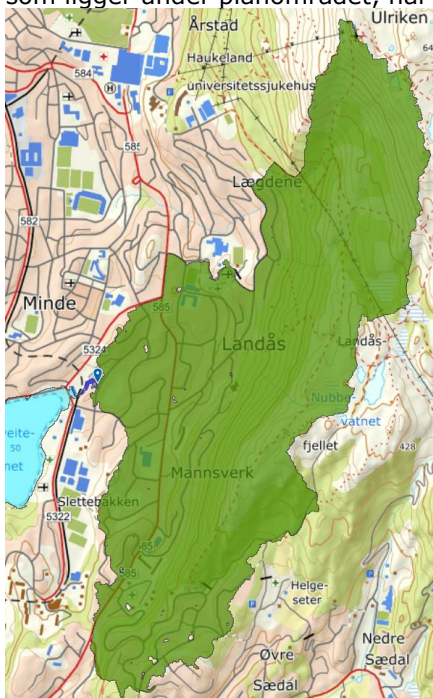
Overvannsmengder fra planområdet er beregnet med bakgrunn i tid/areal metoden. IVF-kurve for Bergen (Sandsli) er lagt til grunn for beregning av overvannsmengder. Returperioden er satt til 20 år for sykehjemmet, iht. avsnitt 5.2 Gjentakintervall i «Retningslinjer for overvannshåndtering i Bergen kommune». For å møte fremtidige klimaendringer er klimafaktor satt til 1,4 jf. klimapåslag for korttidsnedbør (Klimaservicesenter, 2020).

Tabell 2 Oppdaterte klimapåslag for kraftig nedbør. Kilde: Klimaservicesenter

	Dimensjonerende gjentakintervall < 50 år	Dimensjonerende gjentakintervall ≥ 50 år
≤ 1 time	40 %	50 %
>1 – 3 timer	40 %	40 %
>3 – 24 timer	30 %	30 %

