



**Høgskulen
på Vestlandet**

BACHELOROPPGAVE

Teknisk plan for Sandaneset Sør

Technical plan for Sandaneset South

Oddbjørn Lund

Torkel Halsteinslid Manne

Antall ord: 18 656

Byggingeniør

Institutt for byggfag

Veileder: Leiv Petter Mjøs

Innleveringsdato: 25.05.20

Vi bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12.

Denne siden er blank med hensikt.

Teknisk plan for Sandaneset Sør

*Prosjektering av vegar,
VA-ledninger og en MBA-
analyse av Jelsa og
Erfjord vannverk*



Høgskulen på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Teknisk plan for Sandaneset Sør
Technical plan for Sandaneset South

**Oddbjørn Lund
Torkel Halsteinslid Manne**

Antall ord: 18 656

Byggingeniør
Institutt for byggfag
Veileder: Leiv Petter Mjos
Innleveringsdato: 25.05.20

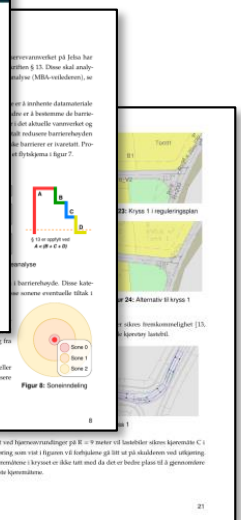
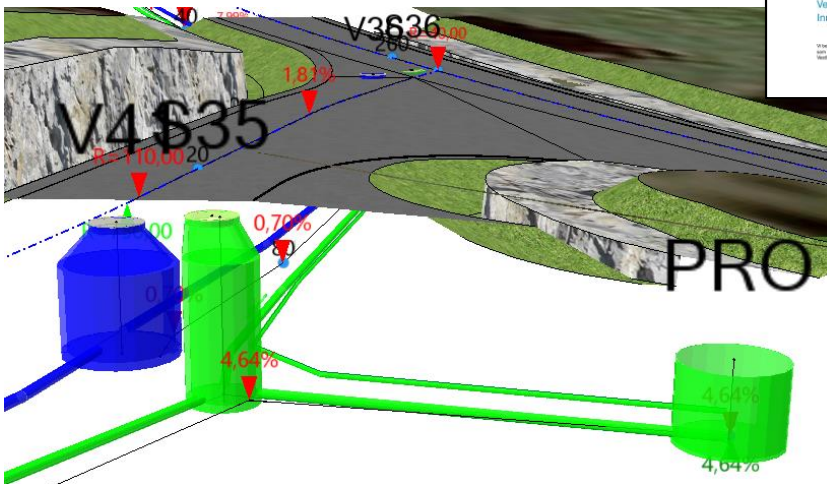


Figure 8: Sonereobling

Figure 9: Værstet og vedtatt sonereobling



**Oddbjørn Lund
Torkel Halsteinslid Manne**

Denne siden er blank med hensikt.

Forord

Denne bacheloroppgaven avslutter våre tre år med studier ved Høgskulen på Vestlandet ved Kronstad i Bergen. Det er en milepæl å levere og med det legge bak oss en liten tidsalder og ta fatt på en ny. Oppgaven er på 20 studiepoeng og utgjør 2/3 av alle studiepoeng dette semesteret.

Gjennom arbeidet med oppgaven har vi benyttet teori og kunnskap fra tidligere fag, samtidig som vi har gått mer i dybden på enkelte emner for å møte og løse oppgaven på en best mulig måte. I ettertid ser vi arbeidet med oppgaven som en lærerik prosess. Omfanget har vært stort og det har vært mye å sette seg inn i. Likevel har kunnskapen og erfaringen vi sitter igjen med veid opp for dette.


Vi ønsker først og fremst å takke vår veileder ved skolen Leiv Petter Mjøs for produktive veiledningstimer der vi har diskutert oppgaven og innholdet i denne, samt videre forbedringer.

Videre ønsker vi å takke oppdragsgiver Suldal kommune ved kommunalsjef plan Torbjørn Guggedal og tilhørende teknisk etat for muligheten til å se på teknisk utforming av reguleringsplanen for Sandaneset Sør. Vi vil også uttrykke en stor takk til plankonsulenter og VA-avdelingen i kommunen som har gitt oss grunnlagsdata og vært behjelpelige med spørsmål underveis i oppgaven.

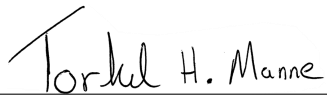
En stor takk rettes også til Norconsult sin avdeling for VA, miljø og sikkerhet i Bergen. Her ønsker vi spesielt å takke sivilingeniørene Magnus Reiakvam og Ingrid Vatne. Disse har gitt oss gode råd og veiledning med noen av utfordringene vi har møtt på.

Til slutt ønsker vi å rette en stor takk til familie, venner og klassekamerater for god støtte gjennom arbeidet med bacheloroppgaven. Tusen tusen takk til dere alle.

Bergen, mai 2020



Oddbjørn Lund



Torkel Halsteinslid Manne

Sammendrag

Oppgaven presenterer et alternativ til en teknisk plan for planområdet Sandaneset Sør på Jelsa. I samarbeid med Suldal kommune har vi fått muligheten til å utarbeide denne planen som del av vår bacheloroppgave. Formålet med oppgaven er å gi kommunen en bærekraftig teknisk plan for veg og VA samtidig som den inneholder relevant teori, metode og drøftinger.

Oppgaven deles inn i tre hoveddeler bestående av veg, vann og avløp og en teoretisk forskningsdel. Et gjennomgående fokus i oppgaven er at løsningene skal være bærekraftige. Befaring og analyser har vært sentrale ledd for å kunne ta faglige beslutninger. En forutsetning for oppgaven har vært å tilegne seg teoretisk kunnskap, og bruke relevante dataverktøy for å utføre analysene.

Arbeidet med vegdelen har medført enkelte endringer fordi oppgaven har tatt utgangspunkt i nyere krav enn det som lå til grunn da planområdet ble vedtatt. I kombinasjon med egne vurderinger har dette medført at deler av vegene, kryssutformingene og vendehammerne er endret. Tekniske bestemmelser i reguleringsplanen er vurdert mot regional vegnorm og nasjonal håndbok N100 for vegutforming.

I vann- og avløpsdelen har eksisterende ledningsnett vært gjenstand for vurdering gjennom trykkanalyser og kapasitetsberegninger. Det er også vurdert metoder for påkobling for vann- og spillvannsledninger. Videre er det redegjort for hvordan bærekraftig overvannshåndtering kan gjennomføres for Sandaneset Sør, med utgangspunkt i tre-trinnstrategien. Avrenningen i området er analysert før og etter utbygging av vegene for å undersøke muligheten for bortledning av overvann i grøft. Intensitets- og kapasitetsberegningen viser at dette er gjennomførbart. Teknisk løsning medfører å ikke legge tradisjonelle overvannsledninger i området.

Forskningsdelen i oppgaven er en mikrobiell barriereanalyse av to vannverk. Denne går ut på å sammenligne et reservevannverk og dagens vannverk som leverer til området med utgangspunkt i begrepet hygieniske barrierer. Resultatet viser at det bør innføres kokevarsler dersom reservevannverket skal tas i bruk. Videre viser det at dagens vannverk bør innføre tiltak i vannverkets nedbørfelt for å overholde kravene gitt i drikkevannsforskriften § 13.

Abstract

The thesis presents an alternative to an existing technical plan for the Sandaneset South residential area on Jelsa. In cooperation with the municipality of Suldal, we have been given the opportunity to design this plan as part of our bachelor thesis. The purpose of the assignment is to provide the municipality of Suldal with a sustainable technical plan for roads, water and wastewater, supported by relevant theory, methods and discussions.

The thesis is divided into three main sections focusing on roads, water and wastewater as well as a theoretical research part. A fundamental focus of the thesis is that the suggested solutions must be sustainable. Inspections and theoretical analysis have been key elements in making professional decisions. A prerequisite for the assignment has been to acquire theoretical knowledge and to use relevant data tools to perform the analysis.

The thesis suggests some changes to the road layout, intersection design as well as space for cars to turn in blind alleys. This is mainly due to basing the study on more recent requirements than what was the case when the original plans were made. Technical provisions in the zoning plan have been assessed against regional road norms and the national handbook N100 for road design.

In the water and wastewater section, the existing pipe infrastructure on Jelsa has been subjected to evaluation through pressure analysis and capacity calculations. Methods for connecting the proposed water- and wastewater pipes with the existing infrastructure have also been considered. Furthermore, it is explained how sustainable surface water management can be implemented for Sandaneset South, based on the three-step strategy.

The drainage in the area has been further analysed to study how it will be affected by the proposed development. Intensity and capacity calculations shows that it is achievable to implement drainage of surface water using ditches as opposed to adding traditional surface water pipes to the area.

The research part of the thesis consists of a microbial barrier analysis of two existing waterworks, one being the waterwork that currently supplies water to the area and the other an older waterwork mainly used as backup. The analysis is based on the concept of hygienic barriers. The outcome of this is that a boil water advisory should be issued if the backup waterwork is to be used. It is also shown that one should introduce restrictions on the use of the current waterwork's precipitation field to comply with the requirements given in Section 13 of the Norwegian drinking water regulations.

Terminologi - fagbegreper og forkortelser

VEG

Horisontalgeometri	vegen sin kurvatur i det horisontale planet
Kjøremåte C	dimensjonerende kjøretøy kan bruke hele kjørebanebredden i både vegen den svinger ut fra og inn på
Marin grense	høyest havnivå etter siste istid
NS 3420	standard for beskrivelsessystemet innen bygg og anlegg
SEFRAK-register	forkortelse for "SEkretariatet For Registrering Av faste Kulturminner". Er et landsdekkende register over eldre bygninger og andre kulturminner i Norge
Sporingsanalyse	datasimulering av et kjøretøy og dets bevegelser. Brukes til å kontrollere kryss, avkjørsler og snuplasser.
Veg- og VA-norm	lokale og/eller regionale gjeldende dokumenter med bestemmende funksjonskrav til ny infrastruktur
Vertikalgeometri	vegen sin kurvatur i det vertikale planet

VANN

Gropmagasinering	nedbør som ikke renner av terrenget eller infiltrerer, men fordamper på bakken
Intersepsjon	mengden nedbør som ikke treffer bakken, men holdes igjen i vegetasjon og fordamper
Minimumsdøgn	døgnet i året med lavest forbruk av drikkevann eller lavest produksjon av spillvann (ofte sammenfallende)
Nedstrøms	retningen for et vilkårlig punkt i et ledningssystem som har lik retning som vannstrømmen
Oppstrøms	retningen for et vilkårlig punkt i et ledningssystem som har motsatt retning som vannstrømmen
Overløp (nødoverløp)	løsning som sikrer bortledning av overvann og/eller spillvann slik at dette ikke overstiger et ønsket nivå
Overvann	fellesbetegnelse på drensvann og regnvann
Resipient	endepunktet for vannet sitt kretsløp, typisk sjø eller større innsjøer
Returperiode	mål på hvor ofte nedbør med bestemt vannføring inntreffer
Selvfallsledning	ledninger som ved hjelp av gravitasjon fører vann til utløpet

Selvrens	store opptredende skjærkrefter til å føre partikler videre til utløp
Separatsystem	system hvor overvann og avløpsvann har separate ledninger
Spillvann	avløpsvann fra bebyggelse og industri

MIKROBIELL BARRIEREANALYSE

Hygienisk barriere	naturlig eller konstruert hindring eller tiltak som fjerner eller inaktiverer sykdomsfremkallende virus, bakterier, parasitter eller andre mikroorganismer, eller som fortynner, fjerner eller omdanner kjemiske stoffer til et nivå hvor de ikke lenger utgjør en helserisiko (kilde: drikkevannforskriften § 3d)
Inaktiveringsgrad	prosentandel av patologgrupper som er redusert til et nivå hvor de ikke kan formere seg
Marmorfilter	filter bestående av partikulært materiale (knust marmor) som vannet sendes gjennom
UV-aggregat	installasjon som desinfiserer drikkevann ved bruk av ultrafiolett stråling

VEG (forkortelser)

DAK	data assistert konstruksjon
GIS	geografisk informasjonssystem
GSV	gang- og sykkelveg
MG	marin grense
NGU	Norges geologiske undersøkelse
ROS	risiko og sårbarhet
ÅDT	årsdøgnetrafikk, gjennomsnittstall for daglig trafikkmengde

VANN (forkortelser)

FHI	Folkehelseinstituttet
IVF	intensitet, varighet og frekvens
NCCS	Norwegian Centre for Climate Services
PE	polyetylen (plastkategori)
PVC	polyvinylklorid (plastkategori)
SDR	standard dimensjonsforhold
SN	ringstivhet

Innholdsliste

Figurliste	X
Tabelliste	XI
Liste over formelverk	XI
1 Innledning	1
1.1 Kort om oppgaven	1
1.2 Bakgrunn og avgrensninger	1
1.3 Problemstilling og struktur	2
2 Programvare og metode	3
2.1 Programvare	3
2.2 Metode	3
2.2.1 Veg	4
2.2.2 Vann, avløp og overvann	5
2.2.3 Forskningsdel	8
3 Reguleringsplan for Sandaneset Sør	9
3.1 Vedtatt plan	9
3.2 Beskrivelse av området i dag	10
3.3 Kulturminner i området	11
3.4 Vurdering av reguleringsplanen	11
3.4.1 Trafikksikkerhet	11
3.4.2 Overvannshåndtering	11
3.4.3 Tilbud til myke trafikanter	11
3.5 Reguleringsbestemmelser	12
3.6 Alternativ reguleringsplan	12
4 Adkomstveier	13
4.1 Grunnforhold	13
4.2 Endringer i reguleringsplanen	14
4.3 Tverrprofil og vegoppbygging	16
4.4 Valgt løsning for vegene	17
4.5 Kryss, avkjørsler og sikt	20
4.6 Avvikstabell	26
4.7 VA i veganlegg	26
5 VA-system	27
5.1 Vannforsyningen på Jelsa	27
5.2 Spill- og overvannssystemet på Jelsa	28
5.3 Drikkevann	29
5.3.1 Krav til brannvann	29

5.3.2	Husholdningsforbruk	29
5.3.3	Eksisterende kapasitet i ledningene til planområdet	32
5.4	Spillvann	36
5.4.1	Strategi for bortledning av spillvann	36
5.4.2	Eksisterende spillvannskapasitet og nye spillvannsmengder	36
5.4.3	Selvrens	41
5.4.4	Pumpestasjoner	43
5.5	Overvann	44
5.5.1	Håndtering og strategi	44
5.5.2	Analyse	44
5.5.3	Beregning av overvannsmengder ved den rasjonelle formel	47
5.5.4	Kapasitet i eksisterende overvannsløsning	50
5.5.5	Overvannsløsning for Sandaneset Sør	51
5.5.6	Kapasitet for ny overvannsløsning	52
5.6	Materialvalg og dimensjoner for nye ledninger	54
5.6.1	Drikkevannsledning	55
5.6.2	Spillvannsledning, pumpeledning og pumpestasjon	57
5.6.3	Stikkrenner	59
5.7	Kummer	60
5.7.1	Krav til kummer	60
5.8	Valg av ledningstraseer	60
5.8.1	Grøftetverrsnitt	60
5.8.2	Beskrivelse av valgt ledningstrasé	62
6	Mikrobiell barriereanalyse	63
6.1	Bakgrunn	63
6.2	MBA-veileder	63
6.3	Begrepsbruk og skrivemåte	63
6.4	Gamle Jelsa vannverk	65
6.4.1	Beskrivelse av tidligere kilde	65
6.4.2	Renseprosessen i gamle Jelsa vannverk	66
6.4.3	Råvannskvalitet og nødvendig barrierehøyde i gamle Jelsa vannverk	66
6.4.4	Vurdering av tidligere kilde og renseprosess	68
6.5	Erfjord vannverk	69
6.5.1	Beskrivelse av dagens kilde	69
6.5.2	Renseprosessen i Erfjord vannverk	71
6.5.3	Råvannskvalitet og nødvendig barrierehøyde i Erfjord vannverk	71
6.5.4	Vurdering av dagens kilde og renseprosess	73
7	Videre arbeid	74
7.1	Reduksjon av antall pumpestasjoner	74
7.2	Nytt høydebasseng på Jelsa	75

Kildeliste	77
-------------------	-----------

Vedlegg	79
Vedlegg A - Alternativ reguleringsplan	79
Vedlegg B - Helningskart for Sandaneset Sør	80
Vedlegg C - Nye veger på gjeldende arealplan	81
Vedlegg D - Utrekning og bestemmelse av overbygning	82
Vedlegg E - Kapasitet for eksisterende spillvannsledninger	87
Vedlegg F - Selvfallsanalyse for tomtene i planområdet	88
Vedlegg G - Avrenning før og etter utbygging	89
Vedlegg H - IVF-kurver for Rovik målestasjon, Sandnes	91
Vedlegg I - Utledning av formel (Darcy-Weisbach og kontinuitetsligningen)	92
Vedlegg J - Datagrunnlag til barriereanalyse	93
Vedlegg K - NEVINA rapport Gjerdevannet og Hålandselven	94
Vedlegg L - Teknisk tegningshefte for Sandaneset Sør	96

Figurliste

1	Jelsa, geografisk plassering	1
2	Geografisk avgrensning av oppgaven	2
3	Metode for informasjonssøking for nye vegger	4
4	Norsk Vann sin tre-trinnsstrategi	5
5	Eksempel på bruk av D8-metoden	6
6	Forskjell på Strahler og Shreve strømningsteori	7
7	Flytskjema for mikrobiell barriereanalyse	8
8	Soneinndeling i grunnvannsbrønner	8
9	Plankart for området	9
10	Flyfoto av Sandaneset Sør	10
11	Bilder fra planområdet	10
12	Kulturminner i området	11
13	Alternativt plankart for Sandaneset	12
14	Løsmassekart med marin grense	13
15	Foreslåtte endringer til reguleringsplanen på Sandaneset	14
16	Vegnavn i planområdet	15
17	Tverrprofil og overbygning av vegene på Sandaneset	16
18	Geometriske krav for avkjørsler	17
19	Utklipp av o_V4 i 3D - vedtatt geometri	19
20	Utklipp av o_V4 i 3D - alternativ geometri	19
21	Siktkrav gitt av N100	20
22	Anbefalt linjeføring i kryss gitt av N100	20
23	Kryss 1 i reguleringsplan	21
24	Alternativ til kryss 1	21
25	Sporingsanalyse kryss 1	21
26	Kryss 2 i reguleringsplan	22
27	Alternativ til kryss 2	22
28	Sporingsanalyse kryss 2	23
29	Befaring og utklipp av modell i 3D	24
30	Kryss 3 i reguleringsplan	24
31	Alternativ til kryss 3	24
32	Sporingsanalyse kryss 3	25
33	Trasévalg kryss 3	25
34	Samlingspunkter for vann i grøfter	26
35	Vannforsyningssystem for Erfjord og Jelsa	27

36	Spill- og overvannsystemet på Jelsa	28
37	Diagram for f_{maks} og k_{maks}	31
38	Diagram for momentanforbruk	32
39	Overføringsledninger på Jelsa; fra Gjerde høydebasseng til kum ved Sandaneset	32
40	Flytskjema av overføringsledninger på Jelsa	33
41	EPANET-modell og trykkrapport for Jelsa	34
42	Prinsippskisse for flere felt i et avløpssystem	37
43	Spillvannsmengder for eksisterende felter på Jelsa, restkapasitet	37
44	Selvfallsanalyse for tomtene i planområdet	40
45	Modellert avrenning på Sandaneset før og etter utbygging	44
46	Situasjonspunkter for overvann i området	45
47	Situasjonspunkt A, B, C (E, D) for avrenning	46
48	Bilder av dagens overvannshåndtering (1/2)	46
49	Bilder av dagens overvannshåndtering (2/2)	46
50	Kapasiteten til dagens overvannsrør	51
51	Tiltak for å fordrøye vann i grøft	52
52	Tverrsnitt av overvannsgrøfter i planområdet	52
53	Ledningskarakteristikk for pumpestasjoner	58
54	Grøftetverrsnitt som er benyttet i oppaven	61
55	Oversiktskart over nytt VA-system i området	62
56	Stikkrenne i betong ved kryss 3	62
57	Jelsa vannverk og løsmassebrønn	65
58	Nedbørfelt på Gjerde	65
59	Renseprosessen ved eksisterende vannverk på Jelsa	66
60	Barriereanalyse for gamle Jelsa vannverk med og uten tiltak	67
61	Gjerdevannet om sommeren, flyfoto	68
62	Erfjord vannverk og løsmassebrønner	69
63	Hålandselven, nedbørfelt og grunnforhold	70
64	Renseprosessen ved eksisterende vannverk i Erfjord	71
65	Inngjerding av brønnsone ved Erfjord vannverk og forbud mot forurensing	72
66	Barriereanalyse for Erfjord vannverk med og uten tiltak	72
67	Skisse av alternativ trasé som reduserer antall pumpestasjoner	74
68	Høydekart over Jelsa med inndeling i kritiske trykksoner	76
69	Høydekart over Jelsa med inndeling i trykksoner etter heving	76

Tabelliste

1	Dimensjoneringstabell for vegene	17
2	Tabell over avvik for vegene	26
3	Informasjon om eksisterende spillvannledninger	38
4	Kapasitet for eksisterende spillvannledninger	39
5	Spillvannsmengder for delfelt i planområdet	41
6	Minste nødvendige fall for selvreus ved få boenheter	43
7	Tabell over endret avrenning	47
8	Tabell over dimensjonerende overvannsmengder	50
9	Overvannskapasitet i grøftene for de ulike vegene	53
10	Fordeler og ulemper ved ulike ledningsmaterialer	54
11	Kort oversikt av krav til vannkum	60
12	Kort oversikt av krav til spillvannskum	60
13	Tabell over sammenhengen mellom log/koeffisient og inaktiveringsgrad . .	64

Liste over formelverk

1	Maksimalt husholdningsforbruk	30
2	Maksimalt husholdningsforbruk - innsatt med verdier	32
3	Colebrooks formel for fri vannstrømning	38
4	Selvreusende spillvannsmengde, metode A	41
5	Selvreusende spillvannsmengde, metode B	42
6	Formel for opptredende skjærspenning	43
7	Den rasjonelle formel med klimafaktor	47
8	Tilrenningstid for naturlige felt	48
9	Mannings formel for kanalstrømning ved frie vannspeil	52
10	Einsteins formel	53
11	Darcy-Weisbachs med kontinuitetsligningen	55
12	Haaland-ligningen for friksjon	56
13	Formel for Reynoldstallet	56
14	Formel for løftehøyde (motstand i ledninger og tap i kummer)	58
15	Formel for løftehøyde ved Darcy-Weisbach og singulærtap	58
16	Prosentvis reduksjon i kintall	68

1 Innledning

1.1 Kort om oppgaven

Jelsa er et lite tettsted i Suldal kommune, lokalisert nord-øst for Stavanger og øst for Hauge-sund, se figur 1. Kommunestyret i Suldal vedtok i 2018 en reguleringsplan for området Sandaneset Sør på Jelsa. Her er det planlagt 24 tomter for boligutvikling. Dette er i tråd med en av Suldal kommunes hovedstrategier som er å ha tilgjengelige og attraktive tomter i alle grendesentre [1, s. 12].

Plandokumentene beskriver at adkomst er tiltenkt gjennom et tidligere utbygd boligområde, Sandaneset Nord. Gjeldende reguleringsplan viser ikke hvordan påkobling av vann og avløp er tenkt gjennomført.

Oppgaven tar for seg detaljprosjektering av vegger, vann og avløp knyttet til reguleringsplanen for området. Videre omhandler forskningsdelen i oppgaven en mikrobiell barriereanalyse av drikkevannet.

Resultatet av oppgaven er en teknisk forklarende plan med gjennomgående analyser og drøfting. I vedlegg gis tekniske tegninger for vegger, vann og avløp samt andre vedlegg med tilknytning til oppgaven.

1.2 Bakgrunn og avgrensninger

Arbeidet med oppgaven er en relevant måte å tilegne seg dypere kunnskap og forståelse om veg og VA-sektoren. Oppgaven er tverrfaglig og krever teknisk forståelse av dataverktøy og formelverk, samt kjennskap til relevante fagfelt.

Motivasjonen vår har vært å jobbe med en problemstilling som er aktuell mot arbeidslivet. Oppgaven fokuserer på å bruke metoder innenfor eget ingeniørfagfelt for å innhente, analysere og formidle resultater på en akademisk og vitenskapelig måte.



Figur 1: Geografisk plassering

Oppgaven avgrenses i hovedsak av yttergrensene til reguleringsplanen slik det er vist i figur 2. Innenfor denne ligger hovedtyngden av arbeidet, men i enkelte deler av oppgaven vil det være naturlig å se på større områder. Der dette er aktuelt kommer det naturlig frem i teksten. Et eksempel er beskrivelse av kulturminner og eksisterende VA-system på Jelsa.

I samarbeid med veileder er oppgaven avgrenset slik at infrastruktur for fiber og elektro utelates. Det utarbeides heller ikke en beskrivelse etter NS 3420, og oppgaven vurderer heller ikke ulike tilkomster til området. Derimot inneholder den mindre endringer internt i planområdet som følge av egne vurderinger. Et av prosjektets delmål er at Suldal kommune skal kunne bruke oppgaven til å kontrollere og vurdere andre tekniske planer og løsninger for tilsvarende områder.



Figur 2: Planområdets avgrensning

1.3 Problemstilling og struktur

I studieplanen for BYG150 Bacheloroppgaven står det følgende:

“Studentene skal gjennomføre et selvstendig metode- og problemorientert prosjekt med utgangspunkt i en realistisk problemstilling der det kreves kunnskaper og ferdigheter fra sentrale områder i studiet.”

Med hovedtyngde av veg- og vannfag er det naturlig å definere problemstillingen som:

“Utarbeidelse av en teknisk plan for bærekraftig infrastruktur for vann og veg på Sandaneset Sør ”

Resten av oppgaven er organisert som følger. Kapittel 2 beskriver programvare og metode. Deretter følger reguleringsplanen for Sandaneset Sør i kapittel 3, etterfulgt av drøfting av vegene og VA-system i henholdsvis kapittel 4 og 5. Forskningsdelen om mikrobiell barriereanalyse presenteres i kapittel 6 før oppgaven avsluttes med forslag til videre arbeid i kapittel 7.

2 Programvare og metode

2.1 Programvare

Til den akademiske delen av bacheloroppgaven har vi benyttet typesettingssystemet \LaTeX og \LaTeX -editoren TeXstudio for å administrere tekst, figurer, formler og bilder. For referanser benyttet vi programmet JabRef for å kunne lagre referansene i en lokal database. Fra denne har vi linket referansene til TeXstudio.

