

Oppdragsgiver
Nordby Maskin

Dokument type
Rapport: Vann, avløp og overvann

Dato
04.03.2020

MIKLAGARD GOLFHOTELL VANN, AVLØP OG OVERVANN



MIKLAGARD GOLFHOTELL

VANN, AVLØP OG OVERVANN

Oppdragsnavn **Miklagard golfhotell**
Prosjekt nr. **1350027785**
Dokument type **Rapport (Vedlegg til IG søknad vann og avløpsanlegg)**
Versjon **02**
Dato **04.03.2020**
Utført av **SIPE**
Kontrollert av **EVE**
Godkjent av **EVE**
Beskrivelse **Vann, avløp og overvann**

Rambøll
Hoffsveien 4
Postboks 427 Skøyen
0213 Oslo

T +47 22 51 80 00
F +47 22 51 80 01
www.ramboll.no

Revisjon	Dato	Utført av	Kontrollert av	Godkjent av	Beskrivelse
00	15.10.2018	ROHE	EVE	EVE	Følgerev for vann, avløp og overvann ifm. IG
01	21.02.2020	SIPE	EVE	EVE	Revidert følgerev for overvann og avløp ifm. IG
02	04.03.2020	SIPE	EVE	EVE	Justert tegningshenvisninger og presisert flom kap.

INNHALDSFORTEGNELSE

1.	BAKGRUNN	3
2.	BESKRIVELSE AV EKSISTERENDE VA FOR OMRÅDE	4
2.1	Spillvann	5
2.2	Overvann	6
2.3	Vann	6
3.	GENERELLE FORHOLD FOR OVERVANN OG FLOM	7
3.1	Topografi og grunnforhold	7
3.2	Flomveger og avrenning på overflaten	8
4.	BESKRIVELSE AV LØSNING FOR VA-SYSTEM	10
4.1	Spillvann	10
4.1.1	Private spillvannstasjoner	10
4.1.2	Private spillvannsledinger	10
4.1.3	Private spillvannskummer	11
4.1.4	Tapping og drift av spa-anlegg	11
4.1.5	Oppgradering eksisterende pumpestasjon	11
4.1.6	Strømforsyning til ny pumpestasjon	12
4.2	Vann	12
4.2.1	Vannforsyning	12
4.2.2	Vannkummer	12
4.2.3	Slukkevann, brannvannstank og brannvannspumper	12
4.2.4	Fylling av branntank og etterfylling ved en brannsituasjon	13
4.3	Overvann	14
4.3.1	Dimensjoneringsgrunnlag og forutsetninger	14
4.3.2	Avvanning av hotelltomt	15
4.4	Drenering	17
5.	VEDLEGG	18

FIGURER

Figur 1: Oversiktskart (kilde: www.ullensaker.kommune.no/kartportal/)	3
Figur 2: Oversikt av eksisterende VA i området og tilkoblingspunkt	4
Figur 3: Eksisterende VA-anlegg ved tilkoblingspunkt (kilde: kommunalt VA grunnlag)	5
Figur 4: Oversiktskart (Kilde: Google Maps)	7
Figur 5: Avrenning på overflate	8
Figur 6: Avrenningsanalyse i dagenssituasjon	9
Figur 7: Utdrag fra tappetest utført ved tilkoblingspunkt for vann	14
Figur 8: Tretrinnsstrategien for overvann (Kilde: NOU2015:16)	15
Figur 9: Avrenning etter utbygging ved 200års regn.	16
Figur 10: Drenslinjekart over området.	17

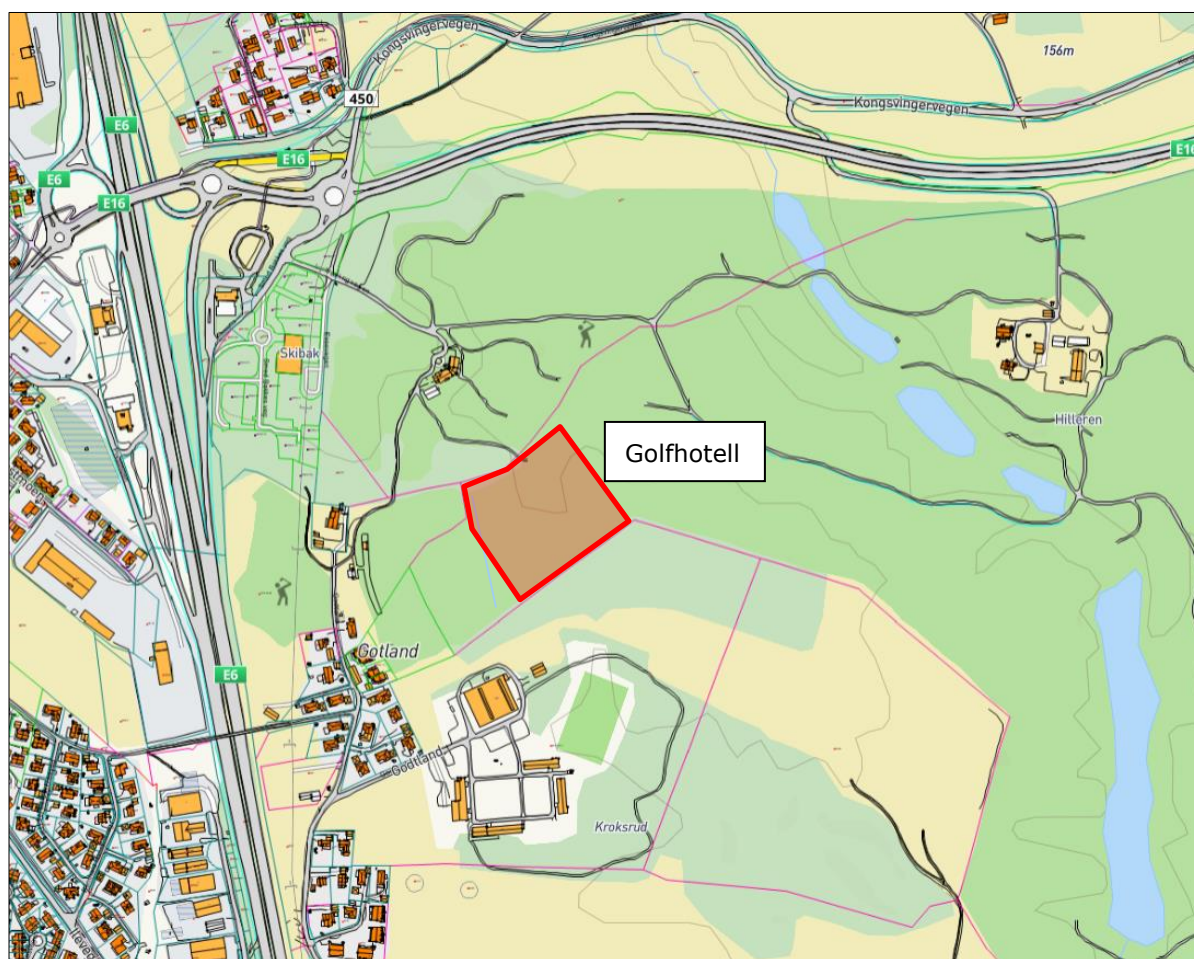
1. BAKGRUNN

Det planlegges nytt hotell tilknyttet golfbanen Miklagard, på Kløfta i Ullensaker kommune. Området er ferdig regulert og rammetillatelse til oppføring av hotell er godkjent.