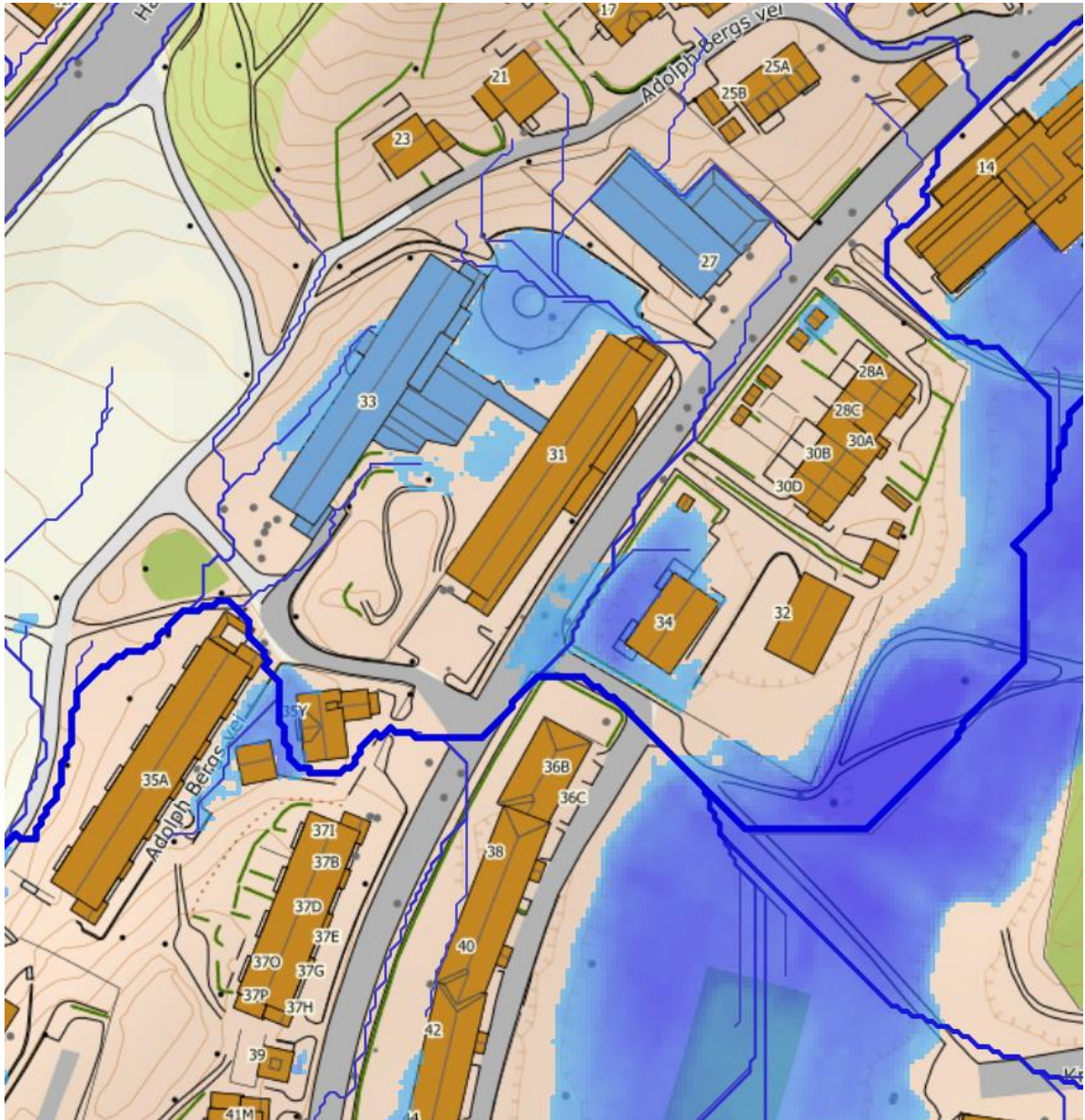
7.3 Eksisterende bekkeløp

Bekken som ligger i kulvert gjennom planområdet har et nedbørsfelt på 3,22 km², som Figur 4 viser. Det er blitt gjort en enkel flomberegning av dette nedbørsfeltet, etter NVEs Rapport 2015/13. I beregningen er det tatt utgangspunkt i et gjentakintervall på 200 år og en klimafaktor på 1,4. Da kan vannføringen i kulverten under flom være 22,6 m³/s (denne må dimensjoneres med sikkerhet). Kapasiteten til eksisterende kulvert er beregnet til 13-14 m³/s. Dette betyr at kulverten som ligger under planområdet, har kapasitetsproblemer ved en 200 års flom.