For å utføre den tekniske delen av oppgaven har vi benyttet ulike modellering-, analyse-, og regneprogrammer. De mest brukte er Novapoint fra Trimble Solutions, AutoCAD fra Autodesk og ArcGIS fra ESRI. Novapoint er en programvare som er mye brukt til å prosjektere infrastruktur og samferdselsanlegg. AutoCAD benyttes for å lage koordinatfestet linjegeometri til Novapoint og til å produsere tekniske tegninger. ArcGIS er et verktøy for å bearbeide og lage egne kart i tillegg til å gjøre ulike analyser av terrengmodeller.

Dette er programmer vi i utgangspunktet hadde grunnleggende kjennskap til gjennom fordypningsfag og egenstudier. Kompleksiteten i oppgaven krever imidlertid avansert bruk av disse programmene, så parallelt har en del tid gått med til å sette seg grundig inn i programvarene, samt prøving og utforskning. Vi har fått nødvendige programlisenser gjennom Høgskulen på Vestlandet.

Andre programmer som er benyttet er EPANET for å modellere distribusjonssystemet for drikkevann og Mathcad for å programmere ulike formler.

Avslutningsvis er også programmer som Word, Excel og Powerpoint brukt. Alle dokumenter og data er synkronisert i skytjenesten OneDrive.

2.2 Metode

Dette kapitlet, med tilhørende delkapitler, beskriver hvordan vi har strukturert arbeidet for å svare på problemstillingene i oppgaven. Bærekraftbegrepet deles inn i sosiale, miljømessige og økonomiske dimensjoner. Dette står sentralt i arbeidet med oppgaven.

Videre vil valg av litteratur, kilder og normer påvirke løsningsmetoden i alle deler av oppgaven. Det foreligger også lokale føringer og ønsker som må tas hensyn til ved oppgaveløsningen.

Gjennomgående for metodevalgene er at de skal ha et faglig utgangspunkt, være pålitelige og kunne kontrolleres ved behov. Riktig bruk og presentasjon av metode er essensielt for

oppgavens kredibilitet og troverdighet.

Ettersom oppgaven består av en veg-, VA- og en forskningsdel med ulik metode og tilnærming er det en fordel å ha lest metodekapittelet i forkant av hver hoveddel.

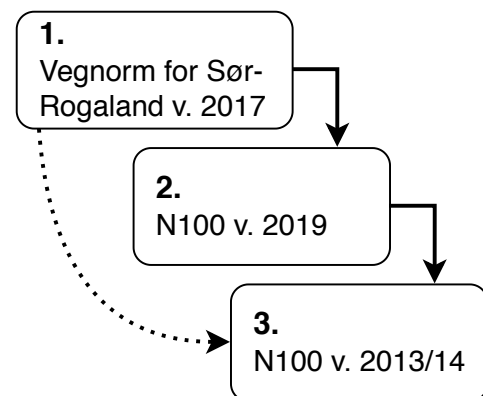
2.2.1 Veg

Vegene i planområdet er regulerte som kommunale og følger derfor den kommunale vegnormen for Sør-Rogaland [2]. En gjennomgang av normen viser at den til dels baserer seg på Statens vegvesen sine håndbøker om linjeføring og vegoppbygging. Det er også vedtatt lokale bestemmelser for vegene i reguleringsplanen.

Vegnормen for Sør-Rogaland viser til Statens vegvesen håndbok N100 for de generelle rammene for linjeføring og geometrikrav, men inneholder også lokale krav til hvordan tverrprofilene skal utformes. De lokale bestemmelsene i reguleringsplanen gir tallfestede føringer for hvordan vegene ønskes planlagt. Et eksempel på dette er veg- og skulderbredder. Vegnormen stiller videre krav til grøftbredder, kurvatur og stigning. Dette er tilsvarende som for håndbok N100.

I sum legger vegnormen og de lokale bestemmelsene føringer for hvordan vegen skal planlegges og dimensjoneres med tilhørende installasjoner. Figur 3 viser metoden for informasjonssøking som et flytskjema.

Som figuren viser er vegnormen for Sør-Rogaland av 2017 den høyest rangerte faglitteraturen for utforming av vegene. Denne refererer til håndbok N100 av 2013/2014. I 2019 kom det en ny versjon av N100. 2019-versjonen inneholder færre detaljer for mindre veger enn tidligere. Det er sannsynlig at en revidert versjon av vegnormen vil referere til håndbok N100 av 2019.



Figur 3: Litteratur

I informasjonssøkingen er derfor 2019-utgaven av N100 rangert nest høyest. Verdiene for vegene, eksempelvis bredder og kurver, er ikke tatt med i flytskjemaet og derfor heller ikke benyttet som metode i oppgaven. Dette skyldes manglende faglige begrunnelser av verdiene. Informasjonssøking etter flytskjemaet vil derfor verifisere om verdiene i reguleringsplanen overholder kravene gitt av vegnorm og håndbøker.

2.2.2 Vann, avløp og overvann

Vann og avløp

En bærekraftig planlegging av vann- og avløpstransportssystemet i planområdet fokuserer først og fremst på de økonomiske og sosiale dimensjonene i bærekraftbegrepet. Med økonomisk bærekraft menes et VA-system hvor det også inngår riktig ressursbruk i driftsfase. Begrepet "riktig ressursbruk" kan defineres ulikt i forskjellige kommuner, noe det er viktig å være klar over ved valg av metode og plan for det videre arbeidet. Selv om oppgaven ikke tar hensyn til pris, er det likevel en sterk sammenheng mellom pris og hvor avanserte løsninger som brukes. Valg av løsning må også knyttes opp mot hva som er praktisk mulig å få til innenfor de fysiske og økonomiske grensene i det aktuelle området.

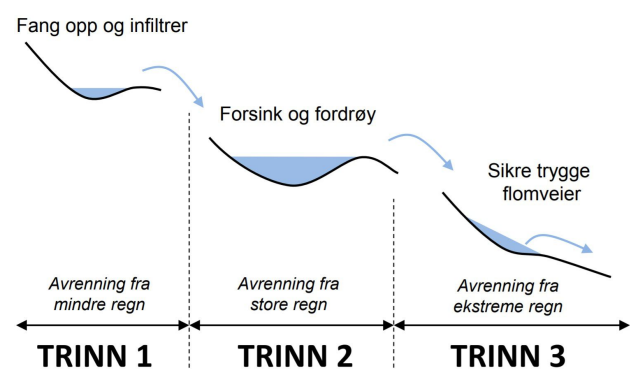
I arbeidet med nytt VA-transportsystem er VA-normen en sentral og pålitelig kilde til informasjon [3]. Denne setter lokale krav og viser til ulike VA/Miljø-blad for planlegging og utførelse. Boken "Vann og avløpsteknikk" [4] og Norsk Vann rapport 193 [5] har vært brukt som referanselitteratur.

Det har vært vesentlig å gjennomføre kapasitetsanalyser på eksisterende VA-system. Videre er utnyttelse av eksisterende infrastruktur ofte det rimeligste alternativet og en høyere utnyttelsesgrad medfører ofte mer effektiv drift. For å finne en løsning som er bærekraftig for både økonomi og miljø, har vi vurdert ulike alternativer for VA-systemet.

Det har vært nødvendig med enkelte antagelser av verdier for å kunne gjennomføre alle analysene. Dette er utdypet i hvert delkapittel, og gjelder detaljer som for eksempel ruhet for eksisterende ledninger, trykktap i kummer eller godstykkelse. Disse antagelsene medfører at på et overordnet nivå spiller det liten rolle om eksempelvis ruhet eller godstykkelse er nøyaktig. Ved å bruke konservative verdier vil beslutningsgrunnlaget være representativt for å kunne brukes i videre planlegging.

Overvann

Ved planlegging av en bærekraftig overvannshåndtering er det tatt utgangspunkt i Norsk Vann sin tre-trinnsstrategi for overvannshåndtering, som vist i figur 4 [6]. Sammen med planlegging av overvannshåndtering følger det også et særskilt ansvar for å tilpasse og omstille samfunnet til å stå imot mer ekstremnedbør.



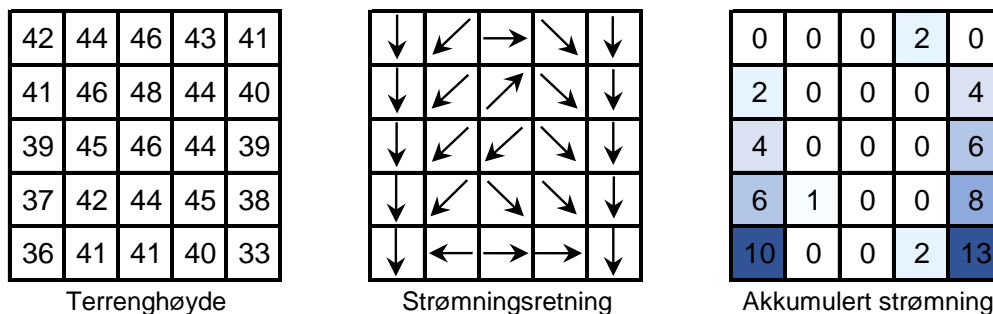
Figur 4: Norsk Vann sin tre-trinnsstrategi [6]

For å kvalitetssikre arbeidet med en bærekraftig overvannsløsning er det gjort GIS-analyser av en terrengmodell før og etter utbygging av vegene. Dette medfører bedre forståelse for områdets avrenning og muliggjør nytenking internt i planområdet. Tradisjonelt er overvannsløsninger dimensjonert for å ha kapasitet til det totale nedslagsfeltet og utløpet av dette. Den valgte metoden gjør det mulig å kunne knytte sammen deler av overvannsløsningen for å kunne håndtere Norsk Vann sin tre-trinnsstrategi.

I det påfølgende gis en nærmere beskrivelse av GIS-analysen. Stegene som er utført gjøres likt for en terrengoverflate som representerer området i dag og en terrengoverflate hvor veger og kryss er tegnet inn.

Overflaten er delt inn i kvadratiske celler med sidelengder på 0,25 meter. Det finnes ikke mer detaljerte kart enn 1-meters koter for området, men fra 3D-modellen av området i Novapoint er vegene tegnet inn med millimeters nøyaktighet. For å ha lik grad av detaljnivå i analysen etter utbygging har også denne sidelengder på 0,25 meter. Hver celle får en høyde basert på interpolasjon.

Avrenningen fra celle til celle bestemmes ved D8-metoden hvor bratteste fall i celleverdi er bestemmende for strømningsretningen [7, s. 3-4], se skisse i figur 5.

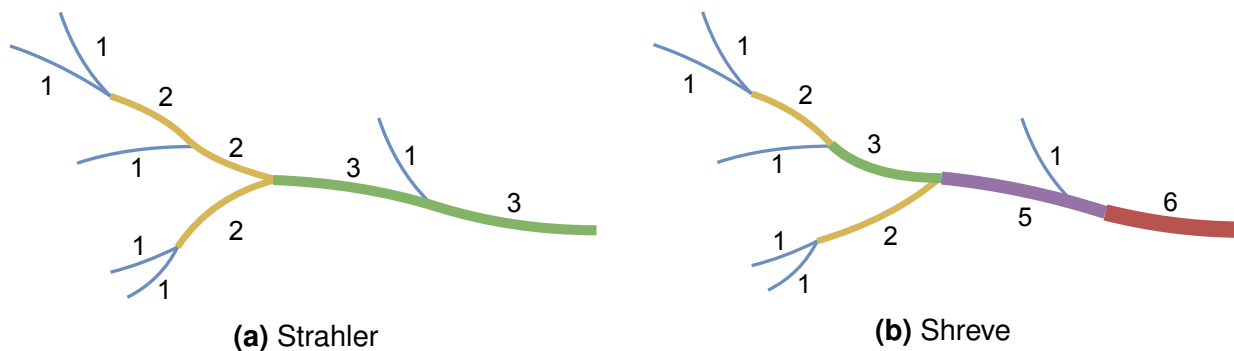


Figur 5: Eksempel på bruk av D8-metoden

Når strømningene er definert akkumuleres disse for å registrere antall celler som renner videre i neste celle. Siden hver celle er 0,25 x 0,25 meter vil 16 celler utgjøre 1 m². På denne måten kan en beregne hvor mange m² som har avrenning til et vilkårlig punkt (celle).

Det er benyttet avrenningslinjer for å kunne projisere dataene som er tilknyttet hver celle over på en flate. Det gjør det enklere å sammenligne situasjonen før og etter utbygging. Avrenningslinjene er modellert ved Strahler-metoden [8]. En annen kjent metode er Shreve [8]. Begge går ut på å gi de minste strømmene over en viss akkumulert strømning verdien 1. I inneværende analyse gis en strøm verdi 1 når antallet celler har passert ett hundre. Sammenfaller flere strømmer øker verdien. Ved Strahler-metoden øker verdien kun når to

strømmer av samme orden sammenfaller, i motsetning til i Shreve-metoden hvor verdiene adderes for hver sammenkobling. Se skisse av prosessene i figur 6.



Figur 6: Strahler og Shreve strømningsteori

Analysen beror på Strahler-metoden da hensikten er å detektere eventuelle endringer i avrenningsmønsteret. Shreve-metoden er stort sett benyttet til å finne den største strømmingen og kan noen ganger gi et uriktig bilde dersom flere strømmer med lav orden sammenfaller i et punkt. En svakhet ved Strahler-metoden er at ved lange nedbørsfelt vil hovedstrømmen forbli konstant og dermed flytte fokuset fra denne.

Avrenningslinjene er presentert i kapittel 5.5.2 og figur 45 hvor linjene er inndelt i ni klasser der en bredere linje symboliserer høyere Strahler-nummer. Kun avrenningslinjer som har fått Strahler-nummer fire og høyere vises for ikke å overfylle figuren. Det vil være en viss korrelasjon mellom bredden på linjene og vannføringen, men denne er ikke absolutt. Det er derfor viktig å være klar over at to "nier-linjer" kan ha ulik vannføring.

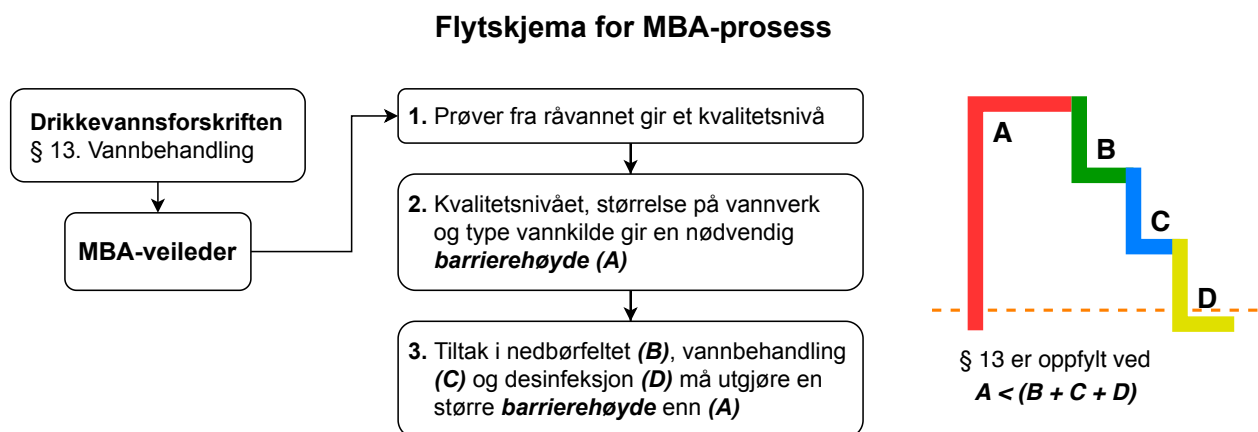
Analysen har enkelte mangler som må kommenteres. For eksempel tar den ikke hensyn til stikkrenner eller kuppelrister, noe som gjør at avrenningen langs vegene i realiteten vil se annerledes ut. Dette er nærmere beskrevet på de enkelte stedene dette inntreffer.

Planerte tomter, hustak, andre tette overflater og stikkrenner er ikke tatt med i analysen og er derfor en mulig feilkilde i metoden. For å støtte opp under tre-trinns-strategien for overvannshåndtering anbefales det at overvann på egen tomt forsinkes og om mulig fordrøyes i den grad det er mulig. Løsninger på dette kan være at slake adkomster ikke tillates asfaltert og at taknedløp ikke tillates koblet til overvann- eller avløpsledninger.

2.2.3 Forskningsdel

Forskningsdelen undersøker om vannverket i Erfjord og reservevannverket på Jelsa har tilstrekkelig med hygieniske barrierer etter drikkevannsforskriften § 13. Disse skal analyseres med utgangspunkt i en veileder for mikrobiell barriereanalyse (MBA-veilederen), se mer om MBA i kapittel 6.2 [9].

Arbeidet med analysen kan kategoriseres i to deler. Den første er å innhente datamateriale for å klassifisere råvannets kvalitet og barrierehøyde. Den andre er å bestemme de barrierereduksjonene som nye tiltak og eksisterende vannprosesser i det aktuelle vannverket og dets nærliggende område vil medføre. Den siste delen må totalt redusere barrierehøyden mer enn opprinnelige barrierehøyde for at kravet til hygieniske barrierer er ivaretatt. Prosessen, som baserer seg på MBA-veilederen, er vist i form av et flytskjema i figur 7.

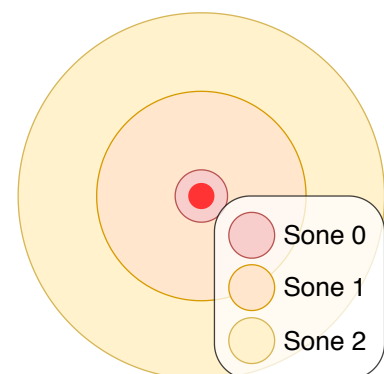


Figur 7: Flytskjema for mikrobiell barriereanalyse

Vannkildene tildeles tre soner som bestemmer reduksjonen i barrierehøyde. Disse kategoriseres fra sone 0 til sone 2, illustrert i figur 8. Det er i disse sonene eventuelle tiltak i nedbørfeltet (B) medfører fradrag i barrierehøyde.

Sone 0 er definert som “det nære tilsigfeltet” og utgjør et par meter rundt vannkilden. Sone 1 strekker seg fra randen til sone 0 og 100 meter i alle retninger. Sone 2 strekker seg fra randen til sone 1 og 100 meter i alle retninger.

Videre vil vannbehandlingsprosesser som filtrering og/eller koagulering (C) og desinfeksjon (D) ytterligere redusere barrierehøyden.

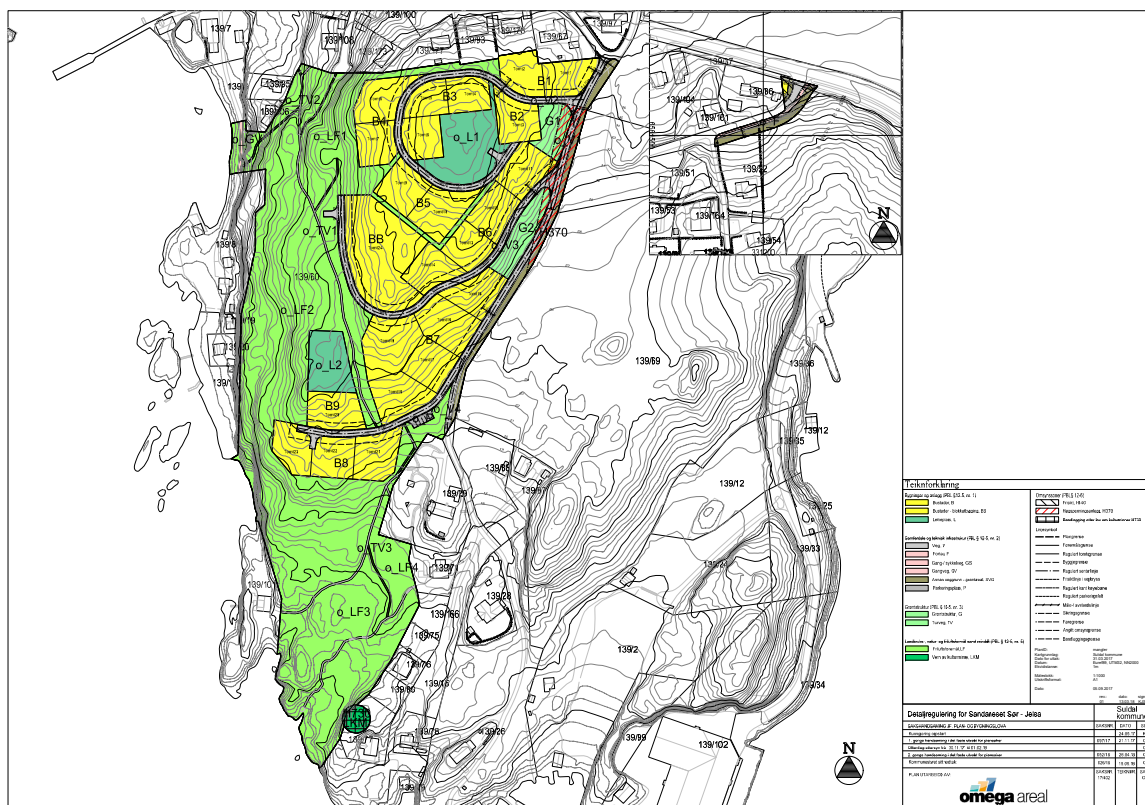


Figur 8: Soneinndeling

3 Reguleringsplan for Sandaneset Sør

3.1 Vedtatt plan

Reguleringsplanen for Sandaneset Sør er utarbeidet av konsultentselskapet Omega Areal og ble vedtatt av kommunestyret i Suldal 15. mai 2018. Plankartet for Sandaneset Sør er vist i figur 9.



Figur 9: Plankart for området [10]

Reguleringsplanen er tilgjengelig på følgende link: <https://webhotel3.gisline.no/planid=201703>.

Det regulerte området består av 23 tomter for boliger og en større tomt for et leilighetsbygg. På leilighetstomten er det åpnet for inntil 20 boenheter. Øvrige tomter kan utformes med utleieenhet. Dermed åpnes det for inntil 66 boenheter i området. I reguleringsbestemmelsene stilles det rekkefølgekrav i forbindelse med lekeplassene. For å få brukstillatelse for boliger i området B1 – B6 må lekeplassen o_L1 være ferdig. Tilsvarende krav stilles til området B7 – B9.

Vegene i området består av eksisterende Markusvikvegen og to nye blindveger. Markusvikvegen skal utbedres til vegbredde på totalt fem meter og vil få en forlengelse til tomteområdene B8 og B9. Her legges det også til rette for en offentlig parkeringsplass i tilknytning til regulerte turområder i planen. Øvrige områder er friluftsmål og grøntarealer.

3.2 Beskrivelse av området i dag

Området Sandaneset Sør er plassert på en forhøyning i terrenget på Jelsa og store deler av området består av lauv- og barskog. Plangrensen til reguleringsplanen omfatter et område på 70,5 hektar og tilsvarer litt over 10 fotballbaner. Helningen på terrenget i området varierer fra 12 % til over 18 %, se vedlegg B.

Planområdet er avgrenset av et tidligere utbygd boligfelt i nord, noen fritidseiendommer i vest og sør samt dyrket mark i øst. Det går en høyspentledning gjennom området med inngang fra øst og mot sør.



Figur 10: Flyfoto av Sandaneset Sør [11]

Denne er ikke nærmere beskrevet, se kapittel 1.2 om oppgavens avgrensninger.

Tidlig i prosjektet ble det gjennomført en befaring for å bli kjent med området. Bakgrunnen for dette er at bilder over området fra tjenester som Google Street View og Norgeskart ikke har den detaljeringsgraden som er ønsket. Det er også nyanser og sammenhenger som ikke fremkommer på bilder, eksempelvis helning og bredde på eksisterende veg og skulder/grøftesoner.

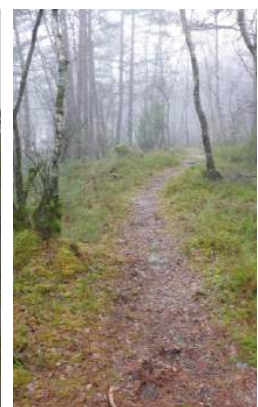
Under er et utvalg bilder som viser hvordan området ser ut i dag. Bildene er tatt 23. januar 2020.



Terreng ved o_V2



Høyeste punktet i planområdet



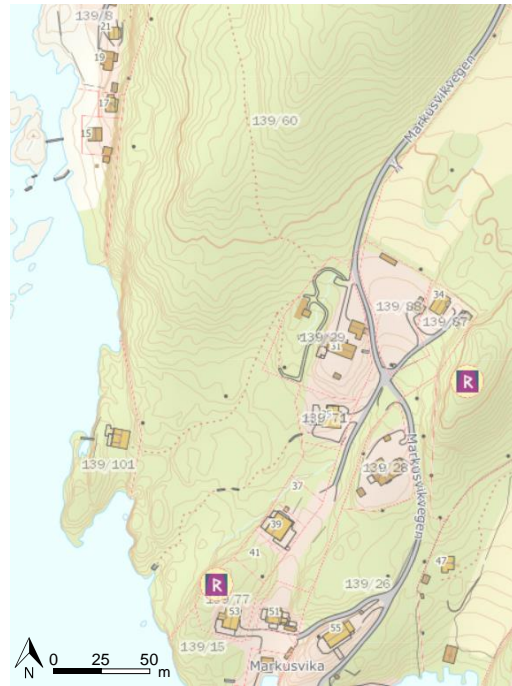
Tursti

Figur 11: Bilder fra planområdet (foto: privat)

3.3 Kulturminner i området

Jelsa har en stor andel SEFRAK-registrerte bygninger samt gravfelt og gravminner fra jernalder og tidlig jernalder [12]. Disse objektene er vernet, og er derfor viktige å ta hensyn til i fremtidig planlegging av området.

Helt sør i planområdet er det gravminne fra vikingtiden, som tilstøter plangrensen [12]. Dette er markert med "R" i figur 12. For oppgaven vil ikke kulturminnet ha innvirkning på den tekniske planen, da verken veg eller VA-ledninger er planlagt i nærheten. Det ligger også et annet gravminne i rimelig nærhet.



Figur 12: Kulturminner i området [12]

3.4 Vurdering av reguleringsplanen

3.4.1 Trafikksikkerhet

Etablering av trafikksikre knutepunkt mellom ulike trafikantgrupper er viktig i et boligfelt hvor det ikke er planlagt differensiering av trafikantgruppene. Slik vegene er regulert i planen vil det ved to knutepunkter være utfordringer knyttet til sikten. Dette skyldes at siktlinjene som er vedtatt ikke gir et riktig bilde av utfordringene i kryssene.

De to knutepunktene er gjennomgått i kapittel 4.5 om kryss og sikt.

3.4.2 Overvannshåndtering

Området ligger på en kolle nært sjøen hvor omtrent halvparten av området har avrenning til sjøen gjennom godt egnede områder som skog og myr. Annen avrenning i området er primært mot vest og sør, utenom et bratt parti som går langs Markusvikvegen og har avrenning til vegen. Vedlegg B er et helningskart som viser vinkelrette prosentvise helninger i området.