For Fase 1 er Rambøll engasjert av Nordby Maskin som rådgiver for vei og VA, etter tidligere i prosjektet ha jobbet for Veidekke AS.

Nedenfor vises et oversiktskart med tiltaksområdet i rød farge.

Viser til anbefalt IG datert 20.11.2018, saksnr 2018/3426 som godkjenner et påslipp på totalt 20 l/s fordelt på to utslippspunkter med 10 l/s hver for overvannet. Det anmodes herved om revidert overvannsløsning som muliggjør justering av opprinnelig godkjent overvanntiltak. Revidert løsning forholder seg til tidligere godkjente påslippsmengder, men teknisk løsning er imidlertid noe justert.

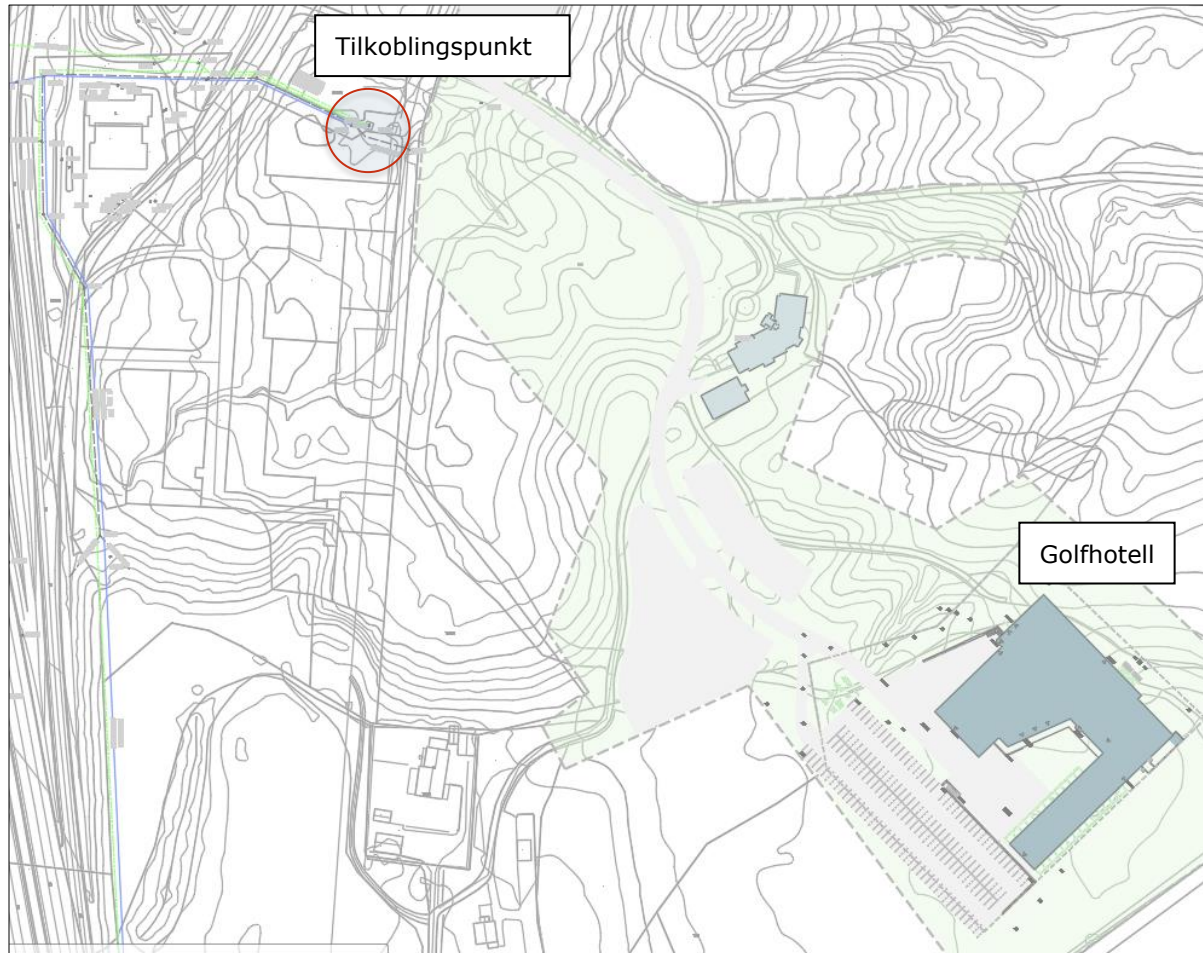


Figur 1: Oversiktskart (kilde: www.ullensaker.kommune.no/kartportal/)