**Figur 4 Nedbørsfelt bekkeløp**

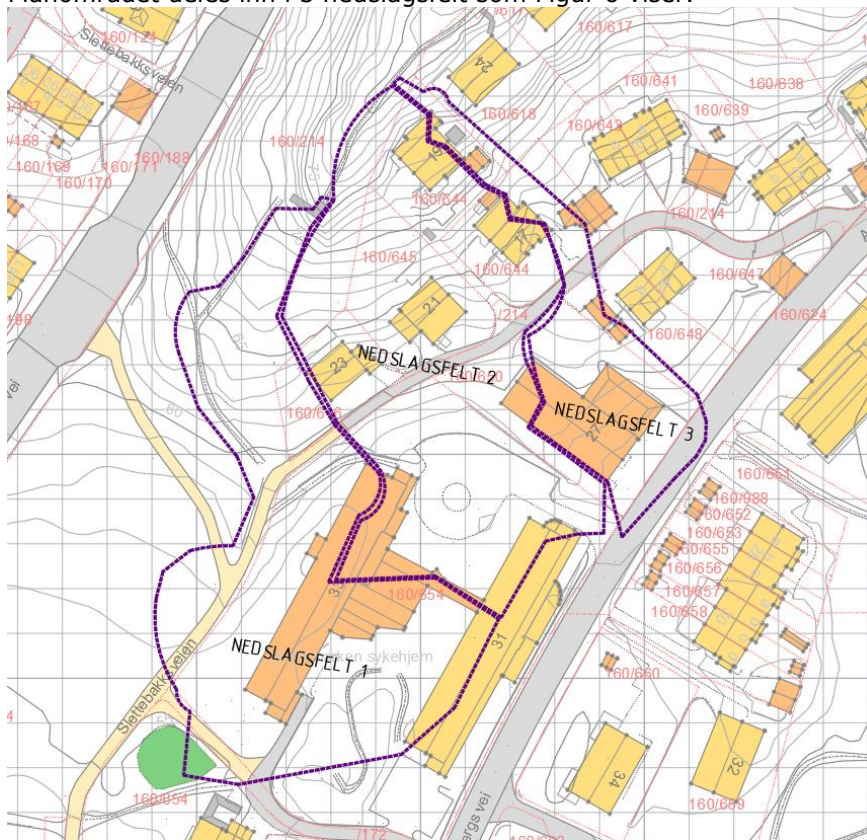
7.4 Eksisterende avrenningsmønster og eksisterende flomveier

Eksisterende avrenningsmønster og flomveier før utbygging er vist i Figur 5. Analysen for å vise avrenningsmønster og forsenkninger i planområdet, med scenario 200 års regn og 1 timers nedbør (29,6 mm nedbør), viser at avrenningen fra området er todelt. Nord for eksisterende bygg, er det en forsenking hvor det samles vann, dette renner deretter videre østover ut i veien. Området har også avrenning sørover ned mot Tveitevannet. Som en kan se fra analysen er det en forsenking øst for planområdet hvor det samles en del vann. Analysen tar ikke hensyn til sluk og sandfang som finnes i området. Flomvegene og avrenning er også vist i tegning GH003 som ligger vedlagt. Området er blitt delt inn i 3 nedbørsfelt, et nord for bygget og et sør og vest for bygget. Nord for bygget er størrelsen på nedbørsfelt 2; 0,5 ha, nedbørsfelt 3 er 0,15 ha og sør og vest for bygget er det et nedbørsfelt på 0,5 ha.



Figur 5 Eksisterende avrenningsmønster og forsenkinger

Planområdet deles inn i 3 nedslagsfelt som Figur 6 viser.



Figur 6 Nedslagsfelt

Nedslagsfelt	Areal (ha)	Regntid	Avrenning	Avrenning m/klimafaktor 1,4	Økt avrenning
1	0,43 ha	3 min	97 l/s	136 l/s	39 l/s
2	0,63 ha	3 min	136 l/s	190 l/s	54 l/s
3	0,16 ha	3 min	43 l/s	61 l/s	18 l/s
Totalt	1,22 ha		276 l/s	387 l/s	111 l/s

Som en kan se fra beregningene for fremtidig overvann, er det ikke så stor endring da endringen skjer på området som i dag er bebygd og asfaltert. Økning av overvann for planlagt situasjon vil dermed kun avhenge av klimafaktor, hvor vi har valgt å benytte 1,4. Avrenningen fra området vil øke fra omtrent 276 l/s til 387 l/s. Det befinner seg 11 sandfang inne på planområdet, så det tilføres ca. 15 l/s per sandfang inn på kommunalt nett. En kan da anta at rundt 165 l/s tilføres det kommunale nettet, fordelt på AF-ledningen og bekkekulverten. Drensvannet fra planområdet blir ført til bekkekulvert, sammen med overvannet fra deler av nedslagsfelt 1. Drensvannet skal ikke kobles til bekkekulvert i fremtidig situasjon. Resten av overvannet infiltreres og fordampes. Det betyr at omtrent 111 l/s er nødvendig å fordrøye.