3.4.3 Tilbud til myke trafikanter

Reguleringsplanen inneholder ikke et tilbud til myke trafikanter som ferdes langs vegene. Vegene defineres som adkomstveger og oppfyller dermed ikke kriteriene for fortau i vegnormen [2, s. 79].

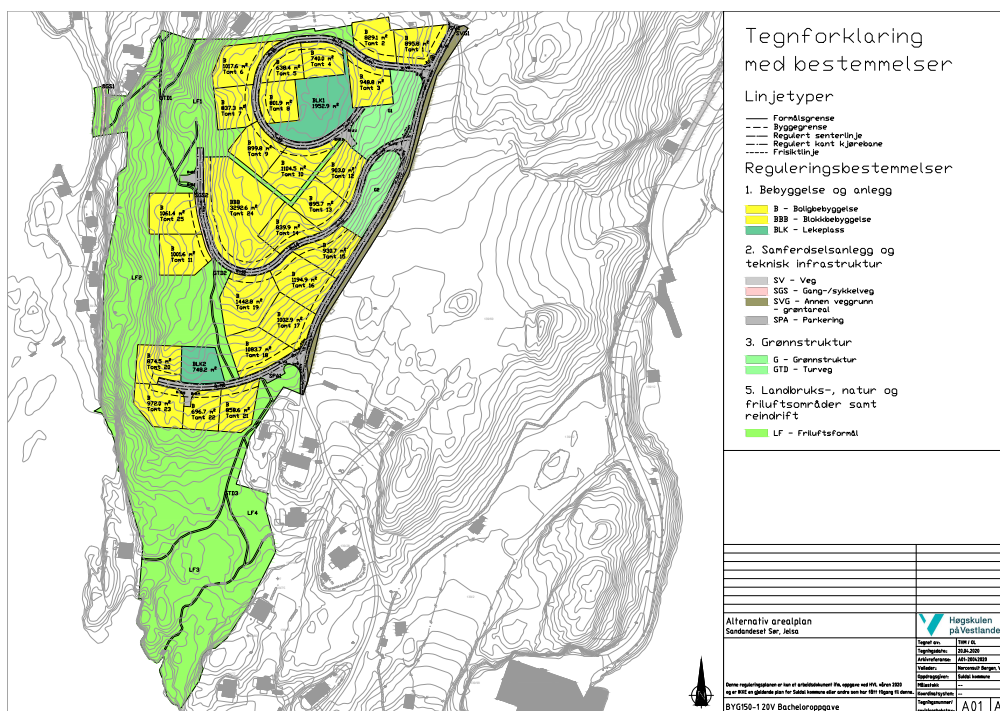
3.5 Reguleringsbestemmelser

Sammen med plankartet for Sandaneset Sør er det vedtatt et sett med reguleringsbestemmelser. Bestemmelsene beskriver i stor grad hvordan de ulike arealformålene kan utnyttes og gir føringer som en må forholde seg til. For oppgaven vil bestemmelsene knyttet til samferdsel og teknisk infrastruktur være de mest relevante. Disse er i oppgaven referert til slik de fremkommer i gjeldende reguleringsplan. Eksempelvis er o_V1 (offentlig veg 1) referert som o_V1 i oppgaven med mindre det er gjort endringer på dette. Figur 16 fremhever benevnelsen på vegger og kryss.

I de generelle bestemmelsene tillattes det at senterlinjen til vegene kan sideforskyves med inntil 1,0 meter dersom det fører til bedre terrengtilpassing. Områdene merket med "annan veggrunn – grøntareal, SVG" kan benyttes som areal til frisktsoner, grøft, skjærings- og fyllingsutslag i samsvar med veiutbygging. Det er også tillatt å legge til rette for vegetasjon i SVG så lenge det ikke hindrer friskt. Områdene merket med grønnstruktur G er grøntområder hvor det også er tillatt med fylling eller skjæring. Dette gjelder også områder som er avsatt for boligområder.

3.6 Alternativ reguleringsplan

Figur 13 viser et alternativt plankart som lettere synliggjør de endringene som er beskrevet i kapittel 4 og 5. Plankartet er ikke et juridisk dokument, men ment som en illustrasjon og et oversiktsbilde. Finnes som A4-format i vedlegg A.



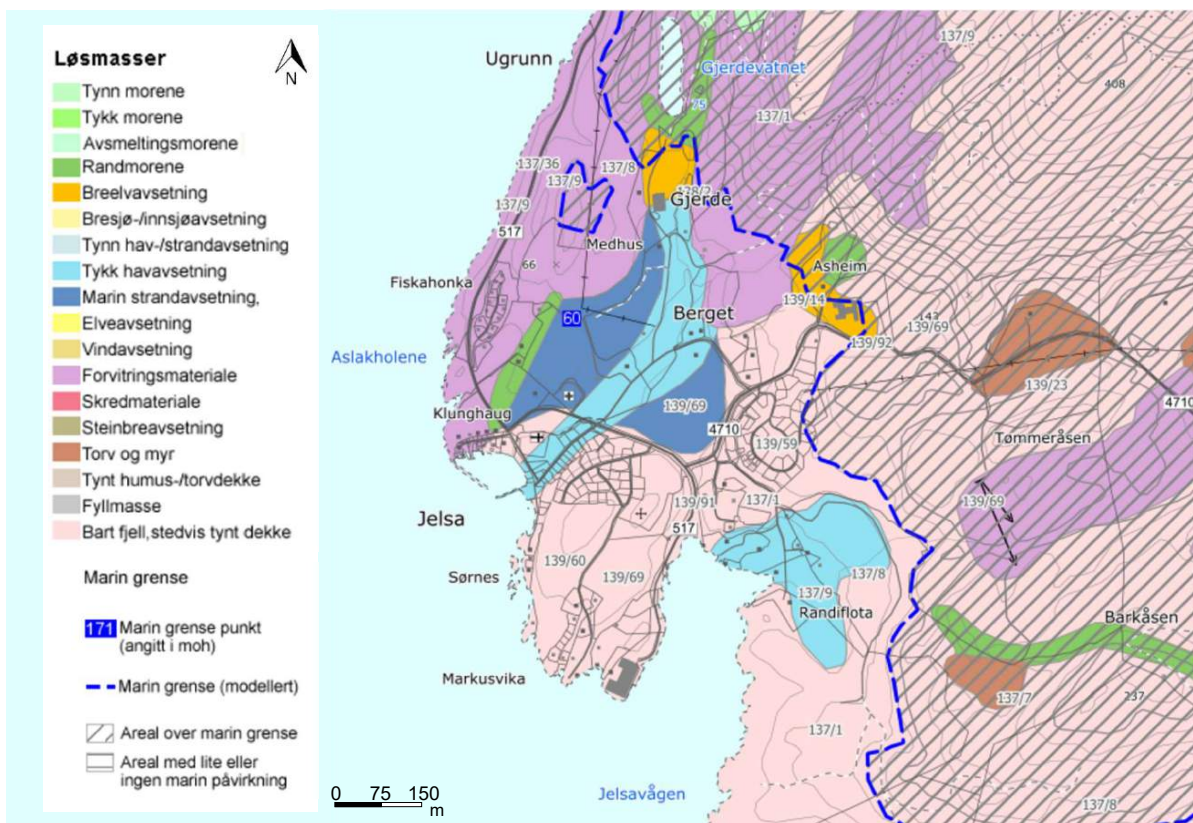
Figur 13: Alternativt plankart

4 Adkomstveier

4.1 Grunnforhold

Det foreligger per dags dato ingen kjente grunnundersøkelser for Sandaneset Sør. De nødvendige ressursene for å gjennomføre en fullverdig geoteknisk undersøkelse er begrenset, hvilket resulterer i at Norges geologiske undersøkelse (NGU) sitt løsmassekart er utgangspunktet for å klassifisere sammensetningen av berggrunnen i området.

NGUs løsmassekart viser at området består av bart fjell med stedvis tynt dekke [13], se figur 14. Dette sammenfaller med observasjoner som ble gjort under befaringen. Bart fjell utgjør i seg selv ingen umiddelbar risiko for setninger, utglidninger eller andre geotekniske utfordringer.



Figur 14: Løsmassekart med marin grense [13]

Likevel viser NGUs kart at området og større deler av Jelsa ligger under den marine grensen (MG). Eventuelle leireforekomster i områdene under MG kan derfor potensielt inneholde kvikkleire. Dyrket mark er ofte en indikasjon på at det kan finnes leire mellom overflate og berggrunn. Dette underbygges ved at flere lignende områder med dyrket mark på Jelsa som ved Randiflota og Berget, er klassifisert til å ha høy sannsynlighet for marin leire av NGU [13].

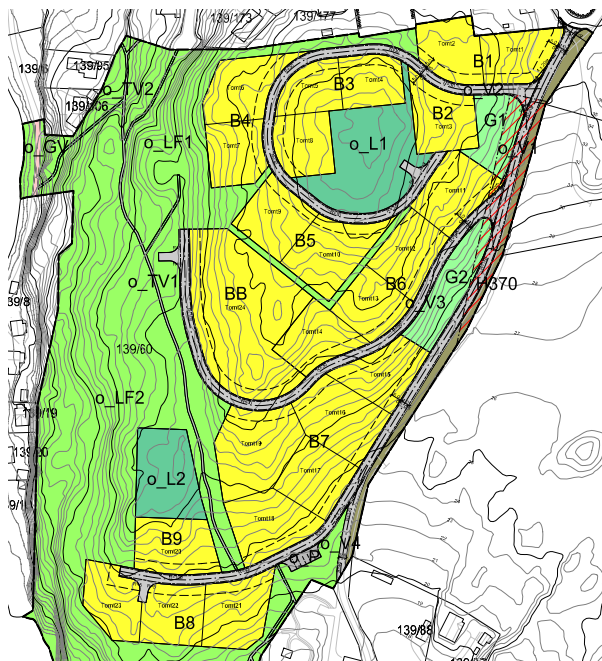
Området sør-øst for Markusvikvegen (ref. reg.pl. o_V1) og ned mot ferje- og hurtigbåtkaaien på Jelsa består av dyrket mark. Ettersom dette også ligger under MG, og lignende områder på Jelsa har høy sannsynlighet for marin leire, er det derfor en viss sannsynlighet for tilstedeværelse av marin leire her også.

Ved bygging av ny veg i slike områder er det anbefalt å gjøre geotekniske undersøkelser for å bekrefte eller avkrefte om det kan finnes leireforekomster i nærheten av vegen. Dersom det viser seg å være leireforekomster i grunnen kan det føre til setninger og i ytterste konsekvens til stedvise utglidninger av vegen. Et slikt scenario kan medføre omfattende skader på underliggende VA-systemer og ekstrakostnader knyttet til rehabilitering som over tid ikke er bærekraftig.

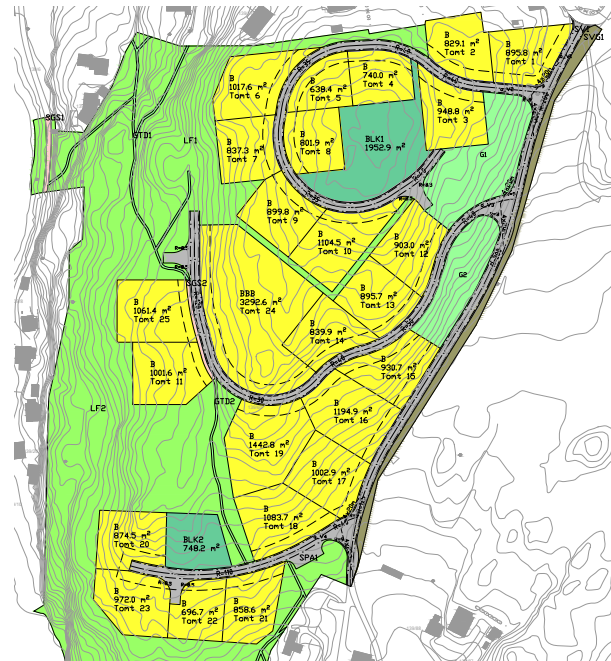
I ROS-analysen som er gjennomført av Omega Areal heter det at geoteknikk ikke er et aktuelt tema å kartlegge videre [10, s. 5]. Vår oppfatning er at de geotekniske forholdene ikke er kartlagt i sin helhet og at beslutningsgrunnlaget er svakere enn ønsket. Undersøkelser på nedsiden av Markusvikvegen bør derfor gjøres før bygging eller inngå som en del av kontrakt.

Videre arbeid med denne oppgaven forutsetter at det ikke foreligger svakheter eller utfordringer i grunnen.

4.2 Endringer i reguleringsplanen



(a) Utklipp av vedtatt reguleringsplan



(b) Utklipp av reguleringsplan med endringer

Figur 15: Foreslåtte endringer til reguleringsplanen

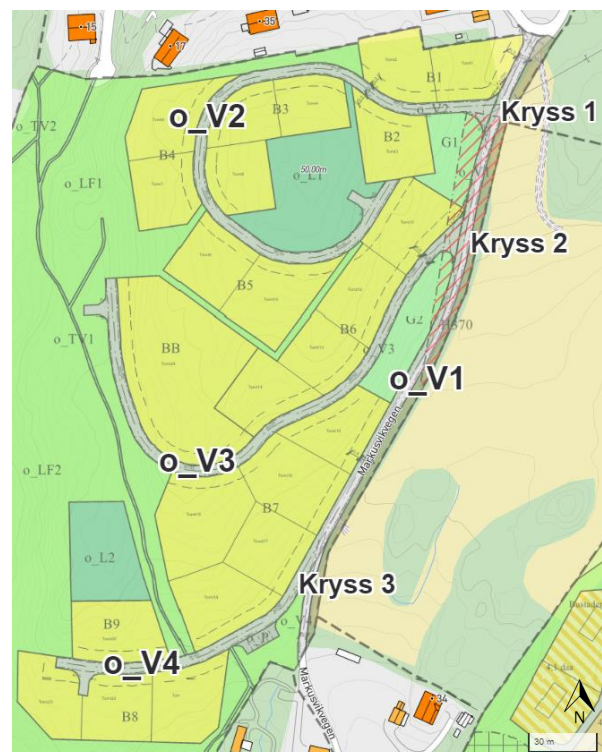
Figur 15 viser vedtatt reguleringsplan til venstre og til høyre et utklipp av figur 13. Her er alle endringene som oppgaven anbefaler implementert. I arbeidet med denne oppgaven ble det tidlig klart at i kryssområdene og ved alle vendehammerne må det gjøres endringer for å 1) overholde krav gitt av vegnorm og håndbøker og 2) oppnå mer trafiksikre løsninger. Som et resultat vil vegene på enkelte steder overstige kravene gitt i håndbøkene. I vedlegg C er det lagt ved en tegning som viser utbredelsen av de nye vegene med vedtatt reguleringsplan i bunn.

Områdets størrelse og formål sannsynliggjør at behovet for større kjøretøyer ikke vil overgå lastebil. Lastebil er derfor valgt som dimensjonerende kjøretøy for utforming av vendehammerne og kryss. Alle vendehammerne i reguleringsplanen bryter med samtlige krav til utforming for dimensjonerende kjøretøy.

Det er også gjort flere endringer i plassering av arealområdene. Tomt 11 er flyttet lengre ut på o_V3 og er nærmere beskrevet på de neste sidene. Videre er den sørligste lekeplassen flyttet ned til veg o_V4 og tomt 20 er flyttet lengre vestover. Dermed blir lekeplassen universelt tilgjengelig.

Figur 16 viser navngivingen til de ulike vegene og kryssene slik det refereres til i oppgaven. I planbeskrivelsen refererer o_V4 til vegen som går fra kryss 3 og sørover til eksisterende bebyggelse.

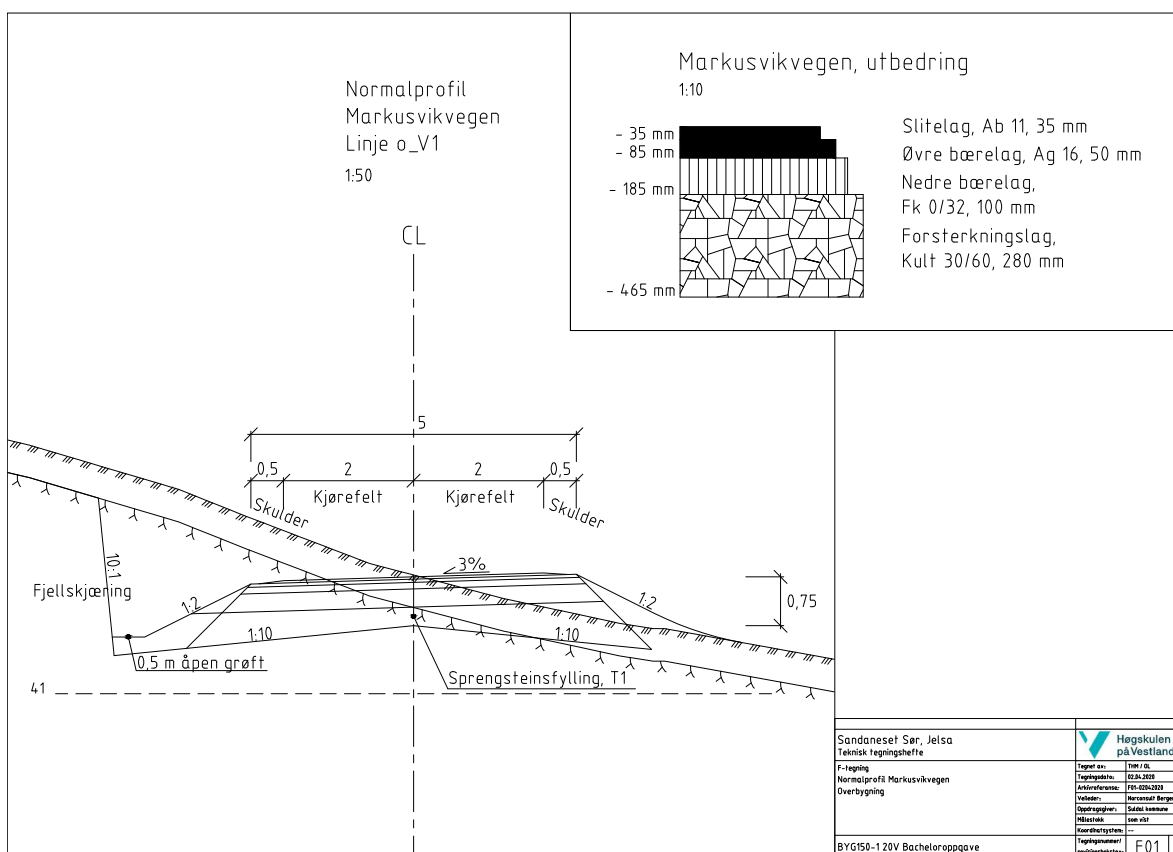
Som et resultat av kryssendringene i kapittel 4.5 er vegen mot vest i kryss 3 tildelt betegnelsen o_V4. Dermed vil navngivingen av Markusvikvegen, o_V1, være uforandret.



Figur 16: Vegnavn i planområdet

4.3 Tverrprofil og vegoppbygging

Tverrprofil for adkomstveier er gitt i vegnormen [2, s. 18]. Alle vegene i planområdet følger denne tverrprofilen med unntak av de siste 40 meterne ned til Markusvika hvor vegen fortsetter på eksisterende veg. De resterende 40 meterne har vegen en bredde på 3,5 meter mot tidligere 5 meter. Tverrprofilen er tilpasset målene som er satt i lokal reguleringsplan og bryter ikke med krav gitt i vegnorm og håndbøker.



Figur 17: Tverrprofil og overbygning av vegene

Vegene er lagt med ensidig fall på 3 % for å sikre vannavrenning. Overhøyden bygges ikke høyere enn 3 % grunnet hastighet på 30 km/t. I kurver er overhøyden bygget slik at fallet er lagt innover i kurven. Dette medfører høyere kjørekraft og motvirker de naturlige kreftene som drar kjøretøy utover i kurver. Nødvendig lengde for å dreie overhøyden er beregnet etter formel $L_0 = 9.2 \cdot V \cdot e_d$ som gir en lengde på 17 meter.

Langs vegene er det lagt en skulder på 0,5 meter på hver side hvor slitelaget avtrappes med et fall på 1:12. Grøfteskråningene er lagt med 1:2 fall og det er tatt forbehold om at vegen legges på en grunnsprengt bergsål. Grunnlag for valg av overbygning er nærmere beskrevet i vedlegg D.

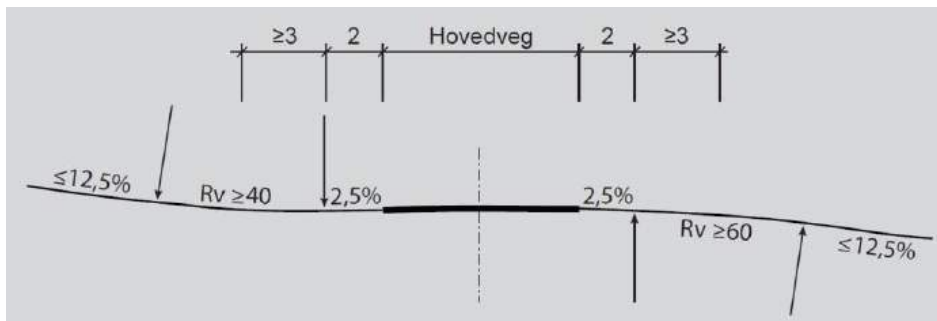
4.4 Valgt løsning for vegene

Vegene følger vegnorm og dimensjoneringsklasse A1 (30 km/t) i håndbok N100 av 2013/2014. For kurvatur gjelder håndbok N100 av 2019. Dette medfører at dimensjoneringstabellen for vegene blir som vist i tabell 1. Tilstøtende veger dimensjoneres som avkjørsler i kryssoområdet som et resultat av antatt lav ÅDT på Markusvikvegen [14, s. 63].

Minste horisontalkurveradius	40 m
Stopsikt	20 m
Møtesikt	50 m
Minste høybrekksradius, møtesikt	300 m
Minste lavbrekksradius	150 m
Maksimal stigning	8 %
Maksimal overhøyde	5 %
Minste resulterende fall	2 %

Tabell 1: Dimensjoneringstabell for vegene

De geometriske kravene for avkjørsler er vist i figur 18 som er hentet fra N100 av 2019.



Figur 18: Geometriske krav for avkjørsler [14, s. 64]

Endringene som skiller seg fra reguleringsplanen er gjennomgått for hver enkelt veg under.

Offentlig veg 1 (o_V1) - "Markusvikvegen"

Vegen følger eksisterende veg som angitt i reguleringsplanen med noen mindre endringer. Disse går i hovedsak ut på å rette ut kurver og er gjort innenfor de rammene som er satt i reguleringsbestemmelsene, dvs. endringer inntil 1,0 meter.

I krysset med offentlig veg 3 (o_V3) er det regulert at Markusvikvegen skal ha en kurve med $R = 150$ meter. Denne er erstattet med en kurve $R = 200$ meter fra profil 87 til 152 for å bedre siktforholdene og kjørekomforten gjennom kurven.

Det er gjort tilsvarende i krysset med offentlig veg 4 (o_V4) og ned mot Markusvika. Her er endringer gjort fra profil 223 til profil 289 og kurven er økt fra $R = 120$ til $R = 125$. Dette fører til en slakere sving som gjør at kjørende på vegen tidligere får sikt inn i krysset.

Vertikalgeometrien til vegen følger eksisterende veg og terreng samtidig som kravene gitt i tabell 1 overholdes, se vedlagte C-tegninger i tegningshefte.

Offentlig veg 2 (o_V2)

Vegen starter med en stigning på 12 % over en lengde på ca. 60 meter. Dette er innenfor kravet i N100. Terrenget hvor vegen er planlagt er svært bratt og har en stigning på over 18 %, se vedlegg B. Videre er det i profil 34 til 90 rettet ut to kurver fra $R = 30$ til $R = 40$. Dette for å opprettholde krav til horisontalgeometri. En følge av dette er bedre sikt gjennom kurvene.

Videre er to kurver økt fra $R = 30$ til $R = 35$. Grunnen til at kravet på $R = 40$ ikke kan overholdes skyldes at dette ville medført betydelig terrenginngrep for tomt 7 og tomt 8. Dette ville resultert i store arealforandringer og behov for omregulering av flere tomter. Disse kurvene betegnes som avvik og er oppsummert i tabell 2 på side 26.

Som et resultat av valgt kryssløsning mellom o_V1 og o_V3 (nærmere forklart i kap. 4.5) er vegen flyttet lengre inn på lekeplassen. Dette er gjort slik at tomt 12 ikke forsvinner på grunn av endringene. Et annet resultat er at vendehammeren flyttes til motsatt side av vegen. Dette er et mer trafiksikkert alternativ da det ikke er ønskelig at større kjøretøy som søppelbil o.l. skal måtte rygge inn mot en lekeplass for å snu. Denne endringen er mulig fordi tomt 11 flyttes (se kap. 4.5).

Som en konsekvens er arealet på lekeplass 1 redusert med 9,4 % (203 m^2) fra $2\,156 \text{ m}^2$ til $1\,953 \text{ m}^2$ uten at dette bryter med bestemmelsene i reguleringsplanen.

Offentlig veg 3 (o_V3)

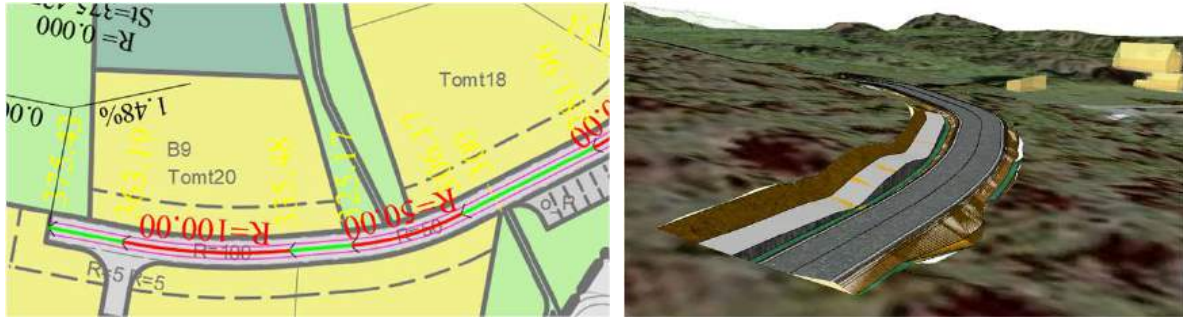
Vegen starter med en stigning på 12 % over en lengde på ca. 40 meter. Dette er innenfor kravet i N100. Terrenget hvor vegen er planlagt er svært bratt og har en stigning på over 18 %, se helningskart i vedlegg B. Deretter er kurven redusert fra $R = 100$ til $R = 40$. Dette er en direkte følge av endringen av krysset mellom o_V1 og o_V3 og må sees i sammenheng med dette.