2. BESKRIVELSE AV EKSISTERENDE VA FOR OMRÅDE

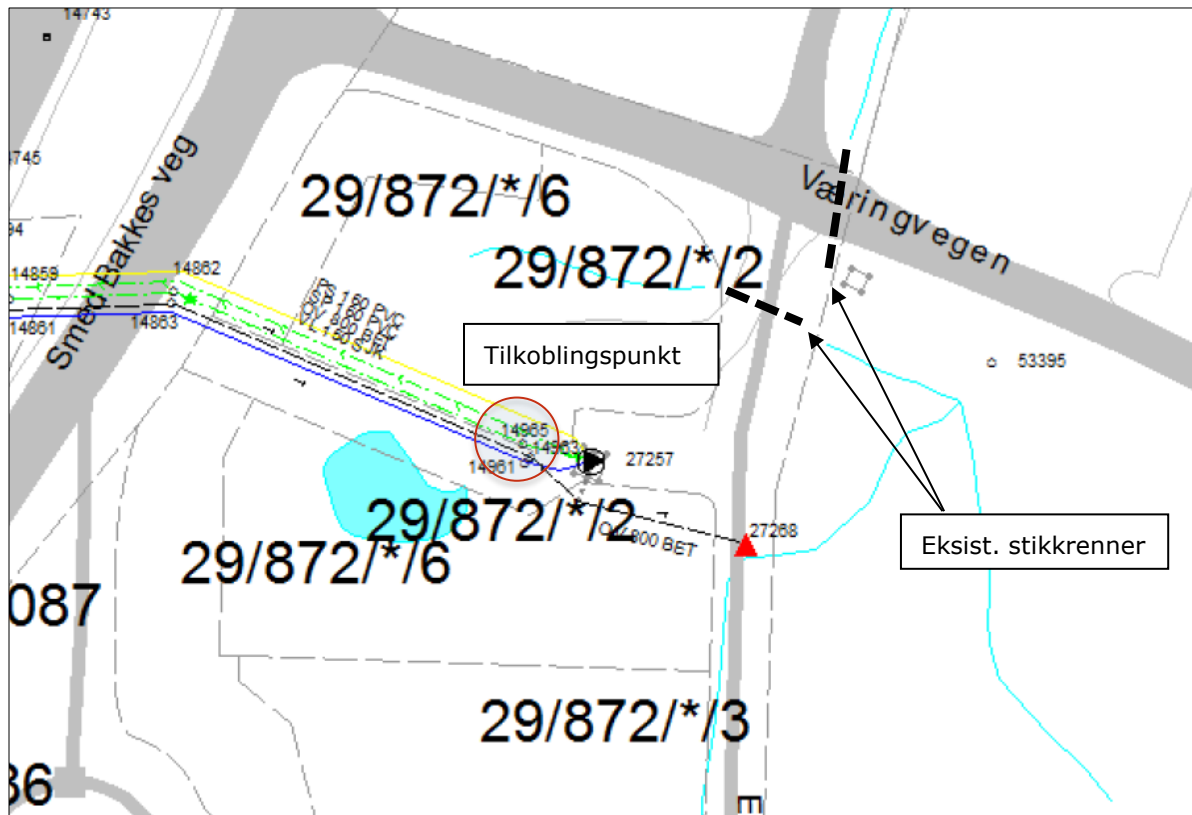
Eksisterende kommunalt VA anlegg, ligger ved E6, og ender ved kommunal pumpestasjon markert som "Tilkoblingspunkt" på understående figur. Her planlegges tilkobling av spillvann og vann for det nye golfhotellet.

Alle eksisterende kummer ved tilkoblingspunkt er innmålt i høydesystem NN2000. Se vedlegg H.



Figur 2: Oversikt av eksisterende VA i området og tilkoblingspunkt

Understående figur viser en mer detaljert oversikt av eksisterende VA ved tilkoblingspunktet.



Figur 3: Eksisterende VA-anlegg ved tilkoblingspunkt (kilde: kommunalt VA grunnlag)

2.1 Spillvann

Tilkobling for spillvann skal skje i eksist. kum 14965. SP fra eksisterende kum 14965 renner mot en kommunal spillvannspumpestasjon (SID nr: 27257), som pumper spillvann til hovedanlegg.

Eksisterende pumpeledning fra pumpestasjonen er Ø160 PVC-PN10, lengden er 708 m og statisk løftehøyde er 14 m.

Kommunalt grunnlag viser en 160mm diameter spillvannsledning som går inni den kommunale pumpestasjonen. Det er ikke mottatt grunnlag fra Ullensaker kommune som angir antall boliger/PE som er koblet til spillvannspumpestasjonen.

Basert på mottatt grunnlag, vet vi følgende om eksisterende kommunal pumpestasjon:

- Pumper har kapasitet 17 l/s.
- Starter ca. hvert 45min. Unntatt på natt hvor pumpene går hver 3-4 time
- 2 stk. pumper med alternerende drift
- Diameter pumpeump antas å være 1600mm
- Merkespenning på eksisterende pumper er 400V
- Effekt ved driftspunkt ca. 10,5 KW

I punkt «4.1.5 Oppgradering eksisterende pumpestasjon» forklares nødvendige tiltak i eksisterende pumpestasjon for å ha tilstrekkelig kapasitet for å motta SP fra hotellet.

Se forøvrig PE-beregninger under kap. 4.1. Videre avklaring og løsning for spillvannspumpestasjon gjøres av Intec pumper v/ Jon-Gunnar Støten.

2.2 Overvann

Overvann fra kommunalt nett slippes ut i bekkedrag i punkt 27268, vist i figur 3.

Det er to eksisterende stikkrenner i området. Nytt VA-anlegg fra hotellet vil krysse disse stikkrennene, men ikke medføre noe endring eller justering på stikkrennene. Kryssende privat VA-anlegg vi bli isolert mellom nye rør og stikkrenne, og ved lite overdekning ved kryssinger.

Norby maskin vil erosjon sikre utløpene ved ferdigstilling av nylagte rør i området. Erosjon sikringen gjøres vha. steinsetting.

2.3 Vann

Eksisterende vannledning Ø150 SJK forsyner brannkum 14961 og fortsetter videre til pumpestasjon. Tilkoblingsmulighet for hotellet er i utgangspunktet i kum 14961, men på grunn av pågående prosjekt på tomt 29/872/*2 som også har planlagt tilkobling i denne kummen, har det vært behov for koordinering og avklaring, om utforming av tilkobling i dette området. Valgt løsning for tilkobling er nærmere forklart i kap. "4.2.1 vannforsyning"

3. GENERELLE FORHOLD FOR OVERVANN OG FLOM

3.1 Topografi og grunnforhold

Ca. beliggenhet av hotelltomten er vist med rød ramme i figur 4. Terrenget innenfor byggets fotavtrykk varierer fra ca. kote +156 til +161, dvs. en høydeforskjell på ca. 5 m. Terrenget ligger lavest mot nord, og høyest mot syd.

Overordnet faller terrenget mot nord/nordøst, og mot lavbrekk ved golfbanens dammer i bunn av området, nordøst for golfhotellet ligger på ca. kote +133.



Figur 4: Oversiktskart (Kilde: Google Maps)

Grunnteknikk AS utførte i 2013 en grunnundersøkelse på området.

Undersøkelsene viste generelt et topplag på ca. 2 m tykkelse med antatt tørrskorpig silt/leire og noe sand. Videre ned ligger det i hovedsak middels fast til bløt leire/silt til stor dybde, og boringene indikerer at løsmassene kan være sensitive og bestå av sprøbruddmateriale. En prøveserie tatt i 2013 viste kvikkleire fra 11-12 m dybde.