Overvannet i planområdet skal forsinkes og fordrøyes med regulert utslipp fra tomten.

Fordrøyningsvolumet, beregnet med regnenvelopmetoden med redusert utslipp, beregnes til ca. 43 m³ i åpne fordrøyningsløsninger.

Nedslagsfeltene på planområdet vil endre seg noe, avhengig av hvordan vannet renner fra taket på bygget. Det bør tilstrebes å føre så mye av takvannet til området sør for bygget til åpne fordrøyningsanlegg, eller til regnbed vest for bygget.

Tabell 3 Beregnet dimensjonerende fordrøyningsvolum for planområdet.

Grunnlagsdata			
Metode		Oslo Faktaark	
Dim. Returperiode	n	20	år
Klimafaktor	Kf	1,4	-
IVF Kurve benyttet		Bergen	(Sandstli)
Dim. Regnvarighet	tc	10	min

Areal / Avrenningsfaktor			
Type	Areal (m2)	Koeffisient	Ared (m2)
Tak, vei (tette flater)	2400	0,90	2160
Gummedekke, beleg	0	0,70	0
Grønne tak (sedum), grus	0	0,60	0
Gress, grøntområder (permeabel)	3600	0,30	1080
Sum areal / Avr. Koeff	6000	0,54	3240
Afelt - Sum areal (ha)	0,60		0,32

Regnbed			
Tillatt oppstuvning	hmaks	0,2	m
Dybde filterlag	hf	0,4	m
Dybde drenslag	hd	0,3	m
Porevolum filterlag	nf	20 %	%
Porevolum drenslag	nd	30 %	%
Filtermediet		Finsand	
Hydraulisk konduktivitet, Anbefalt		3,6 - 36	cm/t
Hydraulisk konduktivitet, Valgt	Kh	10	cm/t
Maks tillatt utslipp til ledning	Qmaks	30,00	l/s
Reduksjon pga. mengderegulator		70 %	
Midlere utslipp	Qut	21,00	l/s

Resultat			
Regnbed areal	A _{regnbed}	145	m ²
Regnbed areal, valgt	A _{regnbed}	200	m ²
Andel av nedbørsfelt	f	3,3	%
Infiltrasjon	Q _{inf}	5,6	l/s

Grunnlagsdata			
Dim. Returperiode	n	20	år
Klimafaktor	Kf	1,4	-
IVF kurve benyttet		Bergen	(Sandstli)
Valgt konsentrasjonstid	tc	5	min

Areal / Avrenningsfaktor			
Type	Areal (m2)	Koeffisient	Ared (m2)
Tette flater (tak, vei, etc)	5 500	1	5 500
Gress, permeabel	1 040	0,4	416
Dyrket mark		0,3	0
Skogsområder		0,3	0
Sum areal / Avr. Koeff	6 540	0,90	5 916
Sum areal (ha)	0,65		0,5916

Utslipp			
Maks tillatt utslipp	Qmaks	90	l/s
Reduksjon pga. Mengderegulator		70 %	
Midlere utslipp	Qut	63	l/s

Resultat			
Nødv. Fordrøyningsvolum	V _{fdr}	42,9	m ³

7.5 Løsning innad i planområdet

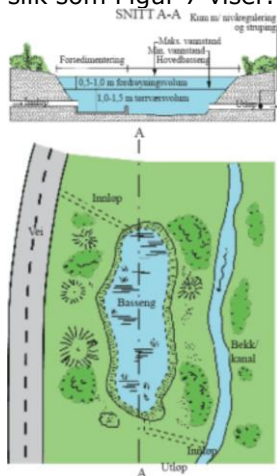
Området er delt inn i 3 deler. Ca. halvparten av overvannet fra nedslagsfelt 2 vil ved etablering av nytt sykehjem renne sørover langs bygget i regnbed som anlegges for å fordrøye overvannet. Andre halvdel av nedslagsfelt 2, vil sammen med nedslagsfelt 3 renne inn mot forsenkningen nord for bygget. Her settes det ned sandfang, og vannet føres i overvannsledning frem til kulverten. Takvannet, som kommer fra alle tre nedbørsfeltene, ledes sammen med nedbørsfelt 1 til fordrøying på sørsiden av bygget. Tegning GH002 viser hvilke areal som skal fordrøyes.