Videre er det rettet ut en kurve med $R = 30$ til $R = 40$ før en større sving til tomten for blokkbebyggelse. Denne er beholdt som $R = 30$ fordi en større kurve medfører at deler av tomt 19 forsvinner til veg samtidig som vegen forskyves inn på turstien.

Vegen er forlenget med ca. 7 meter for å sikre at vendehammeren tilfredsstillende kravene i N100 og slik at plasseringen av denne ikke går på bekostning av regulerte turveier. Dette er gjort ettersom avvik på vendehamre ikke er anbefalt og kan medføre utfordringer for større kjøretøy.

Offentlig veg 4 (o_V4)

Figur 19 viser linjeføringen slik den fremkommer i reguleringsplanen. Vegen inneholder et stort antall elementer og fremstår som oppstykket. Oppstykket geometri med hyppig variasjon av linjer og sirkelbuer fører til at vegen bryter med landskapet og tydeliggjør terrenginngrepene.



Figur 19: Utklipp av vegen i 3D - vedtatt geometri

Ny linje følger derfor en lengre kurve med $R = 110$ mot to korte kurver på hhv. $R = 50$ og $R = 100$ adskilt av en kortere rettlinje på 10 meter. Jevn krumning gir dessuten høyere optisk ledning og resulterer i mer trafikksikker kjøring i form av oversikt gjennom kurver. Få variasjoner i kurver gir også et estetisk utseende som bryter mindre med terrenget. Resultatet av en slik endring er illustrert i figur 20.



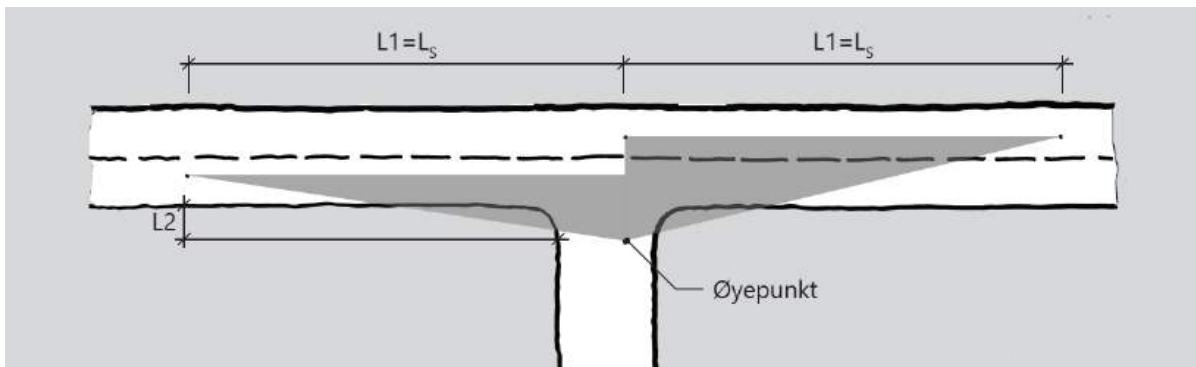
Figur 20: Utklipp av vegen i 3D - alternativ geometri

Se kapittel 4.5 for påkoblingen mellom o_V1 og o_V4.

4.5 Kryss, avkjørsler og sikt

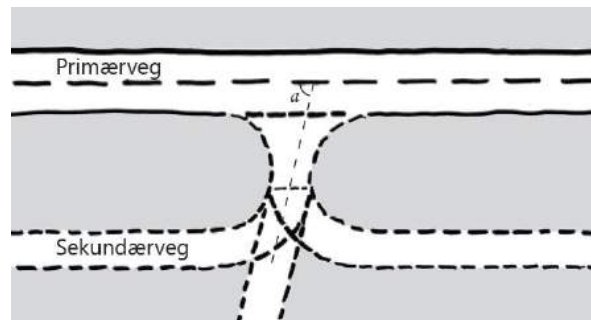
Sikt

Vegnormen [2, s. 24] stiller krav til $L_2 = 3$ meter og $L_1 = 20$ meter. Etersom to av kryssene har 12 % stigning ned mot primærvegen har disse kryssene en høyere risiko for ulykker, spesielt om vinteren ved glatte veger. Som et avbøtende tiltak for dette økes siktlengden L_2 med 33 % til totalt 4 meter. Dette er strengere krav enn vegnormen stiller, men velges på grunn av eksisterende forhold. Nye krav til L_1 og L_2 er dermed hhv. 20 meter og 4 meter for alle kryss.



Figur 21: Siktkrav [14, s. 53]

Anbefalt linjeføring fra sekundærveg til primærveg er at vinkelen α er så rett på som mulig, og aller helst mellom 70 og 110 grader [14, s. 50]. Slik sikrer en at sikten blir tilfredsstillende i begge retninger og at en slipper at krysset tar opp mer areal til asfalt.



Figur 22: Anbefalt linjeføring [14, s. 50]

Avkjørsler

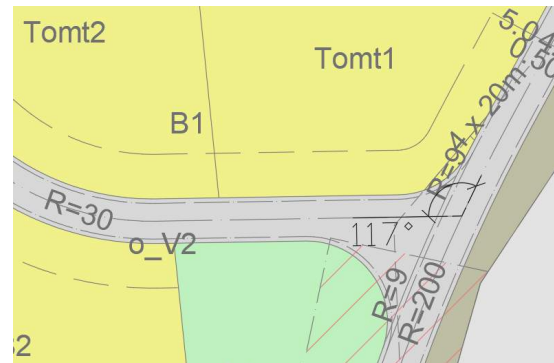
Reguleringsplanen og de tilhørende bestemmelsene angir kun tillatte byggehøyder som skal måles i forhold til gjennomsnittlig terreng. Et vesentlig spørsmål som ikke fremkommer er etter hvilke koter tomtene er tenkt planert. Ved enkelte tomter vil det være behov for å gjøre tiltak for å sikre adkomst fra vegen, eksempelvis planere tomten opptil en til to meter ned. Dette skyldes at vegen ligger for lavt eller for høyt i terrenget sett i forhold til tomten.

Skal en derimot legge vegene slik at disse tomtene har adkomst uten å gjøre tiltak vil dette gå utover adkomsten til flere andre tomter og sideområdene til vegen. Løsningen som er presentert i denne oppgaven vil medføre at tomt 8 og tomt 13 må planeres ned for å ha tilkomst som ikke overstiger kravet på 12,5 % i vegnormen [2, s. 22].

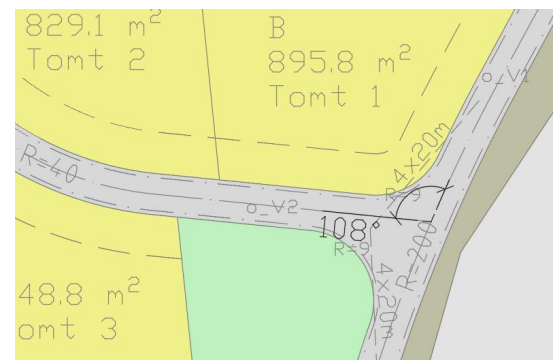
Kryss 1 (o_V1 / o_V2)

Gjeldene reguleringsplan for kryss 1 har en større skjæringsvinkel mellom primær- og sekundærveg enn anbefalt, som vist i figur 23 med 117 grader. Dette medfører at krysset vil beslaglegge et større areal til asfalt for å sikre fremkommelighet for dimensjonerende kjøretøy.

Ved den alternative kryssutformingen er påkoblingen for o_V2 lagt lengre sør og inn i grøntarealet slik at skjæringsvinkelen reduseres til å være innenfor anbefalt verdi. Resultatet av dette er at en tidligere får oversikt til venstre om en kommer kjørende fra o_V2. Videre blir tomt 1 noe større. Krysset har hjørneavrundinger med $R = 9$ meter som angitt i reguleringsplanen.



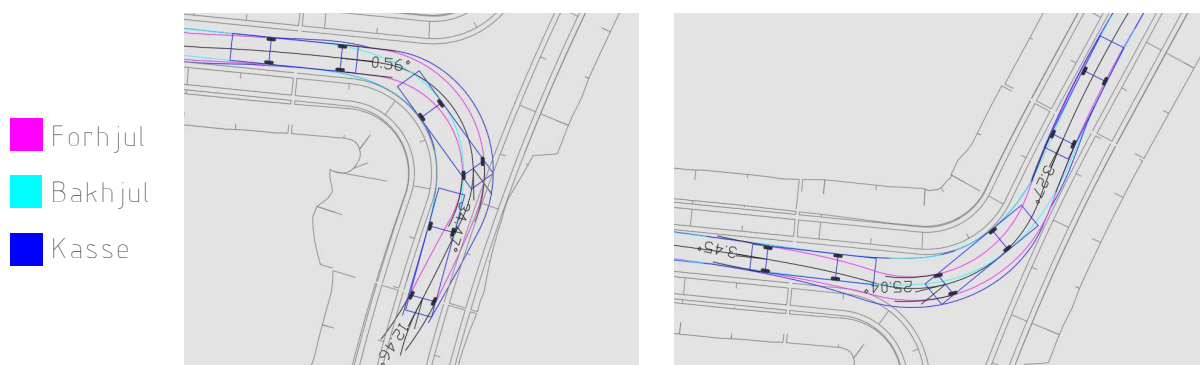
Figur 23: Kryss 1 i reguleringsplan



Figur 24: Alternativ til kryss 1

Sporingsanalyse for kryss 1

På veganlegg med lav andel tunge kjøretøy skal lastebiler sikres fremkommelighet [15, s. 12]. I figur 25 er det gjort en analyse for dimensjonerende kjøretøy lastebil.

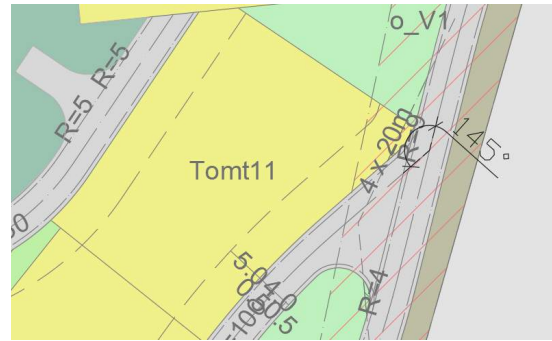


Figur 25: Sporingsanalyse kryss 1

Figuren viser at ved hjørneavrundinger på $R = 9$ meter vil lastebiler sikres kjøremåte C i krysset. Ved kjøring som vist i figuren vil forhjulene gå litt ut på skulderen ved utkjøring. De to andre kjøremåtene i krysset er ikke tatt med da det er bedre plass til å gjennomføre disse enn de viste kjøremåtene.

Kryss 2 (o_V1 / o_V3)

Utformingen av kryss 2, slik det er regulert, treffer primærvegen med en vinkel på 145 grader. Dette er ikke en optimal løsning med hensyn til trafikksikkerhet og fremkommelighet. En lastebil vil ikke klare å manøvrere i et kryss hvor hjørneavrundingen er $R = 4$. Siden det ikke finnes alternativer for myke trafikanter, er det heller ikke ønskelig med rygging av større kjøretøy.



Figur 26: Kryss 2 i reguleringsplan

Det er også bratt i området og sekundærvegen har en stigning på 12 % ned mot krysset. En høy skjæringsvinkel inviterer ikke til lav fart og kombinert med stigningen utgjør dette et trafikksikkert forhold, selv om det er tatt hensyn til sikt. Dette fordi det er vanskelig å skaffe seg et oversiktsbilde når en kommer nesten parallelt inn på veien.

Kryss 2 har i alternativ reguleringsplan avbøtende tiltak for å motvirke hendelser som beskrevet over. Her er veien lagt i en større kurve inn mot krysset slik at sekundærvegen treffer primærvegen med en vinkel på 110 grader som betyr at en oppnår avbøying til begge retninger i krysset – mot kun en retning i den regulerede kryssløsningen.



Figur 27: Alternativ til kryss 2

Hjørneavrundingen er på den ene siden bevart som $R = 9$ og på den andre siden er den økt fra $R = 4$ til $R = 8$. Dette fører til at krysset opptar et større areal som må asfalteres. For å sikre fremkommelighet for lastebil må hjørneavrundingen være 9 meter eller høyere. På grunn av lav andel tunge kjøretøyer er det derfor valgt en løsning hvor motgående kjørefelt har en utvidelse på 1,3 meter over 20 meter.

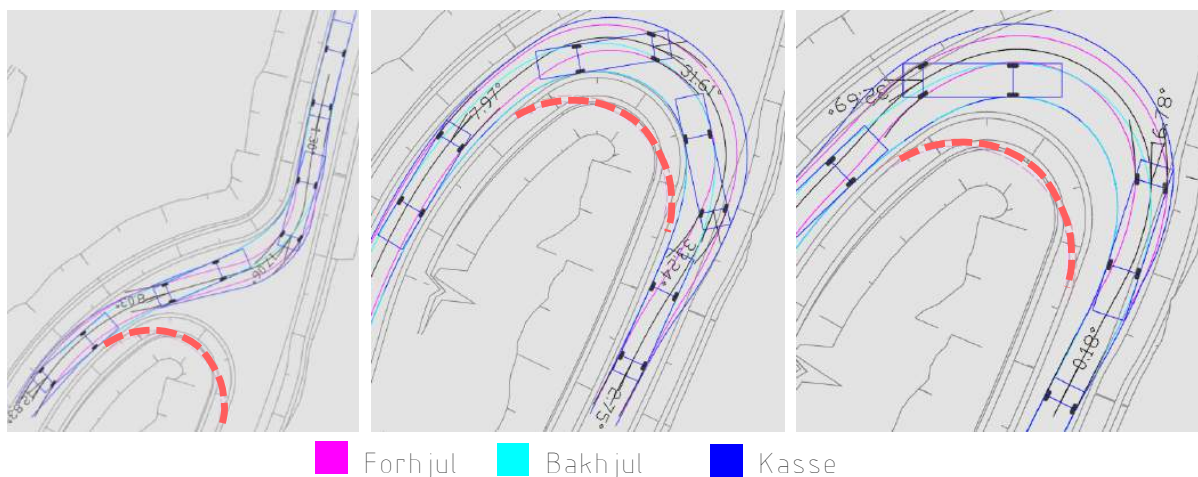
En direkte konsekvens av en større kurve inn mot krysset medfører at veien griper inn på tomt 11 i så stor grad at tomt 11 bør flyttes eller kuttet helt ut. Det bratte terrenget fører til en fjellskjæring på 4 meter på oppsiden av veien uansett kryssløsning, og utelukker dermed adkomst fra denne veien. Adkomst fra nordvest-siden av tomten, fra o_V2, måtte også i så fall legges en del dypere i terrenget og dermed medføre et større terrengingrep

mot lekeklassen for å sikre tilfredsstillende atkomst til tomt 11.

Basert på nevnte utfordringer for tomt 11 står en igjen med to valg. Det første er å utelate tomt 11 fra reguleringsplanen, alternativt kan tomten flyttes til et annet egnet område hvor det er enklere tilkomst, se figur 15b. Dette valget medfører at turstien vest for o_V3 må legges om. Foreslått løsning medfører at turstien legges på fortau i ca. 50 meter mellom o_V3 og ny tomt. Ved å legge tomt 11 her er det også muligheter for å legge til en ekstra tomt i planområdet dersom ønskelig. Dette er illustrert i figur 15b.

Sporingsanalyse for kryss 2

Figur 28 viser at dimensjonerende kjøretøy lastebil er sikret fremkommelighet i krysset. Selv med hjørneavrunding på $R = 8$ meter kan lastebiler manøvrere grunnet utvidelsen av primærvegen. Etersom kjøremåte C er lagt til grunn og det er antatt en lav andel tunge kjøretøy vil ikke utvidelsen utgjøre noen økt trafikkrisiko og det er derfor den anbefalte løsningen.



Figur 28: Sporingsanalyse kryss 2

En løsning hvor avrundingen er $R = 9$ meter er vist i figur 28 ved en rød linje. Denne løsningen ville medført at krysset legger beslag på betydelig større areal enn utvidelsen utgjør. Et stort kryss kan også virke forvirrende å kjøre i for mindre kjøretøy. Fordelen med en slik lomme er at den kan fungere som en møteplass for to møtende lastebiler ettersom vegbredden er for liten til at de kan passere hverandre på veien.

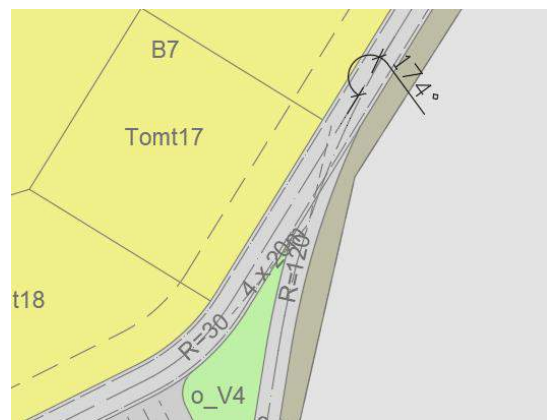
Figur 29 viser dagens situasjon hvor personen i bildet markerer hvor nytt kryss skal gå. Til høyre er krysset modellert i Novapoint og vist fra siden og ovenfra.



Figur 29: Befaring og utklipp av modell i 3D

Kryss 3 (o_V1 / o_V4)

Regulert løsning for kryss 3 har en skjæringsvinkel på 174 grader og ingen hjørneavrunding i det sørligste krysningpunktet, slik de andre kryssetene i reguleringsplanen har. En lastebil vil derfor ikke kunne komme fra venstre i figur 30 og svinger sørover i samme figur. Vendehammeren i enden av vegen betyr lite fordi kjøretøyet kun kan benytte en utfart.

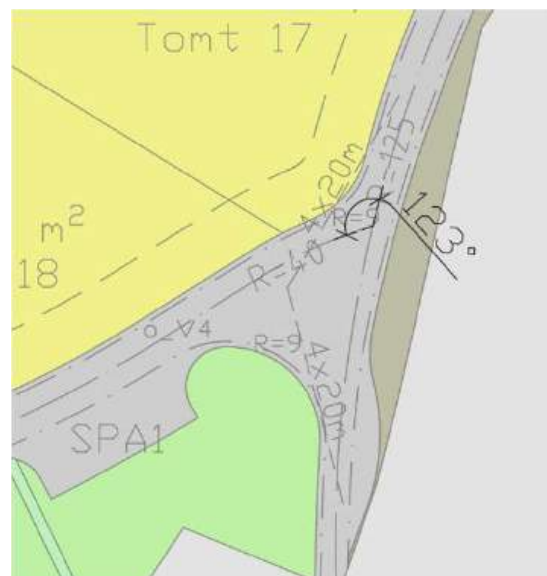


Figur 30: Kryss 3 i reguleringsplan

Selv om det er tatt høyde for sikt i reguleringsplanen er det vanskelig å se at dette kan opprettholdes på en slik måte at krysset er trafikksikkert. Dersom krysset blir bygget slik som i reguleringsplanen er det anbefalt med fartsdempende tiltak som for eksempel fartsdump.

Med bakgrunn i dette er det valgt en annen påkobling i kryss 3, se figur 31. Denne løsningen bygger på samme prinsipp som kryss 2 og er mer oversiktlig og gir sikt til begge retninger. Likevel er skjæringsvinkelen på 123 grader større en anbefalt, men den er betydelig redusert fra regulert løsning og påvirker ikke de regulerede formålene i nevneverdig forstand.

Alternativ kryssutforming er plassert 30 meter lenger mot sør og medfører derfor ca. 30 meter mindre vegbygging langs tomt 17. Parkerings-

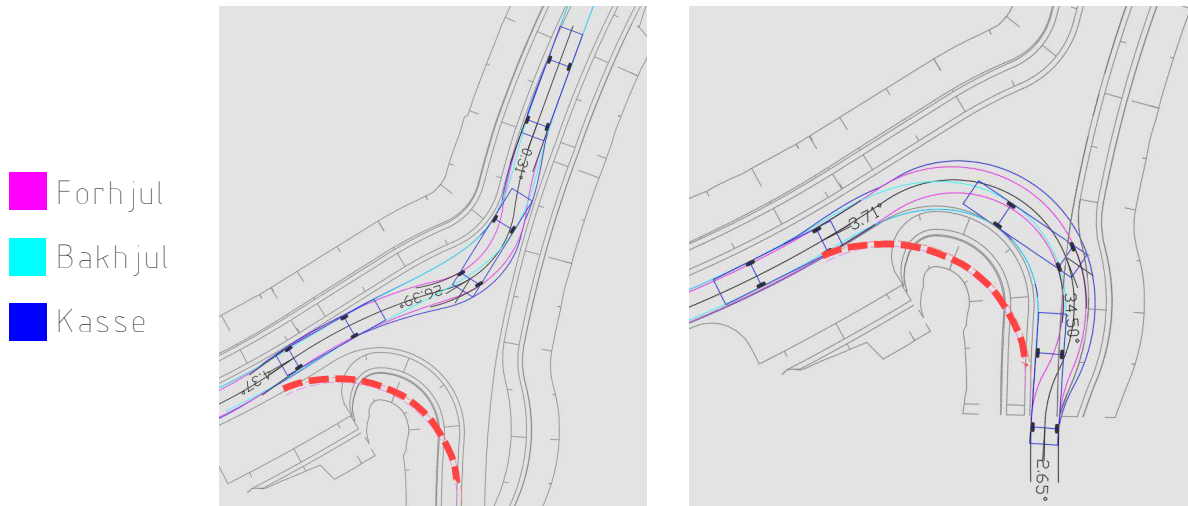


Figur 31: Alternativ til kryss 3

plassen flyttes 3,5 meter lenger mot vest.

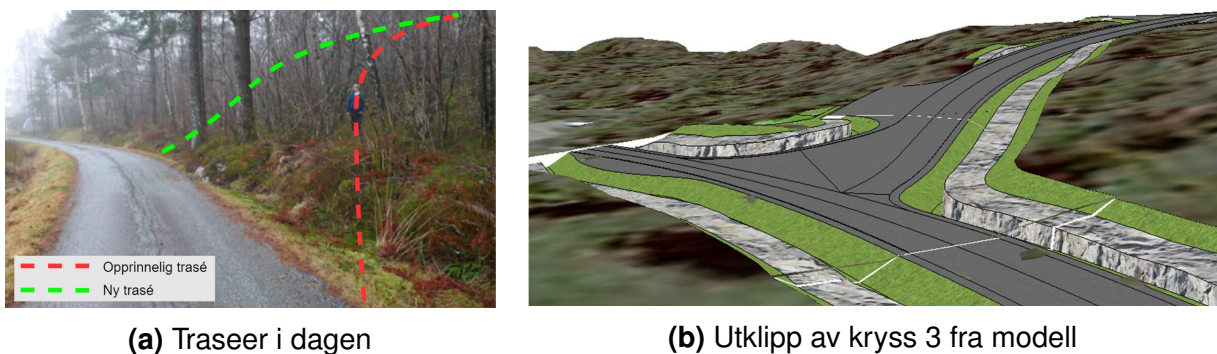
Sporingsanalyse for kryss 3

Skjæringsvinkelen på 123 grader skaper noen utfordringer for de svingende som skal sør-
over og ned mot Markusvika i kryss 3. Her er løsningen lik som kryss 2 og grunnet en
innskrenking i kjørebanebredde er det nødvendig med en bredere utvidelse. Den er på 2,5
meter på det bredeste og har en lengde på 20 meter.



Figur 32: Sporingsanalyse kryss 3

Hjørneavrundingen er $R = 9$ for begge hjørner, men grunnet høy skjæringsvinkel og liten
kjørebanebredde for høyresvingende fra o_V4 er det likevel nødvendig med en utvidelse av
vegen. Alternativet er en større hjørneavrunding som vist med rødt i figuren under. I likhet
med kryss 2 er det av samme grunner vurdert at en utvidelse av vegen i kryssområdet er
bedre enn et større kryss.



Figur 33: Trasévalg kryss 3

Figur 33 viser hvordan traseene går i dagen og modellen for den anbefalte grønne traseen.

4.6 Avvikstabell

Nr	Veg	Fra	Til	Avvik
1	o_V2	P. 100	P. 148	Kurve har R = 35 meter mot R = 40 meter som er krav
2	o_V2	P. 155	P. 239	Kurve har R = 35 meter mot R = 40 meter som er krav
3	o_V3	P. 136	P. 201	Kurve har R = 30 meter mot R = 40 meter som er krav
4	o_V4	–	–	Krysset har høyere skjæringsvinkel enn anbefalt i N100

Tabell 2: Avvikstabell

De fire kravene i avvikstabellen er i N100 oppført som “bør-krav”. Det må derfor søkes om fravik og begrunnes hvorfor endringen er ønsket. I dette tilfellet må det søkes til vegeier Suldal kommune ved teknisk enhet.

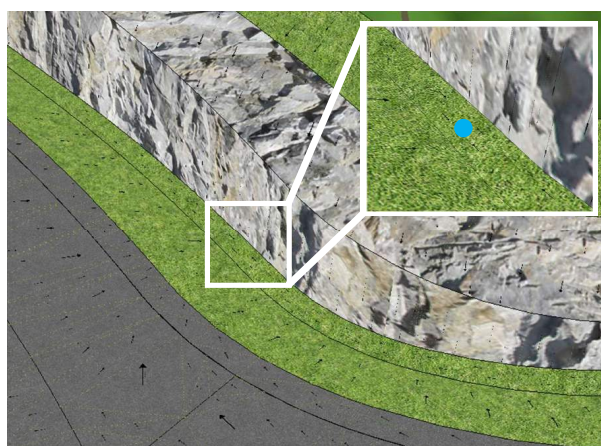
4.7 VA i veganlegg

Som hovedregel er vegene lagt med 3 % tverrfall til den siden hvor en ønsker at overvannet skal renne til grøften. Enkelte steder er det nødvendig å dreie tverrfallet/overhøyden slik at kjørekomforten er best mulig. Eksempelvis ville det ikke vært ønskelig med fall til høyre i en venstresving.

Vannavrenningen fra vegene anses som ren nok til at det ikke er behov for rensing. Dette begrunnes med lav ÅDT og en hastighet på 30 km/t som ikke vil føre til store utslipp eller annen forurensing fra kjøretøy. Resipienten har heller ingen kjente forhold som medfører at overvann bør renses før utslipp.

Overvann fra veger skal ledes til grøftene. Som et resultat av de nye vegene er det flere områder som får et endret nedbørsfelt og dermed andre vannveger.

For å lokalisere samlingspunktene for vann er modellen gjennomgått visuelt med funksjonen “vannavrenning” i Novapoint, se figur 34. Disse stedene er hensyntatt ved å legge enkelte stikkrenner.