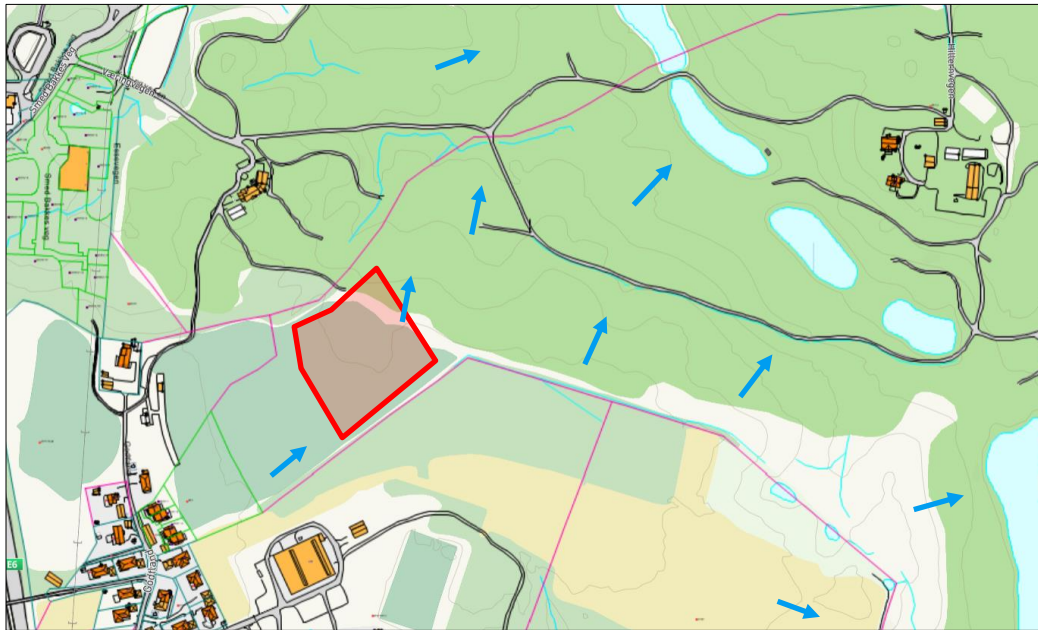
De fleste boringene i 2013 ble avsluttet i løsmasser, og det ble i 2017 utført supplerende boringer for om mulig å avklare faktiske dybder til berg. Boringene i 2017 ble ført ned til dybder fra ca. 40 til 70 m, fortsatt uten å ha påtruffet berg. Boringene bekreftet forøvrig undersøkelsen fra 2013 med tanke på løsmassenes egenskaper, bl.a. forekomst av kvikkleire.

Undersøkelsene viser at infiltrasjonskapasitet i grunn er svært begrenset. Med bakgrunn i grunnundersøkelsens resultat er det sett bort ifra mulighet for infiltrasjon til terreng.

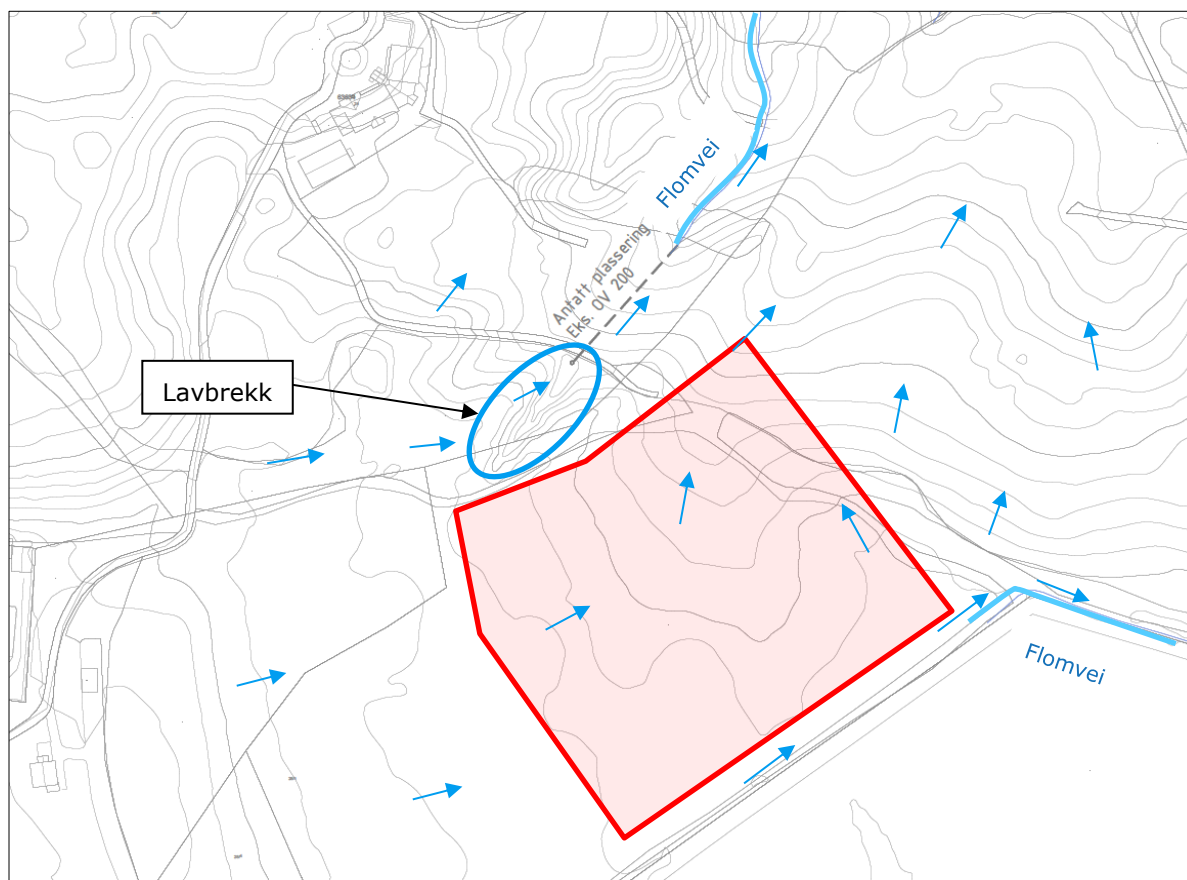
3.2 Flomveger og avrenning på overflaten

Overordnet faller terrenget mot nord/nordøst, og til lavbrekk ved golfbanens dammer som beskrevet i kapittel «3.1 Topografi og grunnforhold».

Fallpiler i figur 5 viser hvordan overvann/flomvann renner på overflaten. Se også egne avrenningsanalyser Vedlegg A og Vedlegg B. Samt figur 6 og 9, mtp. avrenning og flomveier i prosjektområdet.



Figur 5: Avrenning på overflate



Figur 6: Avrenningsanalyse i dagenssituasjon

Grunnforholdene gjør at infiltrasjon i grunn er svært begrenset. Derfor renner overvann fra hele golfbanen og hotelltomten via overflaten og i bekker til dammer i lavpunktet av området.