Da det skal fordrøyes 43 m³, kan det anlegges fordrøyningsmagasin med mengderegulator i utløpskummen for å ivareta kommunens utslippskrav. Det legges opp til at takvann kobles til fordrøyningsmagasinet. Fordrøyningsmagasinene og sandfangene vil i en fremtidig situasjon tilføre nettet maksimalt 84 l/s (fordrøying) og 75 l/s for sandfangene, noe som er 6 l/s lavere enn hva som er tilfelle i dagens situasjon.

7.5.1 Åpent fordrøyningsanlegg

En aktuell løsning for lokalt fordrøyningsanlegg er en fordypning med permanent vannspeil, eller et tørt område som forsinkes og fordrøyer overvannet. Ved store nedbørsmengder avsettes areal for oversvømmelser. Store mengder overvann kan holdes tilbake og magasineres lokalt.

Det er gjort beregninger for en slik dam, og dersom en legger til grunn en dybde på 0,2 meter som fordrøyes, får dammen en lengde på 20 m og en bredde på 11 m. Arealet til fordrøying vil være på ca. 220 m². Dette kan fint spres på flere dammer, dersom det er ønskelig på området. Dette avklares i en senere fase. I tillegg til denne dammen er det planlagt etablering av flere mindre regnbødd rundt bygget. Dersom en velger en løsning med permanent vannspeil vil det ut slik som Figur 7 viser.



Figur 7 Åpent fordrøyningsmagasin med permanent vannspeil

7.5.2 Flomveier (vannvei/grøfter) innad i området

Gresskledde grøfter skal forsinke og avlede regn trygt på overflaten. Grøftene utformes og tilpasses med estetisk og biologisk verdi både i grønne områder og langs veier.



Figur 8 Eksempel på etablering av vannvei/grøft. Kilde: Malmø kommune.

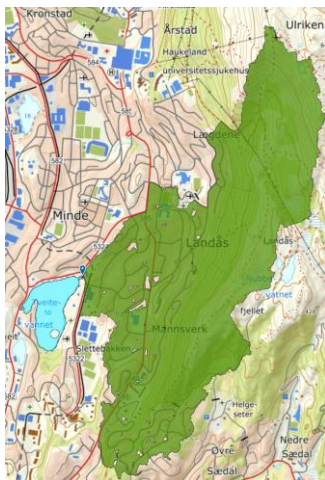
Istedenfor at vann skal krysse gangvei med stikkrenne kan det legges estetiske plater på vannveiene. På denne måten utnyttes vannet som ressurs og skaper gode bomiljøer. Disse er vanligvis tørre, men ved nedbør ledes vannet trygt til bestemt plass.

7.5.3 Frakobling av takrenner

Det etableres utvendig taknedløp på bygget og overvannet fra taket føres til plen på sørsiden av bygget med videre avrenning til opparbeidet fordrøyningsanlegg via sluker/grøfter/vannveier. Plen vil ha en fordrøyende effekt på overvannet før det ledes til fordrøyningsanlegget.

7.5.4 Flomveier

Som Figur 5 viser vil det renne overvann fra andre områder og inn i planområdet. Det er en flomvei for et stort nedbørsfelt som renner sør for området i dag. Det foreslås å legge opp til at flomveien blir på sykkel/gangsti som fører ut i Slettemarken vest. Den nye bebyggelsen vil ikke tilføre mer vann til nedslagsfelt nedstrøms som har utløp til Tveitevannet, enn hva som er tilfellet i dagens situasjon. Figur 9 viser nedbørsfeltet som planområdet er en del av som er 3,34 km². Det er blitt gjort en enkel flomberegning av dette nedbørsfeltet, etter NVEs Rapport 2015/13. I beregningen er det tatt utgangspunkt i et gjentakintervall på 200 år og en klimafaktor på 1,4. Da vil vannføringen ut av feltet under en flom være 23,3 m³/s (denne må dimensjoneres med sikkerhet). En 200-års flom vil ikke påvirke det nye bygget, da flomveien går utenom bygget.