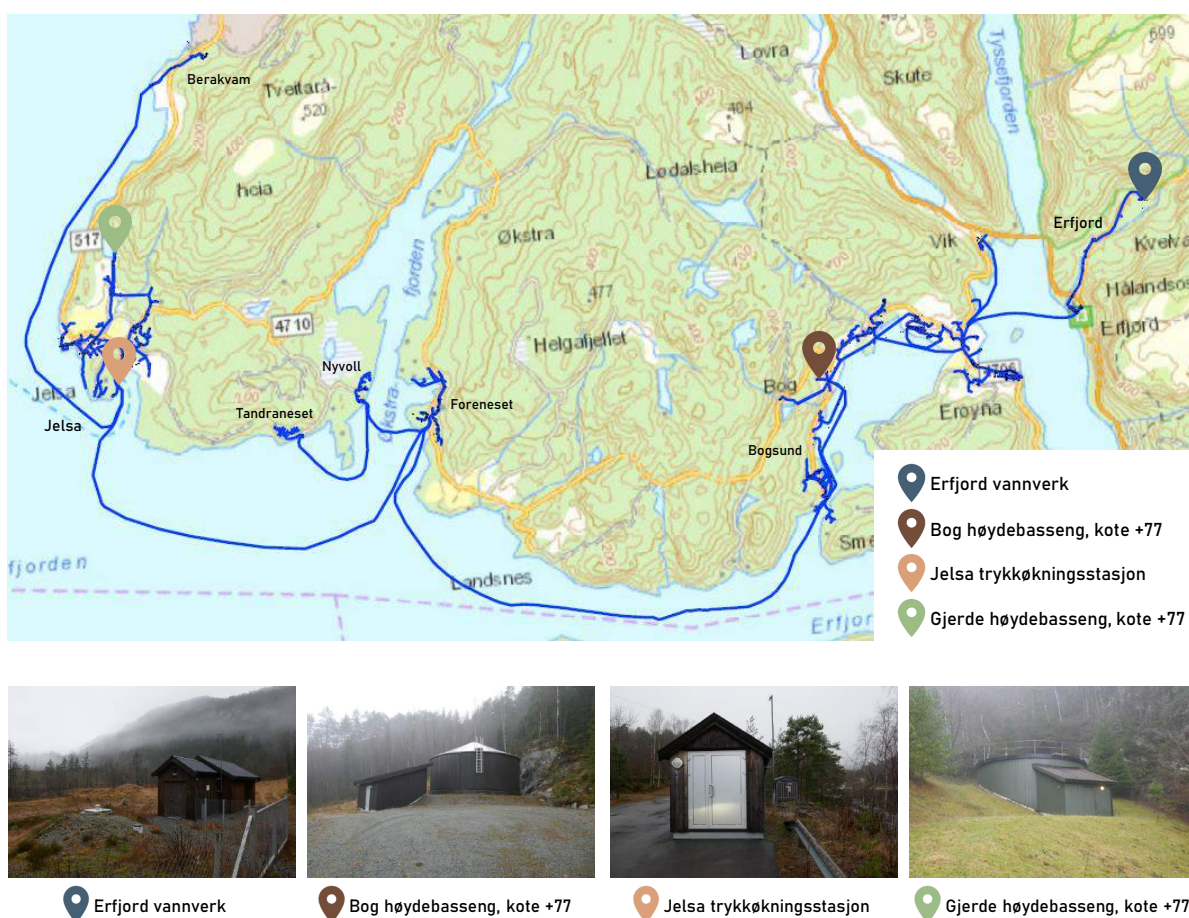


Figur 34: Samlingspunkter for vann i grøfter

5 VA-system

5.1 Vannforsyningen på Jelsa

Frem til 2009 var tettstedet Jelsa selvforsynt med drikkevann fra Jelsa vannverk og en grunnvannsbrønn i nærheten av Gjerdevannet som kilde. Vannverket leverte til høydebasseng på Gjerde, som igjen forsynte tettstedet ved selvføll. Kapasiteten i brønnen var 4,2 l/s og ble utfordret under tørre perioder. Tettstedet Jelsa har ekspandert med nye felt for boliger og fritidsboliger siden 2009 og forbruket nærmet seg maksimal eksisterende kapasitet. Det ble derfor lagt en 16 km lang sjøledning fra nabobygden Erfjord, se figur 35. Det gamle vannverket på Gjerde fungerer i dag som reserveløsning [16, s. 7].



Figur 35: Vannforsyningssystem for Erfjord og Jelsa (foto: privat)

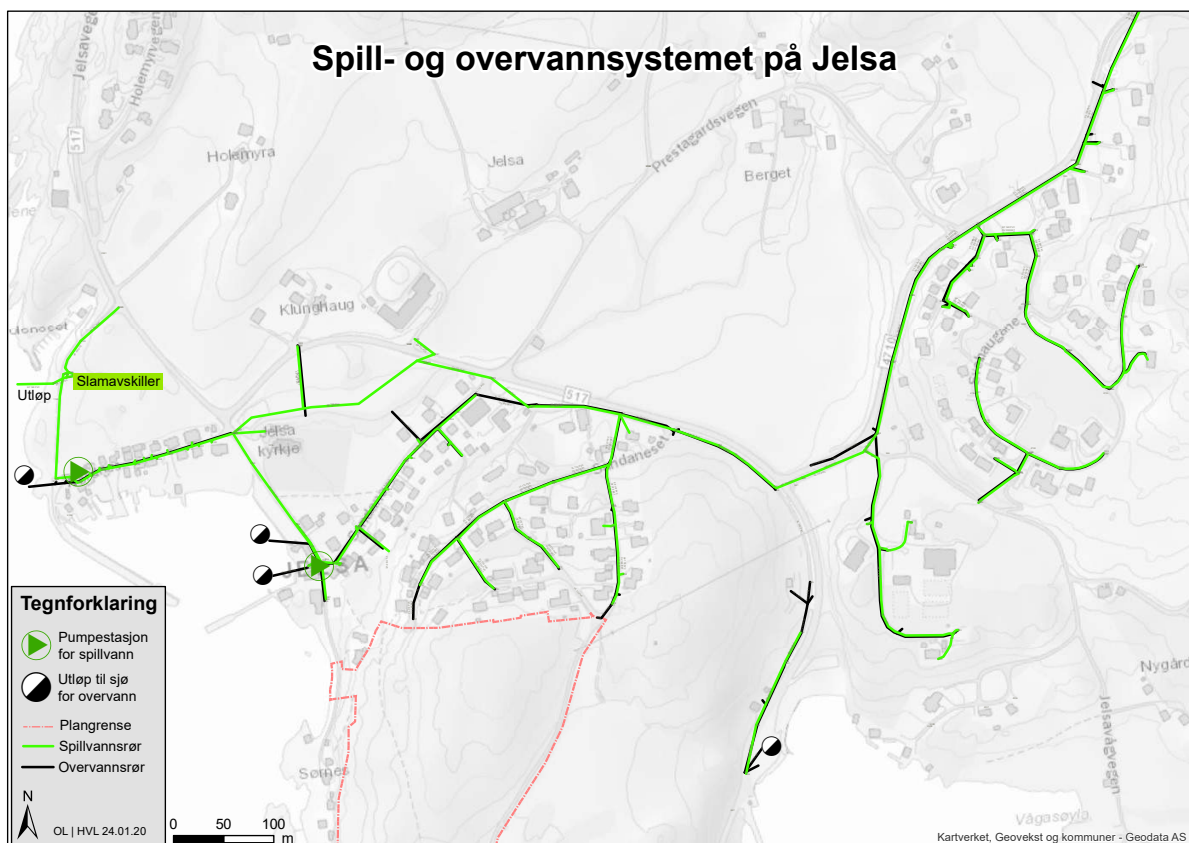
Vannet fra Erfjord blir pumpet til høydebasseng på Bog som har kapasitet på 300 m³. Fra Bog blir vannet transportert i en 200 mm sjøledning vestover til Jelsa, med avgreininger til hytteområder på Foreneset, Nyvoll og Tandraneset. På Jelsa trykkes vannet videre opp til Gjerde motbasseng med kapasitet på 200 m³. Bassengene på Bog og Jelsa har begge vannspeil på kote +77, og kan forsyne hverandre uten hjelp av pumper. Det er likevel valgt

å sette inn en trykkøkningsstasjon ved kaien på Jelsa for å øke vannmengden som pumpes til bassenget.

5.2 Spill- og overvannssystemet på Jelsa

Dagens system for spill- og overvann er ordnet i et separatsystem. Spillvannet på Jelsa renner med selvføll ned til pumpestasjonen nærmest planområdet. Denne pumper videre til en ny pumpestasjon ved båthavnen hvor det videre blir pumpet til en slamavskiller med utløp til sjøen, se figur 36.

Det er også vesentlig å nevne at ikke alle boliger er påkoblet til det kommunale spillvannssystemet. En del eldre boliger og småbruk har spillavrenning til private septiktanker.



Figur 36: Spill- og overvannssystemet på Jelsa

Overvannssystemet på Jelsa består stort sett av åpne grøfter som leder vann til sluk eller kupperist. Videre går vannet i rør til flere utløp, som vist i figur 36 over. Overvannet anses som forholdsvis rent og blir derfor ikke renses utover det stein- og sandfangskummer måtte samle opp.

5.3 Drikkevann

5.3.1 Krav til brannvann

I følge plan- og bygningsloven § 27-1 skal ingen bygninger tas i bruk før det er *“forsvarlig adgang til hygienisk betryggende og tilstrekkelig drikkevann, samt slokkevann”* [17]. Kravene til slokkevannsmengde varierer etter type område. VA-normen benyttet i oppgaven har en lokal bestemmelse at alle anlegg skal dekke behovet til brannslukking. Normen stiller også krav til en innvendig dimensjon på ledninger på 150 mm dersom ledningen skal føre brannvann [3, s. 17].

Norsk Vann rapport 193 anbefaler en dimensjonerende slokkevannsmengde på 20 l/s for rurale områder og 50 l/s i urbane områder som sentrumsstrøk eller større næringsområder [5, s. 21].

For mindre boligområder som Sandaneset er utfordringene todelt. Et ledningssystem hvor kapasitetskravet til brannvann er tilfredsstilt kan medføre lang oppholdstid på vannet grunnet lite normalforbruk og stor dimensjon på ledningene. Liten dimensjon kan føre til høy hastighet ved brannvannsuttak og dermed en spyleeffekt i ledningene.

Vannledningene på Jelsa har en utvendig dimensjon på 160 mm eller 110 mm, avhengig om ledningen er en del av overføringsnettets eller om det er en vannledning i et boligområde. Det veksles også noe internt mellom dimensjonene. Dette medfører at det høyst sannsynlig ikke er kapasitet til å tilfredsstille kravet om 20 l/s, noe Suldal kommune også er klar over. Kommunens brannvesen har også en tankbil til disposisjon. Løsningen blir derfor å sikre høyest mulig kapasitet til brannvann uten at det medfører lang oppholdstid i ledningene.

5.3.2 Husholdningsforbruk

Drikkevannsmengdene er beregnet ut ifra maksimalt antall boenheter i området. Det beregnes også at boligene i Markusvika på et senere tidspunkt kan koble seg på vannledningene for Sandaneset Sør. Reguleringsplanen åpner for totalt inntil 66 boenheter, selv om det er lite trolig at det vil bli bygget ut så mange ifølge kommunen selv. Beregningen av vannmengdene tar likevel hensyn til dette samt ytterligere 10 boenheter i Markusvika.

For å beregne drikkevannsmengdene i et forholdsvis lite område er det gjort en sammenligning av beregninger som typisk gjøres for større områder sett opp mot en diagramverdi for mindre områder. Dersom brannvannet ikke kommer fra andre kilder enn drikkevannet, kommer dette på toppen av husholdningsforbruket.

For større områder med over tusen personekvivalenter anbefaler Norsk Vann rapport 193 følgende formel til å beregne maksimalt vannforbruk [5, s. 23].

$$Q_{h, maks} = \frac{(p \cdot Q_h \cdot f_{maks} \cdot k_{maks}) + (p \cdot Q_{lekk})}{24 \cdot 60 \cdot 60} \quad (1)$$

Variablene i formelen er som følger.

$Q_{h, maks}$	maksimalt forbruk i årets mest forbrukende time (l/s)	p	antall påkoblede personekvivalenter (-)
Q_h	spesifikt midlere husholdningsforbruk (l/p·d)	Q_{lekk}	lekkasje (l/p·d, antas konstant)
f_{maks}	maks døgnfaktor (-)	k_{maks}	maks timefaktor (-)

For områder med mindre enn tusen personekvivalenter anbefales det å bruke momentanforbruk-diagrammet som Svenskt Vatten utarbeidet i 1979 [5, s. 24]. Dette er videre omtalt senere.

Området sør for påkoblingspunktet forsyner maksimalt 76 boenheter. Ved å bruke SSBs tall på gjennomsnittlig 2,32 personer per privathusholdning i Suldal [18] er det totalt $76 \cdot 2,32 = 177$ personekvivalenter som skal kobles på. For å planlegge for en fremtidig endring i personer per enhet brukes 200 personekvivalenter som et minimum. Dette må sees i sammenheng med at det per 1. januar 2020 var 186 personer i grunnkretsen Jelsa [19]. Det er ingen grunn til å tro at denne reguleringsplanen vil doble antall innbyggere. Likevel er det ønskelig at VA-systemet har tilstrekkelig kapasitet å håndtere til fremtidige endringer.

Husholdningsforbruket, Q_h , er i rapport 193 foreslått til 150 l/p·d og anbefales økt dersom området har stor andel eneboliger og hager [5, s. 19]. Denne rapporten er åtte år gammel og bør derfor kontrolleres mot oppdatert statistikk. Tall fra SSB estimerer at gjennomsnittlig husholdningsforbruk er på ca. 180 l/p·d [20]. Forbruket har vært stabilt over en treårsperiode.

Disse tallene er et landsgjennomsnitt og vil derfor utjevne det urbane mot det rurale forbruket. Sandaneset er et ruralt område som sannsynligvis vil ha et høyere forbruk enn gjennomsnittet. På bakgrunn av dette settes Q_h til en verdi på 200 l/p·d.

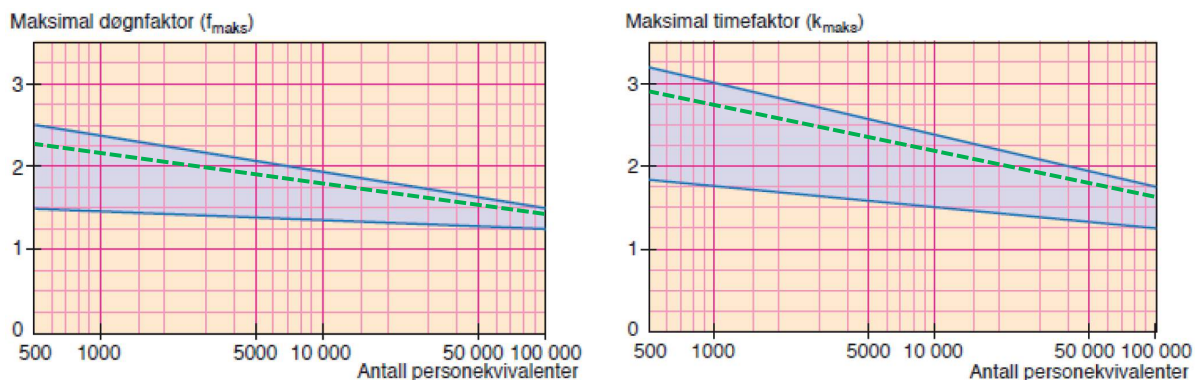
Videre tas det høyde for fremtidige lekkasjer på ledningsnettet. Norsk Vann anbefaler å ta høyde for 15 – 20 % lekkasjer på nye anlegg avhengig av størrelsen på området og vannverket [5, s. 22]. Planområdet og tettstedet er et lite område og lekkasjer vil derfor

ha store konsekvenser. Eksempel på dette er få eller ingen muligheter for å koble om vannforsyningen ved en vannlekkasje.

Det nye ledningsnett i området er også en forlengelse av det eksisterende ledningsnett som i følge datagrunnlaget er fra år 1989. Dette kan åpne for en høyere antatt lekkasjeandel om en ser hele rørsystemet under ett. Tall fra SSB viser at landsgjennomsnittet for lekkasjer har ligget på ca. 30 % de siste tre årene [20]. Suldal kommune opplyser at de har byttet drikkevannsarmaturer i de eksisterende kummene i nyere tid. Lekkasjeandelen settes derfor til 25 %. Dette tilsvarer $200 \text{ l/p} \cdot \text{d} \cdot 25 \% = 50 \text{ l/p} \cdot \text{d}$.

Fremgangsmetoden ved bruk av denne formelen er som nevnt anbefalt for områder med mer enn ett tusen personekvivalenter. Derfor eksisterer ikke verdier for døgn- og timefaktorene f_{maks} og k_{maks} i figur 37.

For å estimere verdier for f_{maks} og k_{maks} er matematisk regresjon blitt benyttet i en høyde på 80 % av det blåskraverte intervallet, som illustrert med grønn stiplet linje i figur 37. Det er da lest av verdier for 5 000 p, 1 000 p og 500 p for å kunne estimere verdiene på 200 p.



Figur 37: Diagram for f_{maks} og k_{maks} [5, s. 24]

Dette gir verdier:

$$f_{maks} \quad 2,4$$

$$k_{maks} \quad 3,2$$

Som nevnt er det sannsynlig at området ikke bygges ut til totalt 66 boenheter, noe som kan øke timefaktoren. Suldal kommune sier også at det kan ta flere år før alle tomtene er bygget ut. Dette kan øke timefaktoren og derfor legges det til 10 % på denne. Ny verdi blir:

$$k_{maks} \quad 3,5$$

Beregnete verdier sammenfaller med anbefalte verdier for f_{maks} og k_{maks} som angitt i VA/Miljø-blad 115 [21, s. 2].

Alle verdiene innsatt i ligning 1 gir $Q_{h, maks}$ på 4,0 l/s, som vist i ligning 2.

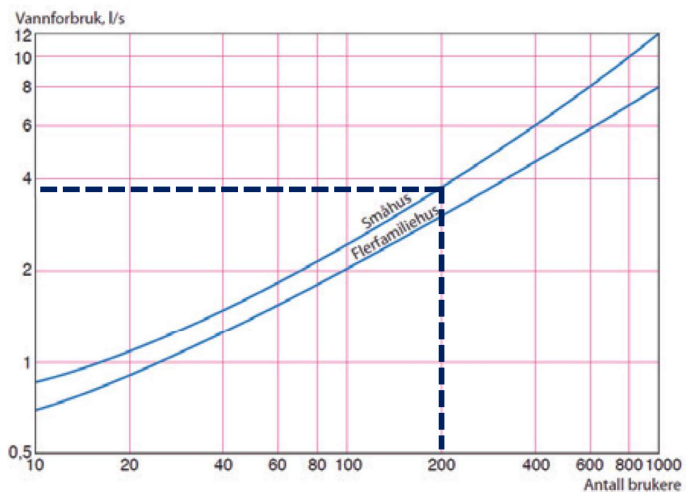
$$Q_{h, maks} = \frac{(200 p \cdot 200 \text{ l/p} \cdot d \cdot 2,4 \cdot 3,5) + (200 p \cdot 50 \text{ l/p} \cdot d)}{24 \cdot 60 \cdot 60} = 4,0 \text{ l/s} \quad (2)$$

Brannvann kommer på toppen av dette.

Den andre metoden for å beregne vannforbruket er å lese av figur 38 som viser momentanforbruket (maksimalt forbruk) for områder med under tusen personekvivalenter.

Diagrammet viser, med en populasjon på 200 brukere, et vannforbruk på ca. 3,9 l/s. Diagrammet er hentet fra Svenskt Vatten publikasjon 38 fra år 1979 og vil derfor ha feilkilder knyttet til seg om lekkasje- og forbrukstall sett mot gamle anlegg og nye anlegg.

Likevel viser sammenligningen at metodene ikke er så ulike, men ved under ett tusen personekvivalenter er formel- metoden følsom for verdiene f_{maks} og k_{maks} .



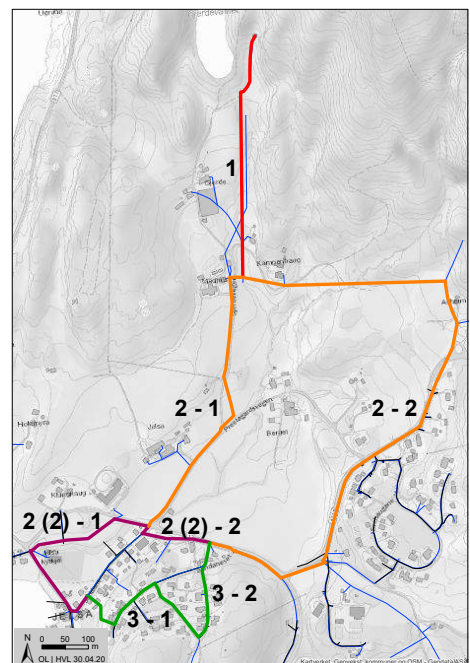
Figur 38: Diagram for momentanforbruk [5, s. 24]

Dimensjonerende maksimal vannmengde er vurdert ut ifra begge metodene og fastslått til å være 4,0 l/s.

$$Q_{h, maks} \quad 4,0 \text{ l/s}$$

5.3.3 Eksisterende kapasitet i ledningene til planområdet

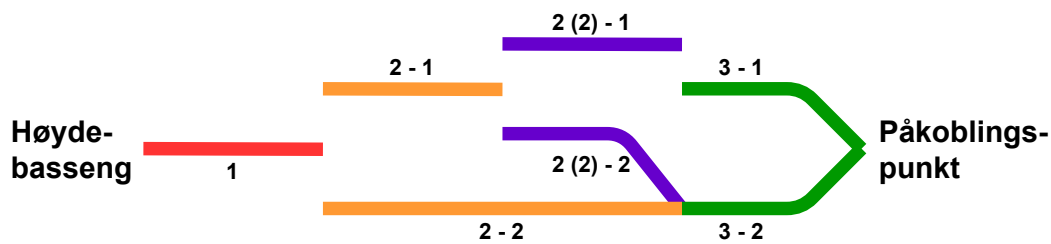
Kun overføringsledninger og ledninger som går til Sandaneset er lagt inn i EPANET-modellen. Disse er vist i figur 39. Figuren viser at overføringsledningene på Jelsa er ordnet i et ringsystem. Dette gir bedre sirkulasjon og jevnere trykkforhold på ledningsnettets [4, s. 263]. Fargene i figuren viser hvilke ledninger som er parallelle. For å øke forståelsen for hvordan ledningene er koblet sammen, samt forstå konsekvensene ved et brannvannuttak, er ledningene også vist som flytskjema



Figur 39: Overføringsledninger

i figur 40.

Som nevnt i kapittel 2.2.2 om metode, er formålet med analysen å finne høyest mulig vannmengde som kan tappes fra kum ved Sandaneset uten at det påvirker resten av nettet. For andre boligfeltet på Jelsa er det lagt inn et uttak som representerer $Q_{h, maks}$ for dette området. Dette fører til et lavere trykk nedstrøms koblingspunktet og gjør analysen mer representativ enn om dette ikke ble gjort. For enkelte områder er det også usikkert til hvilken kum eller på hvilket ledningsstreck de private stikkledningene er koblet/anboret til. Dette medfører også en usikkerhet, men utgjør lite på et overordnet nivå.



Figur 40: Flytskjema av overføringsledninger

Dersom trykket ved påkoblingskum for disse boligfeltene er innenfor kravene i VA-normen antas det at videre ledninger også er innenfor kravene. Det har heller ingen funksjon å legge inn ledninger i andre boligområder dersom en ikke skal modellere dette i detalj. Dette er fordi det generelle trykktapet for korte ledninger er lavt.

Selv om EPANET har muligheter for å modellere forbruk og variasjoner over tid, er det for analysen valgt å bruke verdier for et øyeblikksbilde. Dette medfører at det tas hensyn til et konstant forbruk og er en feilkilde ved forenklet forbruksmodellering. For å minimere feilene dette kan gi på resultatet er det valgt et øyeblikksbilde som representerer maksimalt forbruk på Jelsa. Dette betyr at det resultatet som EPANET-analysen gir er lavere enn reell kapasitet fordi på et tettsted som Jelsa vil husholdningsforbruket sannsynligvis gå ned ved en brannhendelse.

I modellen er ledningene gitt en friksjonsfaktor f på 0,04 – 0,05 for ledningene, avhengig av lengde. Dette er høyere enn den faktiske friksjonen i ledningene, men er et konservativt valg og fungerer som sikkerhetsfaktor ved dimensjonering.

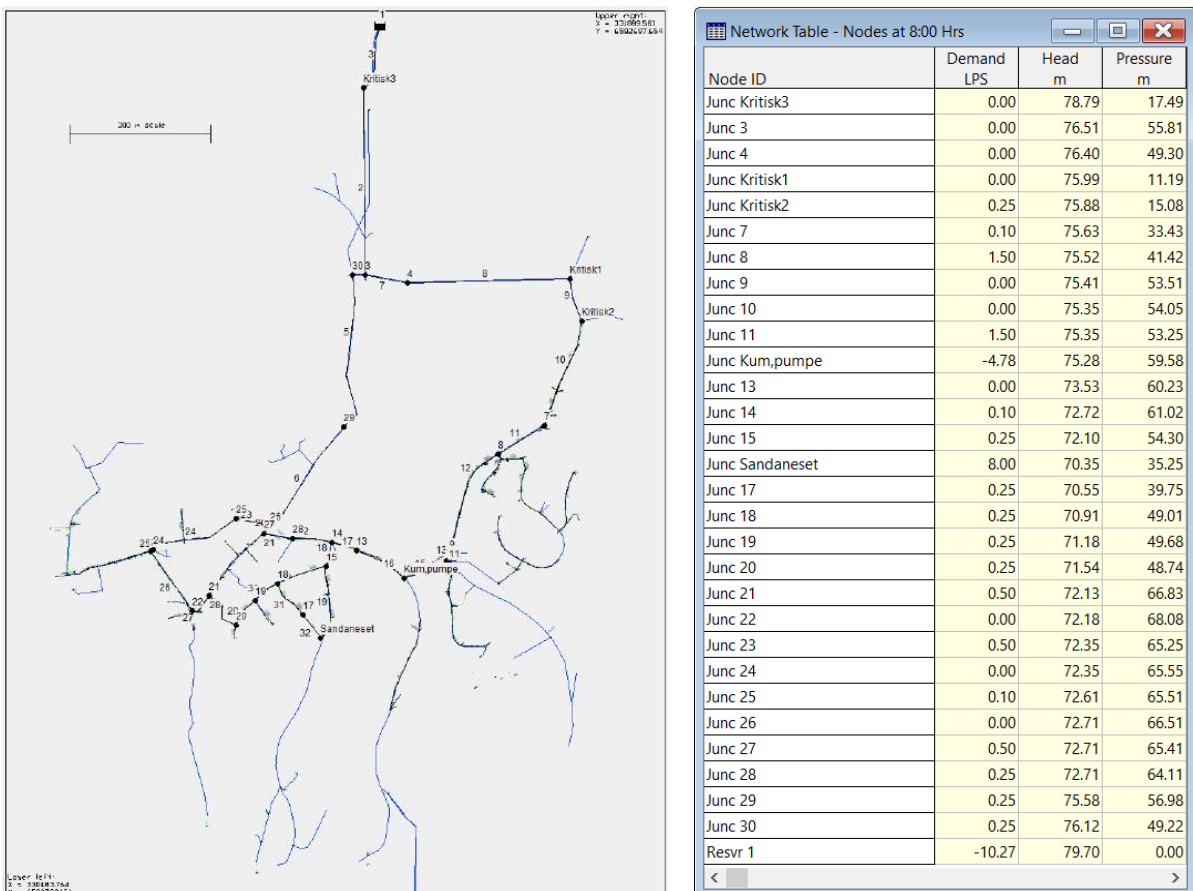
Andre faktorer som har påvirkning på analysen er industriforbruk og pumpekapasitet. Like ved Jelsa ligger Nord-Europas største pukkverk, Norsk Stein AS. Foretaket kjøper vann fra Suldal kommune for bruk i egen produksjon. I 2018 var forbruket på 19 500 m³. Dette tilsvarer 0,42 l/s i snitt i et normalår. Forbruket er høyere om nattestid enn dagtid grunnet størst produksjon om natten.