På grunn av den begrensede infiltrasjonskapasiteten vil utbygging av golfhotellet ikke bidra til økt avrenning over tid. Spissavrenningen ved korte intense regn (10-20min varighet) øker som følge av økt andel tette flater (raskere avrenning), dette håndteres i eget fordrøyningsvolum FM1 tilknyttet hotelltomten. Overvannshåndtering for hotellet er nærmere forklart under kap. «4.3 Overvann».

4. BESKRIVELSE AV LØSNING FOR VA-SYSTEM

I dette kapitlet beskrives prosjektert VA-anlegg for golfhotellet. For en bedre forståelse, se aktuelle plantegninger.

Forøvrig henvises det til aktuelle plan -og profiltegninger, detaljtegninger av kummer, overvannsløsninger, utløp, brannvannstank. Se egen tegningsliste.

4.1 Spillvann

Tilkoblingspunkt for spillvann fra nytt golfhotell planlegges i eksisterende kum 14963, oppstrøms kommunal pumpestasjon. Innmålinger og informasjon om tilkoblingspunkt er vist i vedlegg H – kum 14963.

Ny privat spillvannsledning for hotellet etableres i adkomstvegen, mellom eksisterende kum 14963 og hotellet, se tegningsliste for aktuelle tegninger.

Spillvann fra hotellet må pumpes i to omganger før tilkobling til kommunal nett.

PSP1 ved hotellet pumper til SPK3, det høyeste punktet i traseen. Mellom SPK3 og tilkoblingspunkt (14963) finnes det et lavbrekk. Derfor må spillvannet pumpes igjen fra PSP2 til eksisterende kum 14963.

Se oppdatert tegningsliste for aktuelle tegninger knyttet til kommunal tilkobling.

Spillvannsmengder maks samtidighet

RIV v/ Structor har beregnet forventet Spillvann -og vannmengder fra/til hotellet.

Maks samtidig spillvannsmengde for fase 1 og fase 2 – 24,5 l/s.

Spillvannsmengder PE-beregning

Etter ønske fra Ullensaker Kommune er det blitt utført en tradisjonell PE-beregning for spillvannsmengder. Merk at PE-beregninger i utgangspunktet egner seg bedre for større utvalg da man for mindre utvalg kan oppleve store variasjoner i spillvannsmengder.

Midlere dimensjonerende spillvannsmengde – **2,5 l/s**

Maks dimensjonerende spillvannsmengde – **11,7 l/s** (maks timefaktor + maks døgnfaktor)

Basert på 40 ansatte, 500 rom med 1,5 gjest per rom og maks 600 besøkende på konferanse.

4.1.1 Private spillvannstasjoner

Spillvannspumpestasjoner (PSP1 og PSP2) for hotellet, prosjekteres med prefabrikkert Ø1600 GRP pumpeump, med 2 pumper for alternerende drift. Effekt 15 KW per pumpe. Avslutning til terreng med kumringer i betong. Pumpestasjoner etableres med mulighet for pluggkjøring. Se tegningsliste for aktuelle detaljtegninger.

Strøm og signal hentes fra teknisk rom i hotellet og alarmsystem tilkobles hotellets SD-anlegg.

4.1.2 Private spillvannsledinger

For pumpeledning benyttes 140mm PE100-SDR17, med nominell diameter 125mm.

Spillvannsledning på selvføll dimensjoneres med nok kapasitet til å motta spillvann fra Fase 1 og ev. fase 2 og fase 3 av hotellprosjektet.

Minste fall på selvføllsledning er 20‰, derfor er det tilstrekkelig med 200 PVC rør.

4.1.3 Private spillvannskummer

Spillvannskummer etableres iht. Ullensaker kommunes VA-norm.

For nedstigningskummer skal benyttes betongkummer med prefabrikkerte deler. Min. D=1200 mm.

Stake-/spylekummer skal være av PVC/PP og ha min. D=600 mm.

Nedgravv fettuskiller installeres utenfor hotellkjøkken. SP fra kjøkken går gjennom fettuskiller før vannet føres til SP-pumpekum (PSP1).

Se tegningsliste for aktuelle detaljtegninger.

4.1.4 Tapping og drift av spa-anlegg

Ved en returspyling av sandfiltrene til bassengene brukes ca. 660 l/m over 5-6 minutter. Dette gjøres 1 til 2 ganger i uka.

Tømming av bassenget skjer en gang om året, eller ved behov. Tømming vil reguleres inn i underkant av maks spillvannsmengder fra hotellet. Det beskrives i FDV at tømming av basseng utføres utenom belastet tidsområde for generelt påslipp til avløpsnettet.

Påfylling av vann til bassengene skjer via teknisk rom/utjevningstank, samt manuell fylling med evt.brannslange. Dette skal ikke medføre spesielle trykkforhold i nettet.

4.1.5 Oppgradering eksisterende pumpestasjon

Eksisterende kommunal pumpestasjonen har per i dag ikke tilstrekkelig kapasitet til å ivareta den økte spillvannsmengden som hotellet genererer.

Det optimale driftspunktet på dagens pumper er 17 l/s. Pumpene starter opp ca hvert 45. minutt, unntatt midt på natten hvor de står i 3 til 4 timer. Dimensjon på sump er antatt Ø1600 mm.

Kommunen har ikke eksakt data om spillvannsmengder som går inni pumpestasjon for nåværende situasjon. Basert på antatt volum i sump og startfrekvens av pumpe kan man antyde at spillvannsmengder som går inni pumpestasjon for eksisterende situasjon, er størrelsesorden 2-3 l/s.

Pumpene har med dagens tilrenning en bra kapasitet og kan håndtere større volum hvis de starter opp oftere, men ikke tilstrekkelig når forventet spillvannsmengder fra hotellet er ca. 27 l/s, inkludert ev. fase 2 og 3.

Det er derfor planlagt å oppgradere til større pumper i den eksisterende stasjonen, men beholde dagens sump og pumpehus. Etter dialog med Xylem anbefaler vi at pumpestasjon oppgraderes med 2 stk pumper av typen NP 3202 SH 3-273. Denne pumpen klarer 37 l/s mot 47,9m og er med det dimensjonert for å håndtere den økte spillvannsmengden som golfhotellet genererer.

Se vedlegg D, for mer detaljert spesifisering på anbefalt pumpe, pumpekurve og driftspunkt.

Ifm. Oppgradering av pumper må det i tillegg medregnes oppgradering av følgende komponenter:

- Strøminntak
- Frekvensomformere
- Justering av guidesystem og fot for pumper
- Automatikk og EL-tavle
- Effektbrytere
- Kontakt for aggregat

4.1.6 Strømforsyning til ny pumpe-stasjon

Merkespenning på eksisterende pumpe er 400V, effekt på driftspunktet er ca. 10,5 KW.