Figur 9 Hele nedbørsfeltet

7.5.5 Fremtidig bekkeløp

Det har blitt undersøkt muligheten for å åpne bekken som ligger i kulvert for planområdet. Åpning av bekkeløp gir ofte langt større hydraulisk kapasitet og et mer robust overvannsystem. En vil også oppnå en miljømessig forbedring samt at driftsproblemer med kulverter reduseres. Andre fordeler som kan trekkes frem ved en åpning av bekken er at det blir nye leveområder for vannlevende organismer, planter, fugler og vilt. En får et større biologisk mangfold i området.

Det anbefales å se på hele bekkeåpningen under ett, da planområdet ikke omfatter området øst for planområdet. Her ligger også bekken i kulvert under bakken og den ligger nærmere overflaten i parken.

Det er ikke oppgitt hvilken høyde denne bekken ligger på, men det er gjort en antakelse om at den ligger på rundt kt. +50. Dersom denne høyden legges til grunn vil det si at bekken ligger 5-6 meter under eksisterende bakkenivå. Det er vurdert at det ikke er hensiktsmessig å legge en åpen bekk med bunn på samme nivå som det eksisterende bekkeløpet. Med en slak sideskråning på elvekantene blir det mye masse som må fjernes, noe som gjør bekken mer plasskrevende og arbeidet mer kostbart. Dette er et boligområde og det er ikke hensiktsmessig å ha en dyptliggende åpen vannføring med tanke på at bekken blir mindre synlig og mindre tilgjengelig. Det kan også utgjøre en økt fare for barn som leker i området. Det kan derfor bli nødvendig å heve bekken opp fra nivået i kulverten og opp til overflaten. Ved å bruke terskler og vannspeil kan en bringe bekken opp i terrenget, men som nevnt blir det vanskelig å gjennomføre innenfor grensen til planområdet.

Beregninger gjort for strømming i en kanal, viser at dersom kanalen skal ta under en 200 års flom som tilsvarer ca. 23 m³/s må den ha en bunnbredde på 5 meter. Da er maks vannstand 1 meter og en har skrån timer med 1:1 stigning slik at toppbredde for kanalen er 7 meter. En kan føre bekken til overflaten i parken Slettemarken øst (grøntområdet/parken øst for planområdet). Denne parken er utsatt for flom, og en åpning av bekken ville være gunstig for å redusere oppsamling av store vannmengder. Bekken kan legges i kulvert under Adolph Bergs vei og ligge åpen ut til Slettebakken vest (grøntområdet/parken vest for planområdet) før den legges i kulvert og ledes ut i Tveitevannet. Denne løsningen går ut over planområdet, men kan vurderes dersom hele bekken ses på under ett.

Figur 10 viser hvordan en slik gjenåpning av bekken kan bli gjennomført. Bildet viser Hovinbekken i Oslo som ble gjenåpnet i 2020 og som bidrar til et innslag av natur og identitet i byen.