Jelsa er forsynt fra høydebassenget og trykkøkingsstasjonen på hver kant av ledningsnettet, se figur 35. Suldal kommune opplyser at pumpene starter når nivået i bassenget når 2,9 meter og stopper ved 3,4 meter. Pumpene har en kapasitet på ca. 5,2 l/s.

Som figur 35 viser går det en sjøledning fra trykkøkingsstasjonen på Jelsa til foretaket på Berakvam. Ved stort forbruk kobler trykkøkingsstasjonen inn og pumper direkte uten å gå om høydebassenget. Dette sikrer at industriforbruket ikke påvirker vannbalansen på Jelsa i stor grad.

Ettersom maksimalt husholdningsforbruk og maksimalt industriforbruk ikke inntreffer samtidig er det valgt å sette industriforbruket til gjennomsnittlig forbruk. Ved maksimalt husholdningsforbruk antas det også at pumpene ved trykkøkingsstasjonen går med full kapasitet. Ved dette koblingspunktet vil det derfor være en tilførsel på $5,2 \text{ l/s} - 0,42 \text{ l/s} = 4,78 \text{ l/s}$.

Figur 41 viser ledningssystemet og beregningsrapporten. Som nevnt tidligere er det kun ledningene som er uthevet i figur 39 som er tatt med. Dette sees ved at det ikke er tegnet inn kummer (junctions) for andre områder.



Figur 41: EPANET-modell med trykkrapport

Analysen viser at det teoretisk ved Sandaneset kan tas ut 8 l/s ved et branntilfelle uten at dette får store konsekvenser for resterende ledninger. Analysen viser også tre kritiske punkter som får et lavt trykk ved et brannvannuttak nedstrøms. Felles for punktene er at de alle ligger rundt kote +60. Høydebassenget ligger ca. på kote +80.

På forhånd er det kjent at området ved Jelsa skole (kritisk 1 og 2 i figur 41) har utfordringer med trykket. Kritisk 3 er en kum i det gamle vannverket nedenfor høydebassenget og har ingen kjente tilkoblede stikkledninger. Trykket i denne kummen er 17,5 mVS ved et brannvannuttak på 8 l/s ved Sandaneset. Samme kum har et trykk på 18,3 mVS dersom uttaket settes til 0 l/s og 18,0 mVS dersom uttaket er 0 l/s i kombinasjon med at trykkøkingsstasjonen er avslått. Dette skyldes lav høydeforskjell mellom kum og høydebassenget. Trykket er likevel høyt nok til å eliminere risikoen for innsug.

For området ved Jelsa skole har kummen med lavest trykk 11,2 mVS ved brannvannuttak på Sandaneset. Trykket er 14,7 mVS dersom uttaket settes til 0 l/s og 12,7 mVS dersom uttaket er 0 l/s i kombinasjon med at trykkøkingsstasjonen er avslått. I likhet med kummen i det gamle vannverket skyldes dette liten høydeforskjell.

Dersom singulærtapene sees bort fra vil det etter Bernoullis ligning være et tilgjengelig trykk på 14,9 mVS før friksjonstap i denne kummen. Brannvannuttaket er derfor ikke den største kilden til lavt trykk i dette området. Likevel anbefales det ikke å ta ut en større vannmengde enn 8,0 l/s da trykket i kritisk 1 og 2 vil falle under 10 mVS.

Videre vil et høyere uttak føre til lavere trykk i påkoblingskum. Ved 8 l/s er trykket 35,3 mVS mot 31,3 mVS ved uttak på 10 l/s. VA-normen stiller krav om et trykk på 30 mVS for nye ledninger i en normal driftssituasjon [3, s. 17]. Ledningene i planområdet kan derfor ikke har et større trykktap enn 5,3 mVS som følge av kravet i normen.

Analysen viser også at dersom trykkøkingsstasjonen ikke er i drift vil brannvannuttaket ikke kunne overstige 5 l/s. Dette gir et trykk på 35 mVS i påkoblingskummen.

Dimensjonerende vannføring og tilgjengelig trykktap for drikkevannsledningene:

Q_{dim}	8,0 l/s
h_{tap}	5,3 mVS

5.4 Spillvann

5.4.1 Strategi for bortledning av spillvann

Gjenværende restkapasitet nedstrøms eksisterende spillvannsledninger er førende for hvilken løsning bortledning av spillvannet fra Sandaneset Sør skal få. Dersom ledningsnettene ikke har kapasitet til en økning må andre løsninger utredes nærmere, inkludert en økning av kapasiteten for eksisterende spillvannsledninger.

Gravefrie metoder for ledningsfornyelse, såkalte NoDig-metoder, har vist seg å ha mange fordeler. Eksempler er kortere anleggstid, mindre forstyrrelser av dagliglivet og et bedre miljøregnskap. Den aktuelle spillvannsledningen følger samme trasé som ledningsstrekket "3-2" i figur 39. Her er gaten veldig smal og grøften inneholder også vannledning og overvannsledning. Det er derfor stor grunn til å tro at ledningene ligger tett, noe som fører til at konvensjonell graving vil være et bedre alternativ enn NoDig-metoder.

Andre løsninger kan være å etablere en sjøledning til eksisterende pumpestasjon på Nordnes, eller en ny slamavskiller lenger sør utenfor plangrensen. Sistnevnte vil også muliggjøre en sanering av spillvannssystemet i Markusvika og samle disse. I dag har de fleste eiendommene egne tanker og spredegrøfter.

I planområdet skal det legges flere ledninger samtidig med infrastruktur for fiber og elektro. Det skal også etableres kummer, brannhydranter og trekkerørskummer og medfører dermed at NoDig-metoder ikke vil være aktuelt for dette arbeidet.

5.4.2 Eksisterende spillvannskapasitet og nye spillvannsmengder

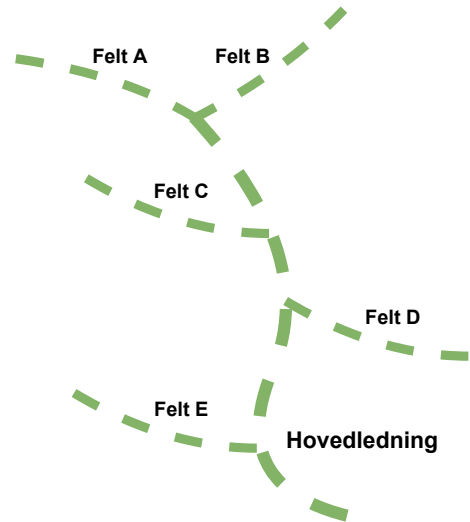
Den hydrauliske belastningen som spillvannssystemet får, settes vanligvis lik drikkevannsmengdene til husholdningene. Dette er ikke helt riktig ettersom en del av forbruksvannet som benyttes utendørs aldri når spillvannssystemet, men infiltrerer i grunnen eller går i overvannssystemer. Drensledninger rundt grunnmurer vil også påvirke spillvannsmengdene i områder med fellessystem.

For å beregne eksisterende kapasitet i spillvannsledningene er informasjon som fall, lengde og dimensjon hentet inn. Eksisterende spillvannsledninger består av PVC og dimensjonen varierer mellom 110 mm i boligfeltene og 160 mm for områdene mellom boligfeltene.

Datagrunnlaget inneholder ikke høydedata om ledninger eller kummer, og det er derfor antatt en overdekning på 1,5 meter i alle ledningsstrekene. Dette kan påvirke kapasiteten ved at fallverdien som er benyttet ikke samsvarer med det reelle fallet. Skulle det vise seg

at fallverdien ikke er korrekt, er sannsynligheten stor for at fallet er høyere. Dette kommer av at fallet ved 1,5 meter overdekning ligger rundt 15 – 20 ‰ og det er lite som tilsier at spillvannsledninger i et ruralt område ville vært lagt med et mindre fall enn dette på grunn av selvrensing.

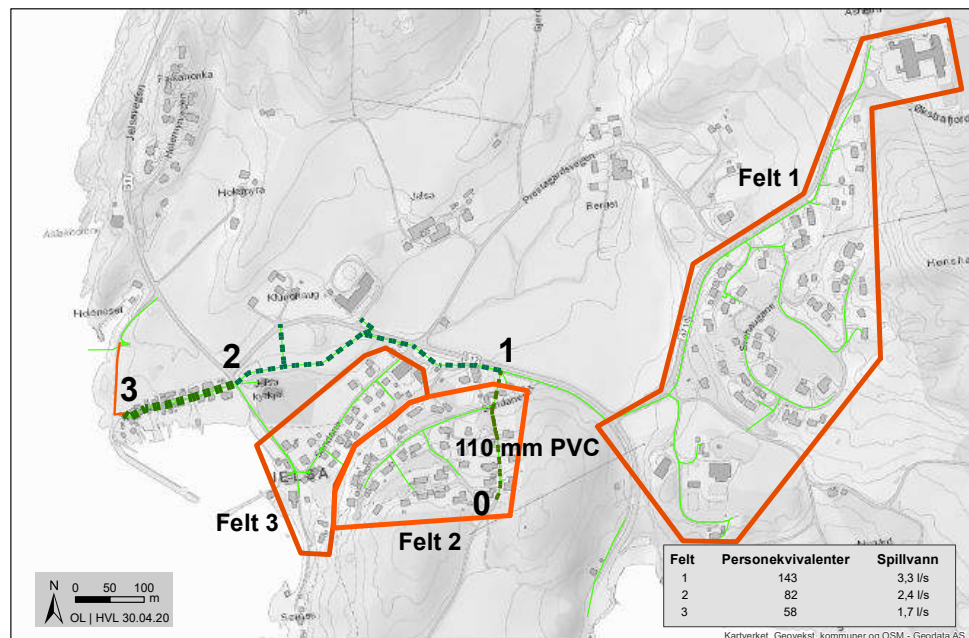
Det er vanlig at nye avløpssystemer planlegges med en dimensjonerende fyllingshøyde, h/D . Dette sikrer en restkapasitet som fungerer som en sikkerhetsmargin og fører til at spillvannsledninger ikke vil stå under trykk. Sandaneset er organisert som en enkelt gren slik som felt D på figur 42. Videre vil det ikke være plass til å utvide Sandaneset Sør med nye boligområder og på denne måten måtte ta høyde for fremtidig utbygging og større spillvannsproduksjon.



Figur 42: Felt i et avløpssystem

Av den grunn legges det ingen begrensninger på fyllingshøyden for spillvannsledningene i området. Det er først ved store boligområder og i hovedledninger for spillvann en risikerer at spillvannsmengdene kan skape trykk i ledningene. Det settes derfor en dimensjonerende fyllingshøyde h/D på 0,7 for ledningene nedstrøms planområdet.

Den stiplede linjen i figur 43 viser traseen spillvannet fra Sandaneset Sør vil følge ved påkobling til eksisterende spillvannssystem, fra punkt 0 til pumpestasjonen ved punkt 3. Det er selvfølgelig på dette strekket.



Figur 43: Spillvannsmengder for eksisterende felter på Jelsa

Videre viser figuren de boligfeltene på Jelsa som er tilknyttet det kommunale spillvannsystemet. Disse er grovt inndelt i felt 1 – 3, hvor felt 1 og 2 har selvføll til punkt 1. Felt 3 er via selvføll og pumpestasjon koblet til punkt 2. Se ellers tidligere figur 36 for oversikt over pumper og utløp.

Spillvannsmengdene for hvert felt er beregnet ved å summere antall boliger og omregne disse til personekvivalenter. Prinsippet “vann inn = vann ut” er lagt til grunn og spillvannsmengdene tilsvarer derfor drikkevannsmengdene for det samme området.

Det må være nok kapasitet i alle delstrekningene dersom spillvannsmengdene fra Sandaneset Sør skal føres gjennom denne traseen, selv med h/D lik 0,7. For å bestemme kapasiteten til de ulike delstrekningene er Colebrooks formel benyttet [22, s. 55]. Denne er vist under.

$$q = -6,95 \cdot \log \left(\frac{0,74}{d_i \cdot \sqrt{d_i \cdot I} \cdot 10^6} + \frac{k}{3,71 \cdot d_i} \right) \cdot d_i^2 \cdot \sqrt{d_i \cdot I} \quad (3)$$

Variablene i formelen er som følger.

q	vannføring (m ³ /s)	d_i	innvendig diameter (m)
I	energigradient (mm/m)	k	ruhetshøyde (mm)

Tabell 3 viser ledningsinformasjon om lengde og fall i overføringsledningene for spillvann.

Antatt overdekning [m]:		1,5							
Ledningsstrek	D _y	D _i	Lengde, 2D	Kote A	Kote B	Koteforskjell	Lengde, 3D		
Kum ved Fv 517/Sandaneset - Jelsa slamavskiller m/tilkoplinger									
1	1 - 2	160	150,6	88,9	11,5	8,5	-	3,0	89,0
	2 - 3	160	150,6	3,1	8,5	8,4	-	0,1	3,1
	3 - 4	160	150,6	47,2	8,4	6,2	-	2,2	47,2
	4 - 5	160	150,6	75,9	6,2	5,7	-	0,5	75,9
	5 - 6	160	150,6	204,1	5,7	5,5	-	0,2	204,1
2	6 - 7	200	188,2	67,4	5,5	3,0	-	2,5	67,4
	7 - 8	200	188,2	69,5	3,0	2,9	-	0,1	69,5
	8 - 9	200	188,2	26,3	2,9	2,2	-	0,7	26,3
	9 - 10	200	188,2	9,5	2,2	1,8	-	0,4	9,5
3	10 - 11	110	99,4	118,3	1,8	5,5	-	3,7	118,4

Tabell 3: Ledningsinformasjon

Ledningsstrek 0 – 1 går fra toppen av Sandaneset og ned mot punktet som knytter felt 2 til fellesledningene. Dette er en 110 mm PVC-ledning med en lengde på 145,6 meter.

Høydeforskjellen er på 16,3 meter. Dette gir en energigradient på 112,0 %. Ruhetshøyden k er satt til 0,4 mm som anbefalt i Rørhåndboka fra Pipelife [22, s. 56]. Kapasiteten ved full ledning er på 23,8 l/s. Ved fyllingshøyde på 70 % er kapasiteten 17,6 l/s. Eksisterende tilkoblinger inkludert antatt innlekking opptar 1,2 l/s. Gjenværende kapasitet er 16,4 l/s.

Videre har ledningsstrek 1 – 2 et fall på 14,3 %. Ved en k på 0,4 er denne ledningens fulle teoretiske kapasitet beregnet til 22,6 l/s, se tabell 4. Ved en fyllingshøyde på 70 % er kapasiteten 16,7 l/s, se vedlegg E. Fratrullet avløpsmengdene fra felt 1 og 2 er resterende kapasitet 11,0 l/s ved fyllingshøyde på 70 %.

Tilsvarende gjøres for ledningen fra punkt 2 til 3. Her er resterende kapasitet 29,7 l/s ved 70 % fyllingshøyde og fratrukket avløpsmengdene for felt 1, 2 og 3. Tabell 4 viser en oppsummering av ledningene.

Felt 2 (110 mm PVC)		Delstrek 1 - 2		Delstrek 2 - 3	
D_i	103,6 mm	D_i	150,6 mm	D_i	188,2 mm
l	112,00 mm/m	l	14,29 mm/m	l	21,47 mm/m
k	0,4 mm	k	0,4 mm	k	0,4 mm
q	23,8 l/s	q	22,6 l/s	q	50,0 l/s
$q_{h/D = 0,7}$	17,6 l/s	$q_{h/D = 0,7}$	16,7 l/s	$q_{h/D = 0,7}$	37,1 l/s
q_{brukt}	1,2 l/s	q_{brukt}	5,7 l/s	q_{brukt}	7,4 l/s
q_{rest}	16,4 l/s	q_{rest}	11,0 l/s	q_{rest}	29,7 l/s
$h/D = 0,7$		$h/D = 0,7$		$h/D = 0,7$	

Tabell 4: Oppsummering kapasitet

For pumpeledningen i punkt 3 og frem til slamavskilleren gjøres det ikke beregninger. Denne har lav løftehøyde og i kombinasjon med ukjente detaljer om pumpestasjonen er det ikke regnet på denne. Ledningen på 200 mm er nyere enn eksisterende ledninger, noe som resulterer i en antagelse om at pumpen vil ha kapasitet til en økning i tilrenning av spillvann.

Norsk Vann rapport 193 anslår at opp mot 50 % av utlekket vann fra vannledninger kan tilføres avløpsledninger dersom disse er lagt i samme grøft [5, s. 55]. Dette utgjør 0,06 l/s som tilsvarer 25 l/p.d. Grunnvannsfylte grøfter, som et resultat av sterk nedbør, anses heller ikke som et realistisk problem da Sandaneset Sør ligger på en forhøyning i terrenget og har terrengavrenning i alle himmelretninger. Disse tilleggene vil trolig uansett være så lave at de ikke får noen innvirkning på ledningsdimensjon og neglisjeres på bakgrunn av dette. Videre vil eiendommene sør for Markusvikvegen som ikke kobles til, frigjøre en liten andel

av kapasiteten. Det er derfor ikke gjort ytterligere analyser på innlekking og infiltrasjon.

Ved å sette spillvannsproduksjonen lik drikkevannsforbruket er $Q_{s, maks} = Q_{h, maks}$. Dette vil ofte være tilfellet for større områder. For mindre områder anbefaler VA/Miljø-blad 115 "Beregning av dimensjonerende avløpsmengder" en dimensjonerende avløpsmengde på 5 – 7 l/s (100 – 200 p) [21, s. 2].

Dimensjonerende maksimal spillvannsmengde settes til:

$$Q_{s, maks} = 7,0 \text{ l/s}$$

Spillvannsmengden som vist over representerer de teoretiske maksimale spillvannsmengdene området som helhet vil kunne produsere. Grunnet topografien i området vil det i realiteten være andre mengder. Dette er forklart nedenfor. Likevel bør valget av spillvannsstrategi dimensjoneres med et verst tenkelig tilfelle i mente. Delstrek 1 – 2 har en tilgjengelig restkapasitet på 11,0 l/s ved fyllingshøyde på 70 %. Det er derfor kapasitet til en økning på 7,0 l/s. Tallene representerer de høyeste teoretiske spillvannsmengdene som kan oppstå samtidig.

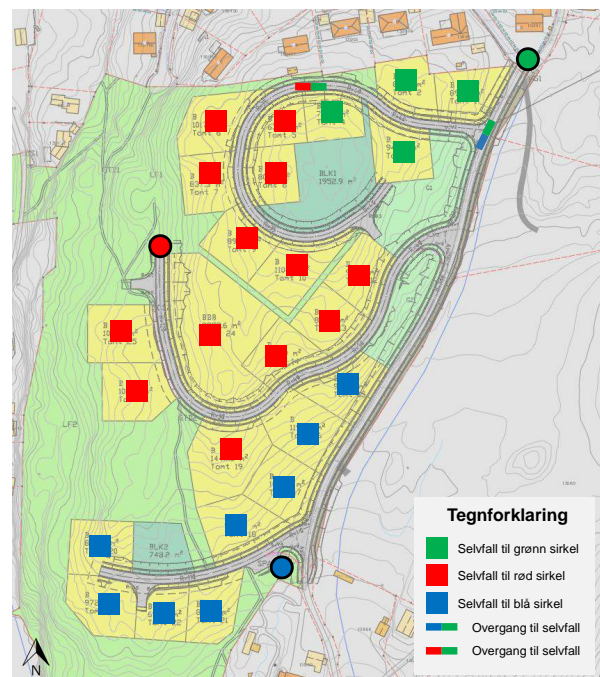
I figur 44 er alle tomten klassifisert med en fargekode som representerer hvor i planområdet det er mulig å legge selvfallsledninger. Vedlegg F viser figuren i større format.

Ledninger fra grønne tomter vil kunne legges med selvfall til grønn sirkel i figur 43. Røde tomter vil ha selvfall til rød sirkel og blå tomter vil ha selvfall til blå sirkel ved kryss 3. Ved rødt og blå sirkel må det etableres pumpestasjoner.

For spillvannssystem stilles det to overordnede krav:

- Tilstrekkelig kapasitet
- Oppnå selvrens (se kap. 5.4.3)

Tilstrekkelig kapasitet medfører at spillvannssystemet skal kunne ta unna husholdningsforbruket, infiltrasjon og innlekking uten at problemer med oppstuvning nedstrøms forekommer.



Figur 44: Selvfallsanalyse

Selv om området som helhet vil produsere en $Q_{s, maks}$ på 7,0 l/s er det lite sannsynlig at denne mengden vil inntreffe samtidig, også ved maksimalt husholdningsforbruk. Årsaken er sammensetningen av spillvannssystemet. For eksempel kan pumpestasjonene programmeres til å kjøre vekselvis. En slik tilnærming vil kunne være aktuelt i områder hvor eksisterende kapasitet er lav eller har lite restkapasitet igjen.

For å kunne dimensjonere pumpestasjonene og finne dimensjoner på ledninger er det nødvendig å finne spillvannsmengdene for hver fargekode. Tabell 5 viser en estimert total spillvannsmengde for hvert fargekodet felt.

	Tomter [stk]	Boenheter [stk]	Person-ekvivalenter [stk]	$Q_{s, maks}$ [l/s]
Grønt	4	8	19	1,1
Rødt	13	44	102	2,2
Blått	8	16	37	1,6
SUM	25	68	158	4,9

Tabell 5: Spillvannsmengder for fargekodet felt

For hele området viser tabellen en samlet spillvannsmengde på 4,9 l/s. Dette er beregnet med to boenheter på hver tomt og utgjør 158 personekvivalenter. Verdien som ligger til grunn for 7,0 l/s er 200 personekvivalenter.

5.4.3 Selvrens

Selvrens oppstår når skjærkreftene i en ledning er store nok til å ta med seg stoffer som har sedimentert og falt til bunnen i ledningen. Ledningen skal være selvrensende minimum en gang i døgnet, også i årets minimumsdøgn [4, s. 300].

Kapasiteten til en ledning er avhengig av fallet og diameteren på ledningen. Om en ledning er selvrensende avhenger av skjærspenningen, T_{maks} , i ledningen. For spillvannsførende ledninger må skjærspenningen overstige 2 N/m^2 . Dimensjonerende spillvannsmengde for selvrensing er gitt for timen med høyest forbruk i årets minimumsdøgn. Denne vannmengden kan regnes ut ved to formler. Begge er vist under.

$$Q_{selvrens} = \frac{(p \cdot Q_s \cdot f_{min} \cdot k_{maks})}{24 \cdot 60 \cdot 60} \quad (4)$$

Variablene i ligning 4 er vist under. Ligning 1 inneholder de variabler som ikke er beskrevet.

Q_s spillvannsmengde per
personequivalent (1/p · d) f_{min} minimum døgnfaktor (-)

Minimum døgnfaktor settes til 0,6 som anbefalt i VA/Miljø-blad nr. 115 "Beregning av dimensjonerende avløpsmengder" [21, s. 2]. Dette betyr at forbruket i årets minimumsdøgn er 60 % av forbruket i gjennomsnittsdøgn. Faktoren kan også regnes ut dersom det foreligger målinger.

En annen formel for beregning av selvrensende spillvannsmengde er gitt i VA/Miljø-blad nr. 79 "Dimensjonering av avløpsledninger. Selvrensing" [23, s. 2].

$$Q_{selvrens} = \frac{Q_s \cdot p \cdot \alpha \cdot f_{min}}{24 \cdot 60 \cdot 60} \quad (5)$$

$$\alpha = 1 + \frac{23}{\sqrt{p}}, \quad p < 3\,000 \qquad \alpha = 1,43, \quad p \geq 3\,000$$

Ved bruk av ligning 4 er $Q_{selvrens} = 0,49$ l/s mot 0,46 l/s ved bruk av ligning 5. Disse verdiene representerer den kontinuerlige vannmengden som opptrer en gang i døgnet, og er beregnet ved 50 % utbygd område. Problemet ved å anvende disse formlene for Sandanaset Sør er at de egner seg best for større områder eller ved rehabilitering av ledninger.

Ettersom spillvannsmengdene i planområdet fordeler seg på tre ulike punkter representerer verdiene 0,49 og 0,46 l/s spillvannsmengden i samlingspunktet. For planområdet er dette i påkoblingskummen. Metoden vil derfor ikke være representativ for spillvannsledningene internt i planområdet.

Praksis har vist at ledninger med et fall på 10 ‰ eller mer ikke har problemer med selvrens og VA-normen stiller kun krav til skjærkraft-beregninger ved fall på mindre enn dette [3, s. 26]. I starten av ledninger med få tilknyttede boenheter slik som ved blindveger eller løkker kan det likevel forekomme utfordringer knyttet til selvrens. Det er derfor gjort en følsomhetsanalyse som viser det minste fallet en ledning med få tilknyttede boenheter må ha for å sikre kravet til selvrens.

Utgangspunktet for følsomhetsanalysen er en praktisk tilnærming for $Q_{selvrens}$ som vil opptre i alle husholdninger minimum en gang i døgnet. Foreningen for internasjonale vannstudier, Fivas, estimerer at et toalett bruker 6 liter vann for hvert nedtrekk og at en vanlig dusj minimum bruker 12 liter vann i minuttet [24]. $Q_{selvrens}$ settes derfor til å ha en konservativ verdi på 0,3 l/s.

Følsomhetsanalysen er gjort for de tre mest aktuelle dimensjonene og resultatet er vist i

tabell 6. Fallet er rundet opp til nærmeste heltall.