Ny anbefalte pumper har også merkespenning på 400V, men merkeeffekten er 32KW.

Det må kontrolleres med netteier om eksisterende strømkabel til pumpe-stasjon har kapasitet til oppgradering av pumper, eller om det må gjøres tiltak på strømforsyningen.

4.2 Vann

Tappetest på vannledning er utført, og som antatt til rammesøknad kan kommunen levere 25 l/s til 30 l/s til hotellet uten vesentlig trykktap i det kommunale nettet. Se vedlegg G for tappetest ved tilkoblingspunkt.

Brannvannskravet er 50 l/s. Det må derfor prosjekteres brannvannstank for å sikre brannvannsdekningen. Løsning for brannvannstank og brannpumper er nærmere forklart i kapittel «4.2.3 Slukkevann, brannvannstank og brannvannspumper».

4.2.1 Vannforsyning

Vannforsyning til nytt hotell er planlagt ved eksisterende kum 14961.

Weiserviceanlegg som bygges i området skal også etablere tilkoblingspunkt for vann i eksisterende kum 14961. En ny VL 180 PE skal forsyne anlegget.

Avgrening som går motsatt vei i eksist. kum 14961 kan ikke brukes pga. mangelfull plass i kum, og mellom kum og nærliggende overvannsledning.

Se tegningsliste for aktuelle detaljer knyttet til løsning for tilkoblingspunkt for vann. Tilkobling gjøres via ny privat vannkum som etableres ifm. Prosjektet nytt weiservice anlegg. Løsning er diskutert og avklart med utbygger.

Ny trase for vann til hotellet, legges i adkomstvegen mellom tilkoblingspunkt og en ny fordelingskum (VK1A) ved adkomstplassen foran hotellet. Det benyttes PE ledning for å forsyne VK1A (180 PE100, SDR11). Se tegningsliste for aktuelle tegninger..

Fra ny VK1A føres en VL 110 PE100 til tekniskrom for vannforsyning og en VL 125 PE100 for fylling av brannvannstank. En automatisert ventil med elektriske aktuator (lukketid 3 min.) forhindrer trykktap. Det etableres en elektronisk kontrollventil til brannvannstank, som sikrer at maks tapping fra anlegget, er 25 l/s i en brannsituasjon. Dette er nærmere forklart i kapittel «4.2.3 Slukkevann, brannvannstank og brannpumper».

4.2.2 Vannkummer

Det etableres 6 stk. nye private vannkummer. Disse er prosjektert iht. kommunens VA norm og er plassert og utformet med hensyn for å ivareta pluggkjøring, tapping, lufting i høybrekk, avgrening til senere faser og fordeling til brannvannstank og forbruksvann for fase 1.

Se tegningsliste for aktuelle detaljtegninger.

4.2.3 Slukkevann, brannvannstank og brannvannspumper

Preaksepterte ytelser i TEK17 tilsier at det er behov for minst 2 uttak med en samlet kapasitet på minst 3000 l/min (50 l/s).

For å tilfredsstille dette kravet vil det bli etablert en 100 m³ brannvannstank, som etterfylles med 25 l/s i en brannsituasjon. Se tegningsliste for aktuelle tegninger brannvannstank.

Brannvannstanken etableres med tilhørende pumpe- og pumper til brannsløkkepunkter og pumper til sprinkelanlegg. Sprinkelpumper blir etablert iht. NS 12845.

Når det gjelder privat ledningsnett foretrekker Brann og redningsetaten bruk av hydranter da uttak i private kummer ikke blir vist på ledningskartet på skjermen i brannbilen.

Det etableres totalt tre nye slokkevannspunkter (brannhydranter) for å dekke fase 1 og fase 2 av utbygningen. Se brannskisse, Vedlegg E.

Det legges 160 PE100, SDR11 ledning til hydrantene og 180 PE100, SDR11 til tekniskrom for sprinkelanlegg.

I tillegg legges det klart stikk til brannhydranter for Fase 3. Som kan benyttes for tilkobling av flere brannkummer, dersom fase 3 kommer til utførelse.

4.2.4 Fylling av branntank og etterfylling ved en brannsituasjon

Vannledning fra kommunalt tilkoblingspunkt til hotellet føres frem til VK1A som ligger inne på gårdsplassen. Her fordeles vannledningen, hvor en avgrening går til teknisk rom som forbruksvann, mens en avgrening går til brannvannstank.

Det monteres tilbakeslagsventil (kategori 2) i VK1A på avgrening til brannvannstank, for å hindre tilbakeslag til kommunalt nett. På avgreningen til brannvannstanken monteres det også sluseventil med aktuator og en elektronisk kontrollventil (mengde/trykkreduksjon) i egen kum (VK1B). Se tegningsliste for aktuelle detaljtegninger.

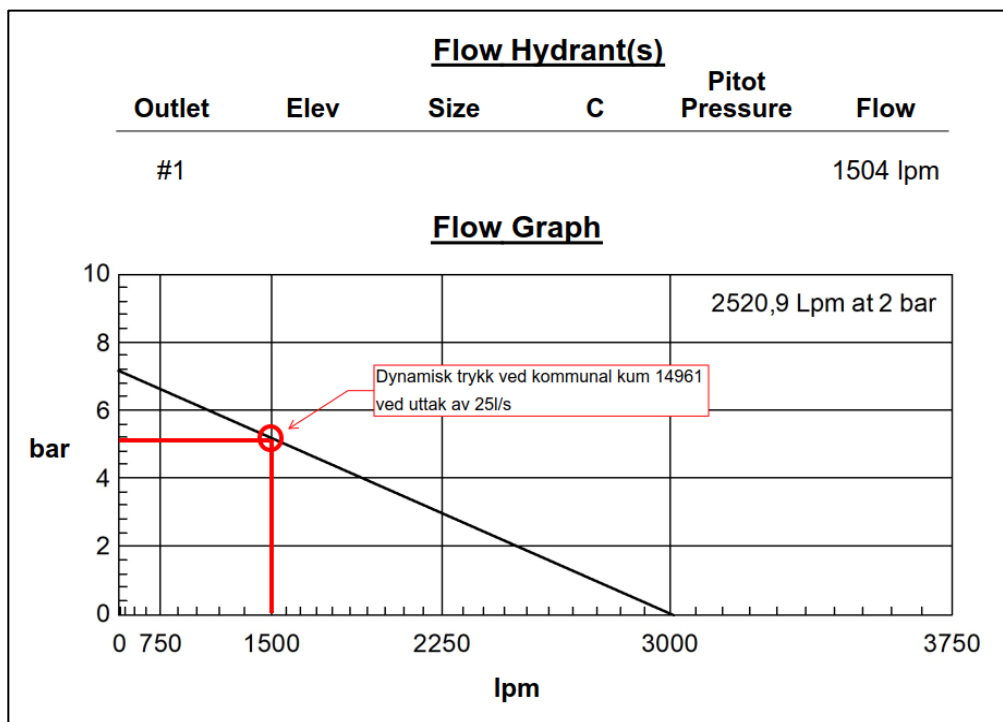
Sluseventil med aktuator vil være koblet mot nivåstyring i tanken, som igjen er koblet opp mot SD-anlegg i teknisk rom. Ventil åpnes når brannpumpe eller sprinkelpumpe starter, og lukkes når tanken er full. Vet strømstans vil ventilen automatisk lukkes. Aktuator styrer lukketiden til 3 min for å hindre trykkstøtsproblematikk.