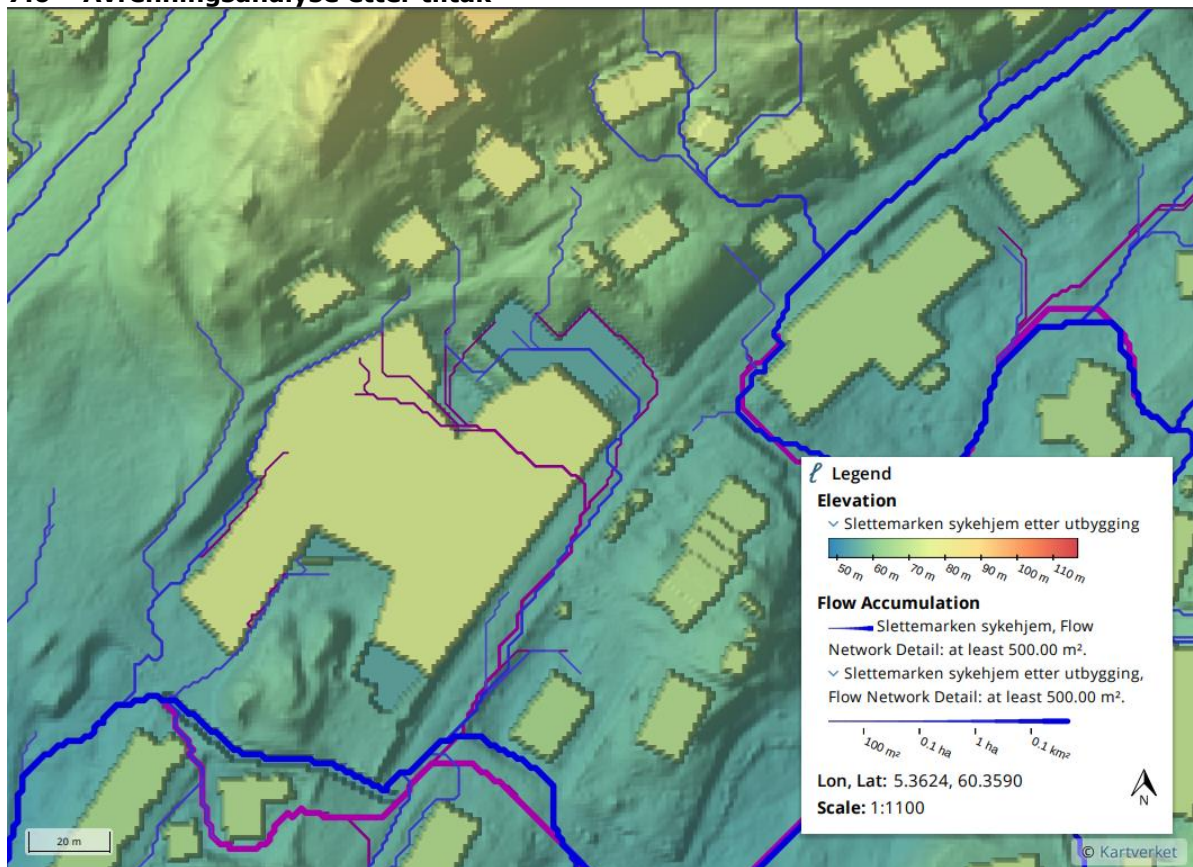


Figur 10 Gjenåpning av Hovinbekken i Oslo

Andre løsninger som kan velges er å videreføre bekken i kulvert under planområdet. Da må eksisterende kulvert erstattes med en kulvert på 2,6x2,0 m for å ha stor nok kapasitet til å ta under en 200 års flom. Denne løsningen er vist på tegningene og kulverten overtas av kommunen.

Det er også mulig å føre en mindre del av vannet i bekken til overflaten. Det er gjort noen beregninger på hvor mye vann som kan bli tatt opp til overflaten. Det er satt en grense på 0,15 cm vannstand grunnet sikkerhet, 1 meter bredde i bunn. Da kan kanalen ha en vannføring på maksimalt 0,21 m³/s. Dersom denne løsningen velges, må vannet tas fra en posisjon lenger oppe i bekken for å ha tilstrekkelig høyde og fall. Vannet ledes så til planområdet, hvor det ligger åpent på terrenget før det tilbakeføres kulverten vest for byggene.