D_y	D_i	I_{\min}	Q_{full}	T_{full}	T_{maks}
125,0 mm	117,6 mm	17 ‰	13,8 l/s	4,90 N / m ²	2,07 N / m ²
160,0 mm	150,6 mm	17 ‰	26,7 l/s	6,28 N / m ²	2,06 N / m ²
200,0 mm	188,2 mm	14 ‰	48,0 l/s	7,85 N / m ²	2,04 N / m ²

Tabell 6: Minste nødvendige fall for selvrens ved få boenheter

Konklusjonen fra analysen er at spillvannsledninger som er tilknyttet få boenheter bør legges med minst 17 ‰ eller høyere for å sikre selvrens.

Beregningen er gjort i Excel med en ruhetshøyde $k = 0,2$ mm. Andre formler som er benyttet i beregningen er hentet fra VA/Miljø-blad nr. 79 og har et gyldighetsområde for fyllingshøyden h/D_i i intervallet $\langle 0 \ 0,25 \rangle$ [23, s. 3]. Formelen er vist under.

$$\tau_{\text{maks}} = \tau_{\text{fylt}} \cdot 4 \cdot \frac{h}{D_i} \cdot \left(1 - \frac{h}{D_i}\right), \quad \tau_{\text{fylt}} = \rho \cdot g \cdot R \cdot I \quad (6)$$

Variablene i ligningen er som følger:

τ_{maks}	største opptredende skjærspenning i tverrsnittet (N/m ²)	τ_{fylt}	skjærspenning ved fylt rør (N/m ²)
ρ	masse tetthet for ferskvann (kg/m ³)	R	hydraulisk radius (m)

5.4.4 Pumpestasjoner

Som tidligere nevnt er det behov for pumpestasjoner ved rød og blå sirkel, som vist i figur 44. Vegene følger reguleringsplanen med nye krav til geometri. Samtidig er terrenginngrepene holdt til et minimum. Dette fører til at det ikke er mulig med selvfalt for området som helhet. De interne endringene som er gjort i denne oppgaven påvirker ikke dette, resultatet ville vært det samme med geometrien i den opprinnelige reguleringsplanen. Vesentlige terrenginngrep for o_V2 ville medført at enkelte "røde tomter" ville fått avrenning til grønn sirkel i figur 44.

Bygging av pumpestasjoner ved rød og blå sirkel medfører fordeler for nødoverløp. Ved strøm-, driftsstans eller pumpehavari i pumpestasjonen samtidig som vannmengdene overgår pumpeumpens volum kan spillvannet føres med overvannet. VA-normen inneholder vedlegg om krav til avløpspumpestasjoner. Dette er gjennomgått i kapittel 5.6.2.

5.5 Overvann

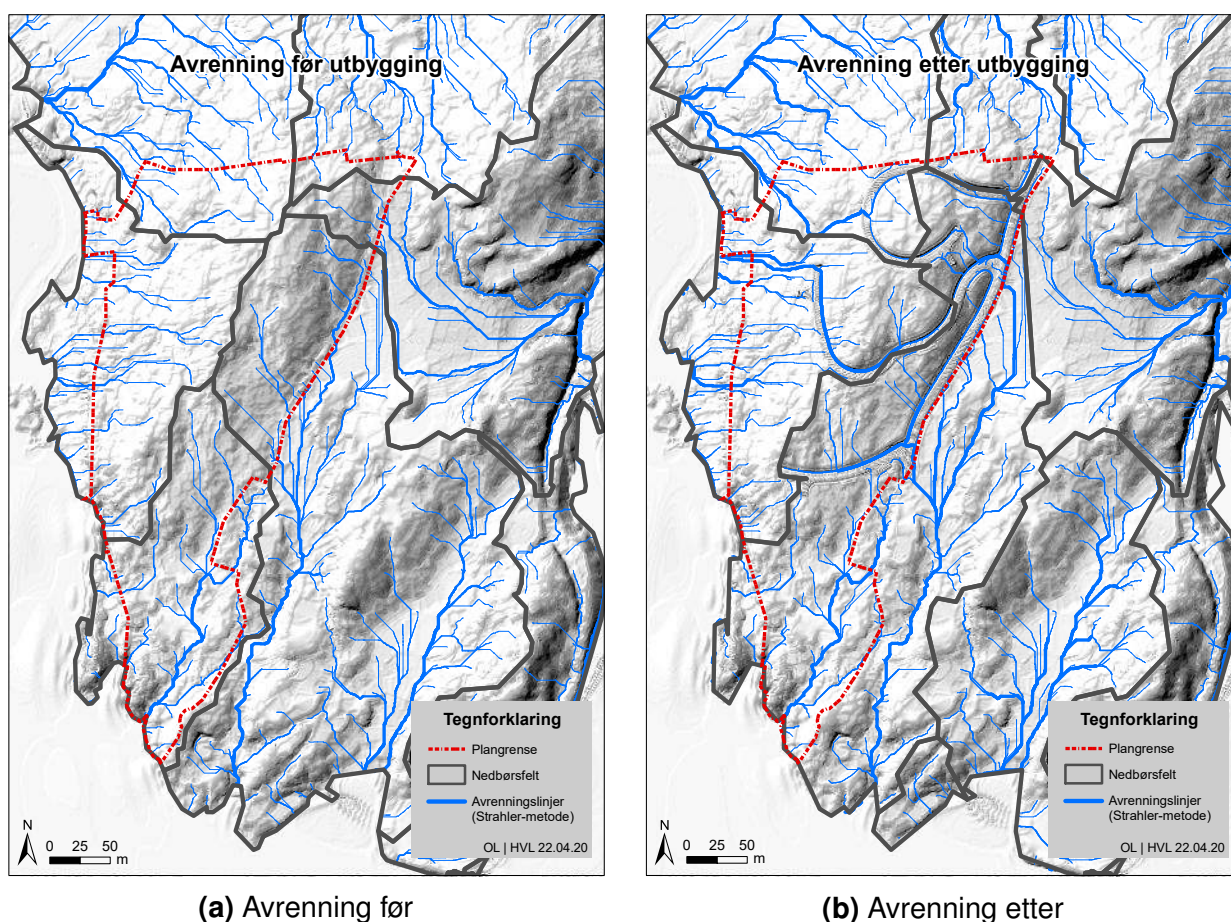
5.5.1 Håndtering og strategi

Håndtering av overvann handler like mye om strategi som kapasitet. Fordi Sandaneset har form som en forhøyning i terrenget er det avrenning i alle himmelretninger. På grunn av høydedraget som går fra nord til sør i området vil mesteparten av overvannet renne mot vest og øst. Vann som renner vestover vil selv finne vegen til resipient, mens overvannet som renner østover vil treffe Markusvikvegen og følge denne til resipient.

Strategien for å håndtere overvannet på Sandaneset etter utbygging er å benytte en bærekraftig løsning som er økonomisk driftseffektivt og vil kreve lite vedlikehold. Bortledning av overvannet vil derfor følge eksisterende løsning, som er et overvannsrør utenfor planområdet, i størst mulig grad. Det anbefales også lokale overvannsløsninger for de enkelte tomtene som nevnt i kapittel 2.2.2. Eksisterende løsning har størst kapasitet og vil ved returperioder opp mot 100 og 200 år også fungere som flomvei. Løsningen ligger stedvis på privat eiendom.

5.5.2 Analyse

Figur 45 viser avrenning samt nedbørsfeltene før og etter utbygging av vegene. Disse er vist i A4-format i vedlegg G.



Figur 45: Modellert avrenning på Sandaneset

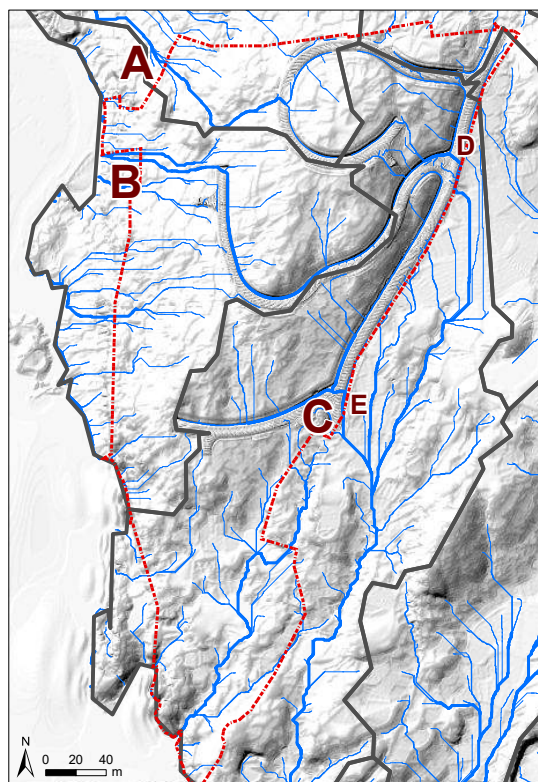
Den tydeligste endringen i avrenningsmønsteret er i områdene hvor vegene er planlagt. Her samles mer vann enn tidligere og vil øke totalmengden som må ledes bort eller infiltreres, noe som gjenspeiles i avrenningslinjene og økt Strahler-nummer.

Videre er det nord-vest i planområdet, ved regulert G/S-veg, en økning i celler som har avrenning mot dette området. Denne økningen må kontrolleres for å undersøke om det bør gjøres tiltak slik at økningen i overvannet ikke kan medføre skader på natur, bygninger, andre installasjoner eller turvegen som går gjennom området. Som et resultat av endringene i området endres også størrelsen og utløpet på nedbørsfeltene. Dette er spesielt tydelig i området rundt offentlig lekeclass 1 (o_L1) og offentlig veg 1 (o_V1), men er overførbart til de andre vegene også.

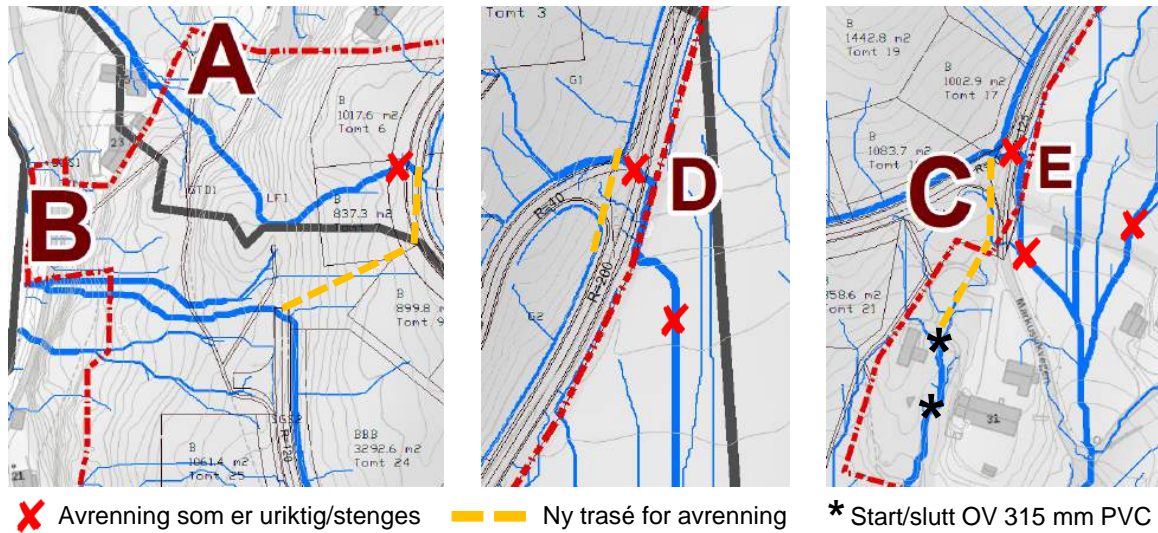
Figur 46 viser fem situasjonspunkter. Punktene representerer områder hvor det er en betydelig økning i avrenning og hvor det må settes inn tiltak for å redusere skadepotensialet ved større nedbørshendelser.

Punktene A og B er områder som får økt avrenning som et resultat av vegene o_V2 (A) og o_V3 (B). Ved A vil vannstrømmen ledes svært nært et hus, se figur 47. Derfor vil det i o_V2 legges en stikkrenne som leder vannet ned til enden på o_V3. Store deler av vannstrømmen i punkt A ledes derfor heller til punkt B. Ved B må det tilrettelegges for at overvannet kan ledes forbi veien uten å skade denne.

Punktene D og E er steder hvor analysen ikke tar høyde for installasjoner i grunnen, for eksempel stikkrenner. Dette medfører at analysen beregner at avrenningslinjene strømmer andre steder enn de faktisk vil gjøre. Derfor er det ikke riktig at overvannet krysser veien og ledes ut på den dyrkede marken i punkt D, slik figur 47 viser. Vannet vil istedenfor ledes gjennom en stikkrenne og videre sørover i overvannsløsningen til punkt C. I punkt E vil vannet heller ikke krysse veien, men holdes igjen i punkt C.



Figur 46: Situasjonspunkter



Figur 47: Situasjonspunkter

Punkt C ligger i kryss 3 og er det største oppsamlingspunktet for overvann. Det er også her dagens overvannsløsning begynner. Denne består av et 315 mm PVC overvannsrør som leder vannet gjennom eiendommen med adresse Markusvikvegen 31, se figur 48.



Figur 48: Bortledning av vann gjennom Markusvikvegen 31 (foto: privat)

Videre renner overvannet som en bekk i et myrpreget terreng med vegetasjon før det tilslutt ledes ut i resipienten, se figur 49.



Figur 49: Bekk ned mot resipient (foto: privat)

5.5.3 Beregning av overvannsmengder ved den rasjonelle formel

Tabell 7 viser hvor store områder som har avrenning til punktene A, B og C både før og etter utbygging. Mellompunktene D og E er medregnet i verdiene for C. Dette er grunnlaget for videre beregning med den rasjonelle formelen.

Pkt.	Celler [#]		Areal [m ²]		Areal [ha]	Kommentar
	Før	Etter	Før	Etter	Etter	
A*	71 181	58 240	4 449	3 640	0,36	Videreføres til B
B	27 702	207 966	1 731	12 998	1,30	Før vegen
D	6 505	98 297	407	6 144	--	Videreføres til C
E	57 521	165 421	3 595	10 339	--	Videreføres til C
C	63 036	302 076	3 940	18 880	1,89	Etter eiendommen

* Lavere antall etter utbygging skyldes at 47 545 celler allerede er videreført til B ved o_V2

Tabell 7: Avrenning i situasjonspunkt

Vannføringen i hvert punkt gjøres ved bruk av den rasjonelle formelen slik den er beskrevet i boken "Vann- og avløpsteknikk" [4, s. 306]. Formelen er vist i ligning 7.

$$Q = \phi \cdot A \cdot I \cdot K_f \quad (7)$$

Variablene i formelen er som følger:

- Q vannføring ut av aktuelt avrenningsområde (l/s)
- ϕ avrenningskoeffisient mellom avrent nedbør på overflaten og total nedbørmengde, [0, 1] (-)
- A arealet til det aktuelle avrenningsområdet (ha)
- I nedbørintensitet (l/s·ha)
- K_f klimafaktor (-)

Vedlegg 9 om overvannshåndtering i VA-normen anbefaler en ϕ mellom 0,50 – 0,70 for eneboligområder, mellom 0,70 – 0,80 for grusveier og 0,30 – 0,50 for skoger [3]. Avrenningen mot områdene A og B følger bratt urørt skogsterreng med høy grad av intersepsjon. Deler av overvannet vil også holdes igjen i groper og terrengformer i området.

Løsmassekart og infiltrasjonskart viser at grunnen under vegetasjonsdekket består av fjell og har dermed lav infiltrasjonskapasitet [13]. Ettersom områdene er små, vil uriktige antagelser om intersepsjon, gropmagasinering eller infiltrasjon få store utslag. Beregningene for A og B gjøres derfor konservativt ved at nevnte faktorer vektet lavere. Dermed brukes

0,55 som koeffisient for $\phi_{A\ B}$. Dette er 10 % høyere enn det VA-normen anbefaler for bratt terreng.

Store deler av overvannet i punkt C kommer fra grøfter som har samlet opp vann langs skjæringer i terrenget. Skjæringene går langs tomter og grøntområder og medfører en varierende avrenningskoeffisient. Det er mulig å regne ut en vektet avrenningskoeffisient som tar hensyn til dette, men siden ϕ kan bli for lav velges en konservativ ϕ_C . Dette begrunnes med at grøntområdene med avrenning til C er brattere enn områdene mot A og B, samt at med tiden vil flere bygninger settes opp og øke andelen tette flater. Det er også slik at overflatevann fra de deler av vegbanen som har avrenning til C samles i samme grøft. Dermed brukes 0,80 som verdi for ϕ_C .

Nedbørintensiteten er en funksjon av tilrenningstid og valg av returperiode. VA-normen sitt vedlegg 9 om overvannshåndtering stiller krav til at overvannssystemene for et område som Sandaneset skal planlegges med en returperiode på 20 år [3, s. 1].

I henhold til Imhoffs sats er det når tilrenningstiden er lik konsentrasjonstiden ($T_{\text{regn}} = t_k$) for det aktuelle feltet at maksimal vannføring i nedbørfeltet opptrer. Det vil si et kasseregner med varighet lik konsentrasjonstiden til feltet. VA-normen åpner for å bruke 10 minutter som konsentrasjonstid for små områder [3, s. 1]. I oppgaven er konsentrasjonstiden regnet ut ved formelen for naturlige felt gitt i N200 av 2014 [25, s. 142]. Formelen for urbane felt gir en lav konsentrasjonstid som ikke er representativ for Sandaneset Sør, men ville vært representativ for sentrumsområder og andre sterkt utbygde områder med tette flater. Formelen for naturlige felt er vist under.

$$t_k = 0,6 \cdot L \cdot H^{-0,5} \quad (8)$$

Variablene i formelen er som følger:

L	lengden av feltet (m)	H	høydeforskjellen i feltet (m)
-----	-----------------------	-----	-------------------------------

Beregninger ved bruk av formler i håndbok N200 av 2014 viser at konsentrasjonstiden for felt A ligger i overkant av 10 minutter, mellom 11 og 14 minutter. Felt B har konsentrasjonstid mellom 18 og 24 minutter, og felt C har konsentrasjonstid på mellom 42 og 48 minutter. Grunnen til at beregnet konsentrasjonstid har et intervall er at det er knyttet usikkerhet til om analysen viser faktisk feltlengde (feltaksens lengde) eller lengden av den lengste strømningsretningen. Dette har ikke avgjørende utfall, men er en svakhet og en feilkilde ved den analysemetoden som er brukt og bør opplyses om. Konsentrasjonstid er dessuten ikke fysisk mulig å måle og det vil alltid være en diskusjon om hvilken formel som gir det

mest korrekte bildet. For å regne konservativt brukes lavest beregnet konsentrasjonstid. Dette vil gi høyest dimensjonerende overvannsmengder.

VA-normen stiller også krav til hvilken målestasjon intensiteten skal beregnes fra. For Sandaneset er dette Rovik målestasjon i Sandnes. Den har registrert 34 sesonger fra år 1974 og ligger med sine 19 moh. omtrent på nivå med gjennomsnittshøyden på Sandaneset.

Norwegian Centre for Climate Services (NCCS) er et samarbeid mellom Meteorologisk institutt, Norges vassdrags- og energidirektorat, NORCE og Bjerknessenteret og tilbyr et gratisverktøy som estimerer en IVF-kurve på et valgfritt punkt i Norge [26]. Verktøyet er under utvikling og anbefales ikke brukt til dimensjonering i områder uten eller langt unna målestasjoner.

En sammenligning mellom IVF-kurven til Rovik målestasjon og IVF-kurven for et punkt rett ved Rovik målestasjon ble derfor gjort for å se om dataene kan være representative for å nyttes ved Sandaneset Sør. Resultatet ved en returperiode på 20 år er at IVF-kurven fra NCCS har høyere intensiteter for korte varigheter og lavere intensiteter for lengre varigheter enn IVF-kurven til Rovik målestasjon. Ved returperiode på 200 år er forskjellene mellom IVF-kurvene større. Konklusjonen er at data fra NCCS ikke benyttes. Data fra Rovik målestasjon benyttes derfor som grunnlaget i utregningen av intensiteten i området.

Likevel vil det alltid være knyttet usikkerhet og feilkilder til bruken av en målestasjon som i luftlinje er 50 km unna i kombinasjon med den rasjonelle formelen. Det kan være lokale forskjeller rundt målestasjonen i seg selv som kan gjøre at målestasjonen ikke er representativ for et område lenger unna. Et eksempel på dette er at Rovik målestasjon ligger i en fjord og Sandaneset ligger på et nes. Videre kan det, også internt i et nedbørfelt, variere om sammenhengen mellom nedbør og avrenning er så direkte som den rasjonelle formelen tilsier.

Områdene på Sandaneset er av en slik størrelse at feil knyttet til usikkerhetene vil utgjøre lite når resultatet skal brukes videre. Eksempelvis vil en feil på 5 l/s · ha utgjøre 11 l/s for område C, men vil utgjøre 110 l/s for et område 10 ganger så stort som C. En økning på 11 l/s er en akseptabel økning knyttet til usikkerheter og vil uansett tas hensyn til når en runder opp til nærmeste nominelle dimensjon. En økning på 110 l/s vil kanskje utløse en annen dimensjon eller en annen type overvannsløsning.

IVF-kurver fra Rovik målestasjon er lastet ned fra www.eKlima.no den 29.04.2020 og vist i vedlegg H. Vedlegget om overvannshåndtering i VA-normen stiller krav til at intensiteten i IVF-kurvene skal multipliseres med klimafaktor på 1,2 [3, s. 1]. Denne skal ta hensyn til en

økning i intensiteten som et resultat av klimaendringene. I beregningene økes klimafaktoren til 1,4 i tråd med anbefaling fra håndbok N200 for installasjoner med forventet levetid på 100 år [25, s. 142].

Tabell 8 viser dimensjonerende overvannsmengder med de verdiene som er beskrevet i foregående avsnitt.

Pkt.	Φ [-]	A [ha]	t_k [min]	I [l/s · ha]	K_f [-]	Q [l/s]
A	0,55	0,36	11	177,1	1,4	49,6
B	0,55	1,30	18	123,3	1,4	123,4
C	0,80	1,89	42	70,4	1,4	148,9

Tabell 8: Dimensjonerende overvannsmengder

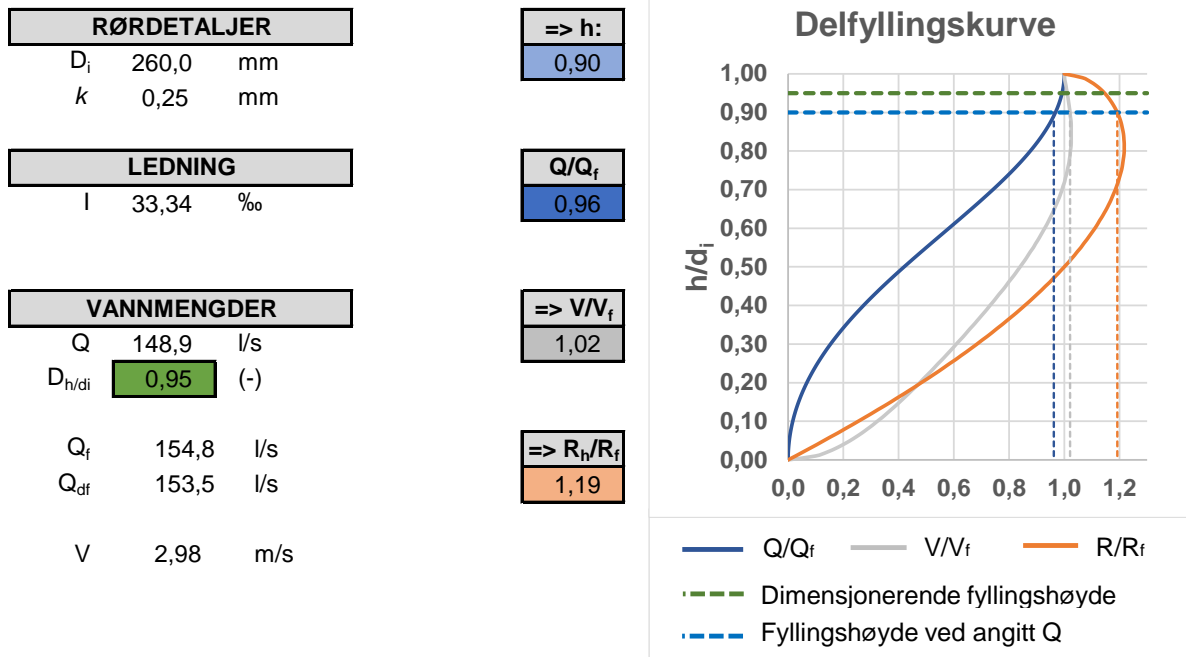
Vannmengdene i tabellen er 10 - 20 % høyere enn de ville vært med verdiene gitt direkte av VA-normen. Dette er resultatet ved å velge konservative verdier og er gjort for å redusere frekvensen av nedbørstopper som vil overskride kapasiteten. Dersom kapasiteten overskrides vil overvann renne gjennom privat eiendom. Det er ønskelig at dette skjer sjeldnest mulig.

Det er stor grunn til å tro at de konservative valgene minimerer effekten som feilkildene medfører. Et eksempel på dette kan være at det faktiske arealet er 5 % høyere, men denne endringen er likevel tatt høyde for fordi avrenningskoeffisienten er satt høyere.

Verdiene for Q er dermed pålitelige nok til å brukes videre i planleggingen av overvannsløsningen.

5.5.4 Kapasitet i eksisterende overvannsløsning

Overvannssystemet består som nevnt av et 315 mm overvannsrør. Nye 315 mm overvannsrør har en indre diameter på 276 mm [27]. For å ta høyde for at overvannsrøret som ligger i området i dag kan ha andre dimensjoner enn nye rør antas det en indre diameter på 260 mm. Fallet på ledningen ble ikke registrert under befaring, men kartdata viser en høydeforskjell på 40 – 60 cm over en lengde på 12 meter. Ved å velge en konservativ høydeforskjell på 40 cm gir dette et fall på 33,34 ‰.



Figur 50: Kapasiteten til dagens overvannsrør

Figur 50 viser kapasiteten til denne ledningen. Colebrooks formel er benyttet med en ruhetshøyde k på 0,25 mm som er anbefalt for plastledninger uten bend eller andre tilknytninger [4, s. 308]. Ledningen har en full teoretisk kapasitet i underkant av 155 l/s med de forutsetningene som er gjort. For å unngå trykk i overvannsledningen settes dimensjonerende fyllingshøyde på 0,95 (grønn stiplet linje). Delfylt kapasitet er 153,5 l/s.

Maksimal overvannsmengder er beregnet til å være i underkant av 150 l/s og gir en fyllingsgrad på 0,90 (blå stiplet linje) ved punktet C. Den eksisterende ledningen har under de forutsetningene som er gjort kapasitet til avrenningen etter utbygging. Likevel vil det være nødvendig å tilpasse innløpet på overvannsledningen slik at den hydrauliske kapasiteten faktisk kan utnyttes. Bildet til venstre i figur 48 viser eksisterende utforming på innløpssiden.