Elektronisk kontrollventil av type AVK 718/03 vil regulere uttak fra kommunalt nett til maks 25 l/s. Ventilen styres med magnetventiler og kan styre mengde og trykk inn i brannvannstanken.

Dette gir oss mulighet til å regulere vannmengde som tappes fra kommunalt nett, ifm. Fylling av brannvannstank.

Tappetest viser at uttak for brannsituasjon på 25l/s, vil gi et trykkfall ved målepunktet fra ca. 7,2 bar til 5,2 bar. Altså et trykkfall på 2 bar ved brannsituasjon.

Utdrag fra tappetest utført ved eksisterende kum 14961 vises under. Komplette tappetest er også vedlagt i rapporten, Vedlegg G.



Figur 7: Utdrag fra tappetest utført ved tilkoblingspunkt for vann

4.3 Overvann

Iht. Plan og bygningsloven og som opplyst i svar på rammetillatelse skal overvann håndteres på egen eiendom. Med bakgrunn i geoteknisk rapport som viser grunnforhold av hovedsakelig leire/kvikkleire og grunnvannstand på 1 til 2 meter under eksisterende terreng løses overvannshåndteringen ved hjelp av kassetmagasiner i kombinasjon med åpne løsninger.

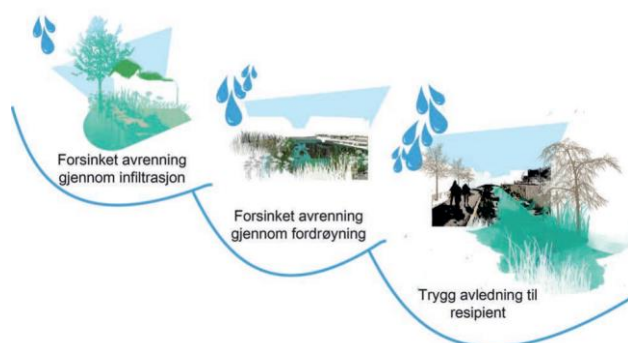
Tiltaket består av 3 faser, henholdsvis fase 1, 2 og 3. Overvannsløsning som blir omsøkt gjelder for fase 1, men med klargjøring for påkobling av fase 2 og fase 3 når disse blir utbygget. Mer informasjon om dette kan leses i videre kapitler.

Se tegningsliste for aktuelle plantegninger.

4.3.1 Dimensjoneringsgrunnlag og forutsetninger

Overvannshåndtering blir i størst mulig grad basert på tretrinnsstrategien og vil være premissgivende for dimensjonering av overvannstiltakene. Dette er videre utdypet i understående tekst.

Tretrinnsstrategien



Figur 8: Tretrinnsstrategien for overvann (Kilde: NOU2015:16)

Trinn 1: Tretrinnsstrategien baserer seg på at man for mindre regn fanger opp og infiltrerer overflateavrenningen. I den grad dette er gjennomførbart er det lagt opp til dette.

Trinn 2: Ved større regn samles overskytende avrenning til fordrøyning slik at videreført vannmengde fra tiltaket begrenses. 20 år er benyttet som gjentaksintervall med bruk av regnenvelopmetoden for volumberegninger.

Trinn 3: Ved ekstremregn ledes vannet til trygge flomveier. 200 år er benyttet som gjentaksintervall med bruk av rasjonell metode.

IVF-kurve og klimafaktor

Det er i overvannsberegningene blitt benyttet IVF-kurven til nedbørmåleren Gardermoen Sør.

For å ivareta endring i fremtidig klima er det i beregningene benyttet klimafaktoren 1,5.

4.3.2 **Avvanning av hotelltomt**

Overvannshåndtering

Overvannshåndteringen som nå blir omsøkt ivaretar fase 1, men med klargjøring for påkobling av fase 2 og 3. Inkludert i beregningene for fordrøyningsmagasinet er arealene for fase 2 samt et påslipp fra fase 3 på 3 l/s.

Overvann fra tak og gårds plass samles opp i rør og sandfang og ledes til fordrøyningsmagasin FM1 nord for hotellbygningen. Overvann fra grøntområder rundt hotellet med fall mot hotelltomten vil ledes til lokale grøfter for åpen håndtering som muliggjør infiltrasjon. Sandfang som er koblet til FM1 vil bli etablert i enkelte av grøftene/nedsenkene for å forhindre at vann blir stående over lengre tid og evt. gjør skade på veg.

FM1 vil bli etablert med et regulert utslipp på 20 l/s iht. tidligere godkjente tillatelser, slik at en regulert vannføring blir ledet fra FM1 til kum UK2. UK2 vil dele vannstrømmen og muliggjør både utslipp til golfklubbens planlagte bekk (ca. 10 l/s) og til eksisterende overvannledning som går til vanddam på golfanlegget (ca. 10 l/s). FM1 vil få et minste nødvendig fordrøyningsvolum på 310 m³.

Det har vært dialog med golfklubben hvor de har akseptert påslipp til deres vanddammer inne på golfanlegget.

Det er i beregningene forutsatt 100 m² regnbed/vegeterte nedsenkninger som vil bidra med et fordrøyningsvolum på ca. 37 m³.

Flom

Flomveier kan ses av aktuelle plantegninger, se tegningsliste. Ved ekstreme nedbørsmengder ledes vannet i flomvei bort fra adkomstplassen og rundt hotellet på nordsiden. Det anlegges i tillegg en flomvei langs hotellets sørøstlige side for å ivareta flomvei for ovenforliggende områder og fase 3. Fra fase to vil flomveien gå langs parkeringen nordvestover, og i flomvei gjennom fase 1.

Magasinet (FM1) er planlagt med et integrert overløp som muliggjør transport av avrenning for større regnhendelser enn 20 år til nedstrøms bekk og dammer. Ved ekstreme regnhendelser kan det imidlertid forventes at flommengdene både vil gå på terreng ut av området og via integrert overløp/rør.