7.6 Avrenningsanalyse etter tiltak



Figur 11 Fremtidig og nåværende avrenning

Sammenlignes avrenningsmønstrene før og etter utbygging, vil forskjellene være små. Fremtidig avrenning er vist i blå farge, mens lilla er eksisterende avrenning. Fremtidig bebyggelse vil øke avrenningen noe fra planområdet på grunn av klima. En annen endring er ny flomvei i sykkel/gangstien, som blir senket for å skape en mer åpen kryssing samtidig som det er mer hensiktsmessig med flomvei i gangveien. Nye flomveier og avrenning er vist i tegning GH004 som ligger vedlagt.

REFERANSER

- /1/ VA-norm Bergen kommune, lastet ned fra: <http://va-norm.no/bergen/> 04.01.2021
- /2/ Bergen kommune, kommunedelplan for overvann 2019-2029
<https://www.bergen.kommune.no/publisering/api/filer/T537215230>
- /3/ Norsk Vann rapport 193 – 2012. Veiledning dimensjonering og utforming VA-
transportsystem
- /4/ Norges Geologiske Undersøkelse (NGU) Nasjonal berggrunndatabase,
<http://www.ngu.no/emne/kartinnsyn>
- /5/ Norsk klimaservicesenter, 2020
<https://klimaservicesenter.no/faces/desktop/idf.xhtml>

VEDLEGG

VEDLEGG 1 - TEGNINGSVEDLEGG

Tegningsvedlegg 1 – GH001 – VA plan. Eksisterende og planlagt VA

Tegningsvedlegg 2 – GH002 – Nedbørsfelt

Tegningsvedlegg 3 – GH003 – Flomveger og avrenningsmønster – før utbygging

Tegningsvedlegg 4 – GH004 – Flomveger og avrenningsmønster – etter utbygging

Tegningsvedlegg 5 – GH005 – Plan og profil separering AF og bekkekulvert

Tegningsvedlegg 6 – Nedstrøms nedslagsfelt for planområdet

Tegningsvedlegg 7 – Oppstrøms nedslagsfelt for planområdet

VEDLEGG 2 – IVF KURVE SANDSLI

IVF-verdier (l/(s*ha))																
	Varigheter (minutter)															
Gjentaksintervall (år)	1	2	3	5	10	15	20	30	45	60	90	120	180	360	720	1440
2	262.7	216.6	191.3	158.7	117.2	92.9	78.0	60.5	47.8	40.9	32.6	29.1	23.7	16.3	11.0	7.1
5	325.5	268.5	239.1	198.7	139.8	109.7	93.2	73.7	58.5	50.4	40.8	37.0	29.2	19.3	13.5	8.6
10	367.0	302.9	270.7	225.2	154.8	120.9	103.3	82.4	65.5	56.7	46.2	42.2	32.9	21.2	15.2	9.7
20	406.9	335.8	301.0	250.6	169.2	131.6	113.0	90.8	72.3	62.7	51.4	47.2	36.5	23.1	16.8	10.6
25	419.5	346.3	310.6	258.6	173.8	135.0	116.1	93.5	74.4	64.6	53.1	48.8	37.6	23.7	17.3	11.0
50	458.5	378.5	340.3	283.5	187.9	145.5	125.5	101.7	81.1	70.5	58.2	53.7	41.1	25.5	18.9	11.9
100	497.2	410.5	369.7	308.1	201.8	155.9	134.9	109.8	87.6	76.4	63.2	58.6	44.5	27.4	20.4	12.9
200	535.8	442.4	399.0	332.7	215.8	166.3	144.3	118.0	94.2	82.2	68.2	63.4	47.9	29.2	22.0	13.8

Vedlegg, Figur 1: IVF kurve Sandsli Periode 11.01.1984 – 19.02.2021. Lastet ned fra www.klimaservicesenter.no 19.02.2021 iht. SVV Håndbok N200, juni 2014