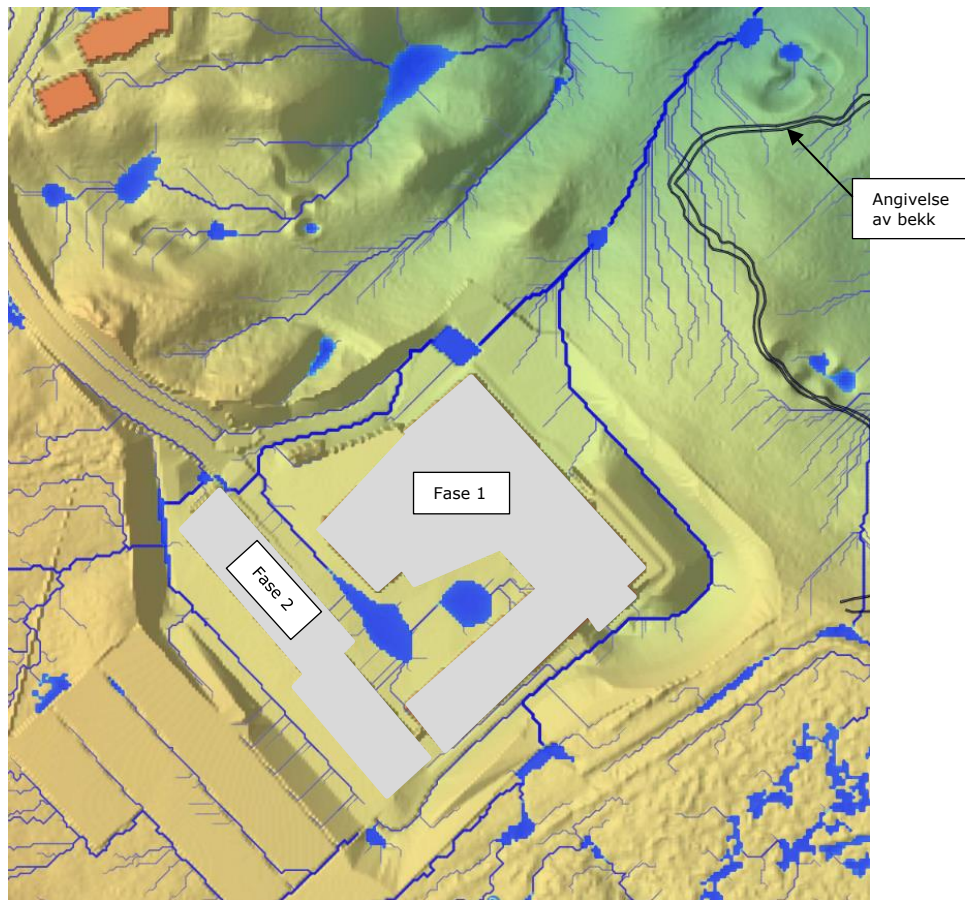
Flommengder fra tomten oppgis som en total mengde. Beregnet konsentrasjonstid for feltet kan angis til ca. 5 minutter, og skal teoretisk være da feltet bidrar med størst spissavrenning. På samme tid vil nedbør med korte varigheter generere mindre volum enn regn med lengre varigheter. Et regn med varighet på 5 minutter vil derfor i sin helhet kunne fordrøyes i FM1 dersom man forutsetter at sluk og sandfang tar unna avrenningen. I tilfelle sluk og sandfang ikke klarer å ta unna all avrenning vil man uansett ha redusert spissavrenningen betydelig. Laveste regnvarighet som genererer et volum som er større enn FM1 og tilliggende vegetert nedsenkning er 15 minutter.

Et 200-årsregn med varighet 15 minutter og klimafaktor 1,5 innenfor arealene til fase 1 og 2 vil nå gi en vannføring på 426 l/s. Avrenning før utbygging er beregnet til 384 l/s ved returperiode 200 år. Altså har vi en beskjeden økning i flomvann ut av tomten, med de tiltakene som blir etablert. Nærmere bestemt 42 l/s, som vil fordele seg på tre utslipp (på terreng og overløp som fordeler strømmen til to utslipp)

Det er ikke funnet kvikkleire innenfor området hvor flomvei er plassert gjennom golfbanen. Se geoteknisk rapport fra golfbaneutbyggingen, vedlegg K.

Duration	Intensity	Inflow	Rain volume	Outflow Volume
	i	q_{inn}	V_{inn}	V_{ut}
Min.	l/s*ha	l/s	m ³	m ³
1	691,4	225,8	13,5	0,8
3	545,5	534,5	96,2	2,5
5	448,7	732,7	219,8	4,2
10	335,5	547,9	328,7	8,4
15	260,8	425,9	383,3	12,6
20	206,9	337,9	405,4	16,8
30	141,7	231,4	416,5	25,2
45	100,8	164,6	444,4	37,8
60	79,6	130,0	467,9	50,4
90	57,6	94,1	507,9	75,6
120	47,4	77,4	557,3	100,8
180	32,3	52,7	569,6	151,2
360	17,1	27,9	603,1	302,4
720	13,6	22,2	959,4	604,8
1440	9,1	14,9	1283,9	1209,6

Figur 9: Avrenning etter utbygging ved 200års regn.



Figur 10: Drenslinjekart over området.

4.4 Drenering

Drensystemet prosjekteres ihht. byggforsk sin veileder om utvendig fuktsikring av bygninger.

Det skal etableres drensledning rundt bygget samt tverrgående drens under kjeller og bunnplate for å sikre at det ikke blir stående vann i pukksjiktet.

Under bunnplate og isolasjon legges det drenerende sjikt av vasket pukke i tykkelse 150-200mm.

Drensvannet føres til OV systemet ved IK3 og føres videre til dam i golfbanen.

5. VEDLEGG

- Vedlegg A: Avrenningsanalyse 200 års regn før utbygging
- Vedlegg B: Avrenningsanalyse fremtidig situasjon rev. A
- Vedlegg C: Pumpeinformasjon for PSP1 og PSP2
- Vedlegg D: Pumpeinformasjon for oppgraderte pumper til eksisterende stasjon
- Vedlegg E: Brannskisse rev. A
- Vedlegg F: Elektronisk kontrollventil
- Vedlegg G: Tappetest utført ved tilkoblingspunkt for vannledning
- Vedlegg H: Kumkort 14965
- Vedlegg H: Kumkort 14961
- Vedlegg H: Kumkort 14963
- Vedlegg I: Geoteknisk rapport Miklagard golfhotell
- Vedlegg J: Beregning fordrøyningsvolum
- Vedlegg K: 18575_Geoteknisk_undersøkelsesrapport_Miklagard golfbane.pdf_Med_bilager