5.5.5 Overvannsløsning for Sandaneset Sør

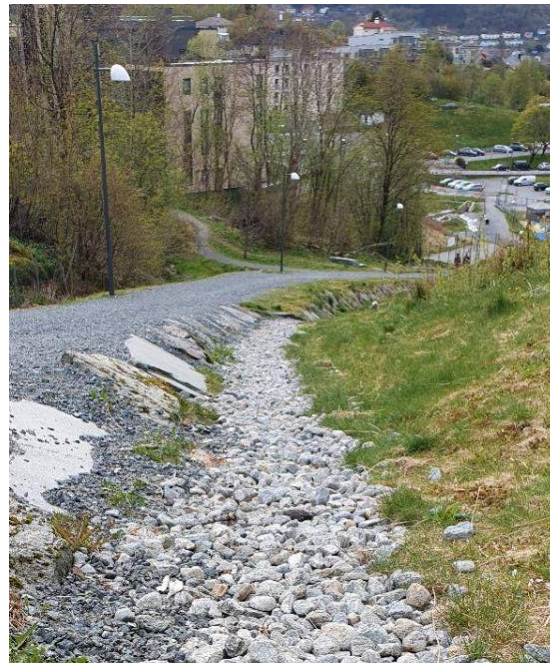
Ny overvannsløsning og overvannsstrategi for Sandaneset Sør baserer seg på å benytte åpne vannveier i vegenes grøfter i kombinasjon med stikkrenner til å lede bort overvannet. VA-normen åpner for alternative transportsystemer som naturlig avrenning og bekker [3, s. 31]. Det planlegges ikke å legge et tradisjonelt overvannssystem.

Grøftene følger samme modell som vegene og har derfor identisk fall som vegene, se C-tegninger i teknisk tegningshefte for vegene. Det lages derfor kun lengdeprofil for stikk-

renner som må sees i kombinasjon med C-tegningene.

Fordi en grøft har en høyere ruhet og friksjon enn et rør medfører det også en lengre tilrenningstid og derfor lavere nedbørintensitet for nedbørfeltene enn tradisjonelle overvannsrør ville medført. Det fører også til mindre krefter som må forankres i kummer ved store nedbørhendelser.

Lav infiltrasjonskapasitet i grøftene medfører en anbefaling om å gjøre forsinkende tiltak for å opprettholde så lang tilrenningstid som mulig. Et eksempel på dette er vist i figur 51 fra en overvannsgrøft ved Slettebakken i Bergen hvor grøften er belagt med småstein for å forsinke overvannet.

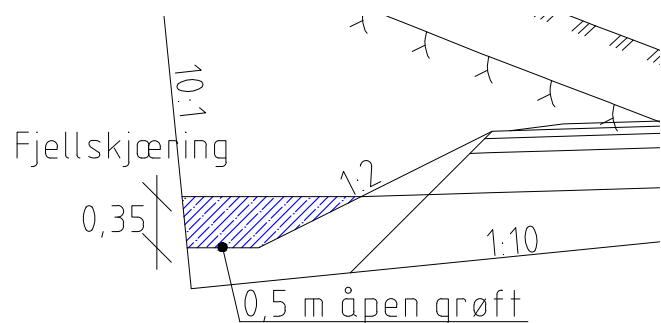


Figur 51: Fordrøyende tiltak (foto: privat)

5.5.6 Kapasitet for ny overvannsløsning

Ved åpen drenering fra veier er det krav til at dybden på grøftebunnen ligger minst 0,35 m under forsterkningslaget for å hindre at vann kan trenge inn i overbygningen [28, s. 99]. Dersom vann trenger inn i overbygningen kan den svekkes eller deler av den kan vaskes bort ved store vannmengder.

Den maksimale kapasiteten til grøften er beregnet med en høyde på 0,35 meter fra grøftebunnen, som vist i figur 52. Ved en vanddybde på mer enn 0,35 meter vil overvannstrategien gå over til trinn 3 i tre-trinnstrategien for overvannshåndtering og fungere som flomvei.



Figur 52: Tverrsnitt av overvannsgrøft

Kapasiteten for grøftene er beregnet med Mannings formel for kanalstrømning ved frie vannspeil kombinert med kontinuitetsformelen [4, s. 79]. Formelen er vist under.

$$Q = M \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (9)$$

Variablene i formelen er som følger:

M Gauckler–Manning koeffisient ($m^{1/3}/s$) A tverrsnittets fuktete areal (m^2)
 R hydraulisk radius (m) I fallets energigradient (m/m)

Gauckler-Manning koeffisienten forteller om friksjonen mot underlaget. Høyere tall medfører mindre friksjon og større kapasitet. Ved å benytte verdier som angitt i boken “Vann- og avløpsteknikk” får den nærmest vertikale fjellskjæringen en koeffisient på 29, den horisontale grøftebunnen bestående av småstein en koeffisient på 40 og grøfteskråningen som består av en bladning mellom subbus og grøntvekster en koeffisient på 33 [4, s. 80].

For å regne ut en vektet koeffisient brukes Einsteins formel [4, s. 80]. Denne er vist under.

$$M_{ekv} = \left[\frac{P}{\frac{P_1}{M_1^2} + \frac{P_2}{M_2^2} + \frac{P_3}{M_3^2}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (10)$$

Variablene i formelen er som følger.

M_{ekv} vektet koeffisient (-) P fuktet lengde av tverrsnittet (m)
 P_n fuktet lengde av material n (m) M_n koeffisient for material n (-)

Ved å regne ut lengdene som underlaget består av og sette dette inn i Einsteins formel blir M_{ekv} avrundet til 33,7.

Arealet av tverrsnittet består av to trekant, en firkant og har et tverrsnittsareal på $0,5 m^2$. Hydraulisk radius er definert som tverrsnittet til vannstrømmen dividert med den fuktete omkrinsen og utgjør 0,3 meter.

Fallet på grøftene varierer fra 1,5 til 12 % fall etter hvilken veg grøften regnes fra. Tabell 9 viser en gjennomsnittlig kapasitet for de partier av grøften hvor det er selvfal i de ulike vegene.

Veg	I_{avg}	$Q_{d = 0,35 m}$
o_V1	50 ‰	1 775 l/s
o_V2	35 ‰	1 485 l/s
o_V3	30 ‰	1 375 l/s
o_V4	30 ‰	1 375 l/s

Tabell 9: Kapasitet i grøfter

Det er lite sannsynlig at de faktiske grøftene i området vil ha de samme hydrauliske egenskapene som grøften i figur 52. Dette fører til at den reelle kapasiteten er lavere enn den som er oppgitt. Kapasiteten for overvannsløsningen

begrenses også av stikkrenner i området og eksisterende overvannledning som leder vannet gjennom en eiendom.

5.6 Materialvalg og dimensjoner for nye ledninger

Ved valg av ledningsmateriale stiller VA-normen krav til at VA/Miljø-blad nr. 30 "Valg av rørmateriell" skal brukes som veileder [3, s. 16]. Valget skal baseres på pris, tilgjengelige dimensjoner, egenskaper og reparasjonsrutiner.

Tabell 10 lister opp de fire vanligste og aktuelle ledningsmaterialene for Sandaneset Sør. Tabellen er basert på informasjon i VA/Miljø-blad nr. 30, Norsk Vann rapport 193 og boken "Vann- og avløpsteknikk" [4, s. 378-384]. De største fordelene og ulempene ved ulike materialer er vist.

Materiale	Fordeler	Ulemper	Bruksområde
PE	<ul style="list-style-type: none"> - Få skjøter - Lett - God bestandighet - Hydraulisk glatt - Kan legges i bratt terreng og i kurver 	<ul style="list-style-type: none"> - Strenge krav til legging og sveising - Sveising tar tid - Stor utvidelseskoeffisient 	<ul style="list-style-type: none"> - Drikkevannsledninger - Dykkerledninger - Utslippsledninger - Trykkavløp
PVC	<ul style="list-style-type: none"> - Lett - Raskt og enkelt å legge, effektivt ved liten anleggsplass - Kan tilpasses - Rimelig 	<ul style="list-style-type: none"> - Strenge krav til legging - Ikke egnet for kurver eller terreng brattere > 15 °C - Sårbare for punktlaster - Sprøere ved lav temperatur 	<ul style="list-style-type: none"> - Drikkevannsledninger - Spillvannsledninger - AF-ledninger - Dels til trykkavløp
Betong	<ul style="list-style-type: none"> - Tåler lav overdekning - Tåler høye trafikklaster - Mindre konsekvenser ved brudd - Store dimensjoner 	<ul style="list-style-type: none"> - Utsatt for surt miljø - Krever maskiner for å legges -> høyere HMS-fokus - Korte rørlengder 	<ul style="list-style-type: none"> - Spillvannsledninger - AF-ledninger - Overvannsledninger - Dels til drikkevann (sjeldent)
Duktilt støpejern og stålrør	<ul style="list-style-type: none"> - Sterke - Oljediffusjonstette - Mye erfaring - Svært høyt trykk - Lang levetid ved riktig legging 	<ul style="list-style-type: none"> - Utsatt for korrosjon - Krever maskiner for å legges - Sveising tar tid - Ikke egnet for kurver 	<ul style="list-style-type: none"> - Drikkevannsledninger

Tabell 10: Fordeler og ulemper ved ulike ledningsmateriale

5.6.1 Drikkevannsledning

Valg av material til drikkevannsledningene bestemmes fra tabell 10. Ledningene er tenkt lagt i samme grøft under de kommunale vegene som går i planområdet. Det er ikke fare for innlekking av oljebaserte produkter og dette medfører at en ikke trenger å kjøpe inn dyre stål- eller støpejernsrør. Det er fordelaktig om drikkevannsledninger og spillvannsledninger består av samme materiale, spesielt ved utbygging av mindre områder. Da kan samme entreprenør gjøre jobben effektivt med minst mulig utstyr.

PVC er materialet som i størst grad innfrir ønskene om effektiv leggetid, holdbarhet og pris. Nye drikkevann- og spillvannsledninger anbefales derfor med PVC som materiale.

Eksisterende drikkevannsledninger på Jelsa består av 110 mm og 160 mm PVC trykkør. Nye PVC-ledninger kommer med tre forskjellige SDR-verdier. SDR-verdien er forholdet mellom ytre nominell diameter og godstykkelsen på ledningen. Lavere verdi angir større godstykkelse og derfor høyere trykkklasse.

For eksisterende ledninger på Jelsa er disse antatt med en SDR-verdi 21. Det er ikke sannsynlig at ledningene har en lavere SDR-verdi fordi trykket i området ikke er så høyt at dette er nødvendig. Skulle eksisterende ledninger derimot ha en høyere SDR-verdi medfører dette at kapasiteten er litt bedre enn antatt, utregnet til 9 - 10 %.

Som vist i kapittel 5.3.3 er dimensjonerende vannføring og tilgjengelig trykktap for ledningene i planområdet 8,0 l/s og 5,3 mVS.

For å finne dimensjonen til en trykksatt ledning er Darcy-Weisbachs formel i kombinasjon med kontinuasjonsligningen benyttet. Den sammensatte formelen er vist under. Se vedlegg I for utledning.

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{h_f \cdot \pi^2 \cdot g}} \quad (11)$$

Variablene i formelen er som følger:

D	innvendig diameter (m)	f	friksjonsfaktor (-)
L	lengden av trykklinjen (m)	Q	ønsket vannføring (m ³ /s)
h_f	tilgjengelig trykktap (mVS)	π/g	konstanter henholdsvis $\pi \approx 3,142$ $g \approx 9,807 \text{ m/s}^2$

Friksjonsfaktoren kan antas ved å bruke en typisk kjent verdi eller å anta fullt utviklet turbulent strømning. I et slikt tilfelle vil en benytte Moodys diagram for å finne en friksjonsfaktor. Det er også mulig å bruke en høyere friksjonsfaktor for å kontrollere ledningsnettets egenskaper ved høyere motstand.

I oppgaven er friksjonsfaktoren beregnet ved Haaland-ligningen.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -1,8 \cdot \log_{10} \left[\left(\frac{k/D}{3,7} \right)^{1,11} + \left(\frac{6,9}{Re} \right) \right] \quad (12)$$

I Haaland-ligningen er det nødvendig å kjenne ruhetshøyden k og Reynoldstallet. Ruhets-høyden settes til $k = 0,2$ mm som anbefalt i Norsk Vann rapport 193 [5, s. 29]. Reynoldstallet er et benevningsløst tall som beskriver strømningen i røret og klassifiserer om det er laminær eller turbulent strømning. Ved $Re > 4\,000$ er strømningen definert som turbulent. Reynoldstallet regnes ut ved følgende formel:

$$Re = \frac{u \cdot D}{\nu} \quad (13)$$

Formelen multipliserer vannhastigheten u (m/s) med diameteren D (m) og deles på vannets kinematiske viskositet ν (m²/s). Viskositet er et mål på hvor tyktflytende en væske er og avhenger av temperatur. Ved ca. 5 °C er den kinematiske viskositeten til drikkevann $1,52 \cdot 10^{-6}$ m²/s [29, s. 1].

For å finne diameteren til ledningen må en først anta en diameter og deretter bruke denne for utregningen av Reynoldstallet. Deretter kan friksjonen regnes ut og en kan benytte Darcy-Weisbachs formel til å finne nødvendig dimensjon.

Formlene er lagt inn i Mathcad for å kunne kjøre en repeterende sesjon med ulik diameter. Fra kapittel 5.3.1 om brannvann er kravet til minste innvendig dimensjon 150 mm. Dette gir et Reynoldstall på 44 675 og Haaland-ligningen gir en friksjon på 0,025.

Ved innsetting i Darcy-Weisbachs formel antas en lengde på 1 000 meter ettersom nøyaktig verdi er ukjent, men ligger i denne størrelsesorden. Resultatet endrer seg ikke betydelig ved en lengde på 500 meter eller 1 500 meter. Formelen gir en nødvendig innvendig diameter på 120,1 mm for vannføring på 8 l/s og trykktap på 5,3 mVS. Ledningen rundes opp til en kjent diameter over kravet på 150 mm. Nærmeste ledningsdimensjon er en ledning med utvendig dimensjon 160 mm. Trykket i ledningene vil variere mellom 30 – 60 mVS og en

ledning med SDR-klasse 21 vil være tilstrekkelig.

Anbefalt drikkevannsledning: 160 mm PVC SDR21

5.6.2 Spillvannsledning, pumpeledning og pumpestasjon

Spillvannsledning

I VA-normen er det ikke tillatt med en mindre innvendig dimensjon for spillvannsledninger enn 150 mm [3, s. 25]. Følsomhetsanalysen i kapittel 5.4.3 viser at dimensjoner over 150 mm vil være 160 eller 200 mm. Disse har henholdsvis 150,6 og 188,6 mm innvendig diameter. Begge disse har tilfredsstillende kapasitet og selvreis er sikret ved fall på henholdsvis 17 og 14 ‰.

Som tidligere beskrevet er dimensjonen på spillvannsledningene 110 mm i eldre boligområder og 160 mm for områdene mellom boligområdene, samt for nye utbygde områder. Behovet er heller ikke til stede for en 200 mm ledning.

Anbefalt spillvannsledning (selvfallsledning): 160 mm PVC SN8 med 20 ‰ fall

SN8 er en ringstivhetsklasse som er bransjestandard for alle avløpsrør og er mye brukt. Det finnes lavere klasser, men disse er av lavere kvalitet og krever høyere nøyaktighet ved utførelse.

Pumpestasjon og pumpeledning

VA-normen sitt vedlegg 8 om pumpestasjoner for spillvann stiller krav til at pumpeledningen må ha en diameter større 100 mm og at strømningshastigheten må være mellom 0,8 og 2 m/s [3]. Materialvalget for pumpeledningen er PE basert på tabell 10.

Det vil være behov for to pumpestasjoner i området. Driftsmessig er det en fordel om disse er identiske, så ved dimensjonering av pumpestasjonene er det valgt identiske pumper. For å kunne velge like pumper må de være godkjent for motstand/løftehøyden i hver pumpestasjon.

Videre er det anbefalt at pumpeledningene har en full utspyling 2 - 4 ganger daglig for å motvirke sedimentetering [4, s. 341]. Pumpestasjon 1 (rød sirkel) må pumpe over en distanse på ca. 140 meter, mot ca. 260 meter for pumpestasjon 2 (blå sirkel) som vist i figur 44. Dersom ledningen har en innvendig diameter på 100 mm medfører dette et volum på henholdsvis ca. 1,10 m³ og 2,04 m³ som til enhver tid vil være lagret i pumpeledningen.

For å kunne spyle ledningen må en pumpe tilsvarende mengde uten stopp.

En personekvivalent har i denne oppgaven et definert forbruk på 200 liter i døgnet. På ett døgn tilsvarer dette $3,7 \text{ m}^3$ for de tomtene med spillvannstilrenning til pumpestasjon 2 dersom utgangspunktet er 1 boenhet og 2,32 personekvivalenter for hver tomt. Dette er for lite til å kunne spyle ledningen etter anbefalingen og vil heller ikke overholde kravet til strømningshastighet på minimum $0,8 \text{ m/s}$.

Løsningen blir derfor å redusere ledningsdimensjonen og slik også redusere nødvendig vannmengde for å spyle ledningen. En $90 \text{ mm PE100 SDR17}$ vil til enhver tid lagre en vannmengde på $1,3 \text{ m}^3$ for traseen på ca. 260 meter. For å overholde kravet om strømningshastighet er minste pumpevolum $4,0 \text{ l/s}$ for begge pumpestasjonene. Dette vil gi en strømningshastighet på $0,81 \text{ m/s}$ for nevnte ledning.

For å finne pumper som passer til den beskrivelsen er det nødvendig å finne motstanden i ledningen ved en vannmengde på $4,0 \text{ l/s}$. Ved å legge motstanden i ledningen sammen med høydeforskjellen kan nødvendig løftehøyden beregnes. Formelen for løftehøyde er [5, s. 102]:

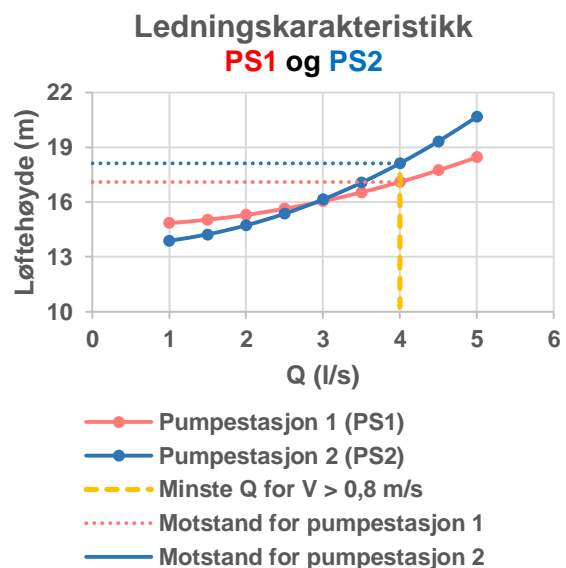
$$H_t = h_g + h_f + h_s \quad (14)$$

hvor H_t er total løftehøyde, h_g er geodetisk høydeforskjell, h_f er friksjonstap i ledningen og h_s er singulærtapet i bend og vinkelendringer på ledninger.

Ved å substituere kontinuitetsformelen for v i Darcy-Weisbachs formel ser formelen for total løftehøyde ut som:

$$H_t = Z_B - Z_A + \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} + \sum k_s \cdot \frac{8 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^4} \quad (15)$$

Alle variabler utenom k_s er tidligere beskrevet i andre formler og gjengis derfor ikke. k_s er en friksjonskoeffisient som forteller hvor stort hastighetstapet i vannet er for hvert bend eller vinkelendring. Med andre ord den energimengden fra vannets strømningshastighet som forsvinner til friksjon (varme) i svinger.



Figur 53: Ledningskarakteristikk

Pumpestasjoner demper toppene i spillvannstilrenningen i en pumpeump. Størrelsen på denne bestemmer start og stopp for pumpestasjonen. Pumpeumpen må være stor nok til å romme nødvendig vannmengde til å spyle ledningen og liten nok til at pumpesyklusen hindrer sedimentering.

Små pumper tillattes å ha en høy startfrekvens, dvs. mange start og stopp innenfor et gitt tidsrom. VA-normen sitt vedlegg 8 angir en maksimal startfrekvens på 6 per time [3]. Etersom det også stilles krav til at minste diameter for pumpeumpen er Ø1600 mm er det grunn til å tro dette gjelder for de større pumpestasjonene. Norsk Vann rapport 193 viser til at for pumpestasjoner med kapasitet under 40 l/s er det vanlig å bruke prefabrikkerte pumpestasjoner av glassfiberarmert umettet polyester [5, s. 107].

Videre prosjektering gjøres derfor ikke av pumpestasjonene. I et konkurransegrunnlag for området og pumpestasjonene anbefales det at disse kriteriene for pumpestasjonene skal oppfylles.

- $Q_{pumpe} = 4,0 \text{ l/s}$
- Pumpeledning: 90 mm PE100 SDR17
- I tråd med VA-norm vedlegg 8 [3]

5.6.3 Stikkrenner

Vegnormen henviser til håndbok N200 "Vegbygging" for dimensjonering av stikkrenner [2, s. 39]. Håndbok N200 anbefaler en minimumsdimensjon på 400 mm for adkomstveger av hensynet til drift og vedlikehold [28, s. 90].

På grunn av liten overdekning i kryssområdene anbefales bruk av betongrør for å lede overvann gjennom vegkonstruksjonen. Ved punkt B i overvannsanalysen må det vurderes om et plastrør vil være mer hensiktsmessig dersom utløpet ligger under kote +2. Betongrør kan forvitte over lang tid ved eksponering av salt.

Ved bruk av Colebrooks diagram har en stikkrenne kapasitet til ca. 190 l/s ved 5 ‰ fall. For at stikkrennen skal være selvrensende bør den derimot ha et fall på mer enn 10 ‰. I alle områder hvor det må legges en stikkrenne er lengdefallet over 10 ‰. I sum medfører dette at det ikke er nødvendig å kontrollere kapasitet eller regne ut skjærkrefter.

Anbefalt stikkrenne: 400 mm betong mufferør

5.7 Kummer

5.7.1 Krav til kummer

VA-norm vedlegg 1 stiller krav til vannkummer og de viktigste kravene er vist i tabell 11. Minste tillatte kumdi-
meter er Ø1600 mm med sentrisk kjegle. Dette skyldes
at driftspersonell skal ha adgang til kum for å gjøre
vedlikehold og oppgraderinger. Suldal kommune ønsker at påkobling til drikkevann skal
gjøres i kum for de fleste boliger. Armaturet som beskrives i et konkurransegrunnlag må
derfor inneholde spesifikasjoner om dette.

Vannkum	
Ø (mm)	1 600
Kjegle	Sentrisk
Drenering	160 mm PVC
Lokk	STJ D400

Tabell 11: Krav vannkum

Det er videre krav til drenering fra kum til overvannsledning. I dette tilfellet hvor det ikke
legges overvannsledninger kan drenering gjøres til omkringliggende masser eller føres til
grøft. For brannhydranter er kravet en 100 mm flensekobling til kum.

VA-norm vedlegg 2 stiller krav til spillvannskum, se ta-
bell 12 for generelle krav. Det er også krav til at kum
mellom pumpeledning for spillvann og selvfallsledning
er innvendig epoxybelagt [3].

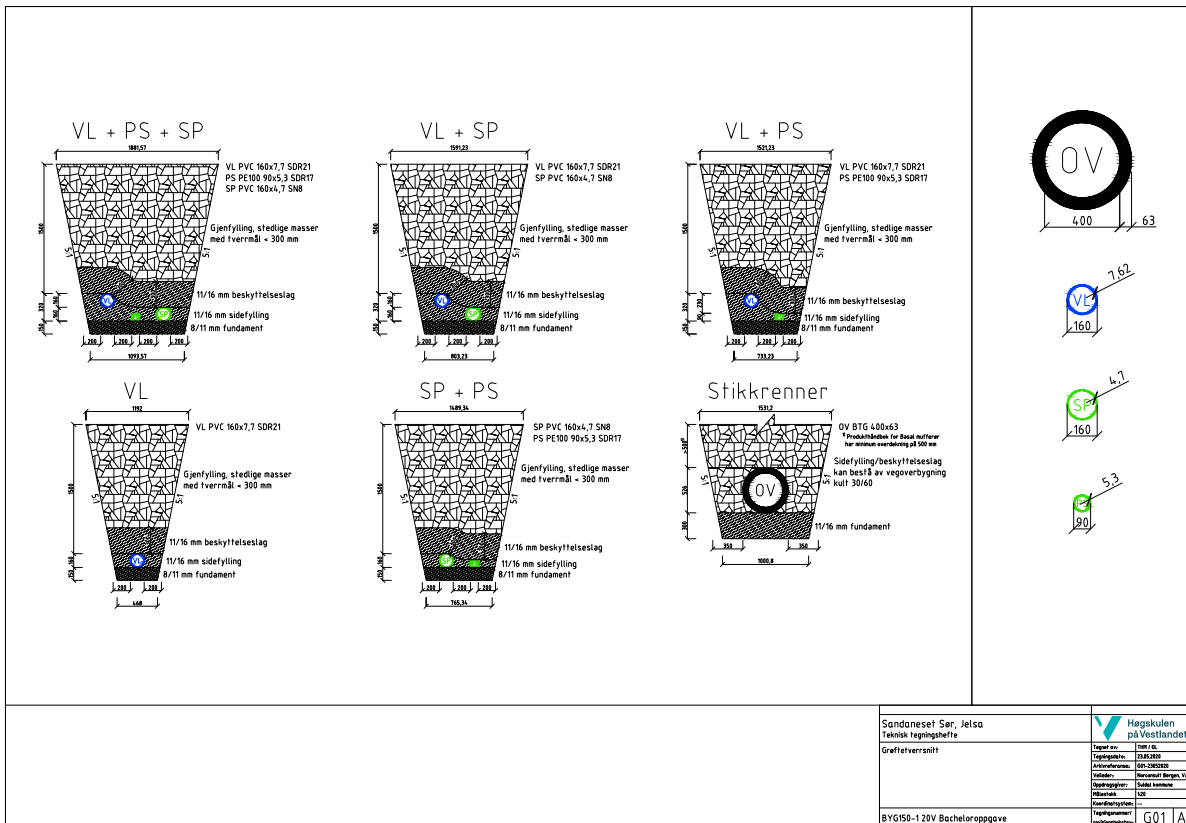
Spillvannskum	
Ø (mm)	1 000
Kjegle	Eksentrisk
Lokk	STJ D400

Tabell 12: Krav spillvannskum

5.8 Valg av ledningstraseer

5.8.1 Grøftetverrsnitt

Løsningen for VA-systemet legger opp til bruk av flere grønnetverrsnitt. Tverrsnittene er
vist i figur 54 og tilfredsstillende krav gitt av VA-normen og VA/Miljø-blad nr. 5 og 6 om
grøfteutførelse [30]. Det er valgt overdekning på 1,5 meter til topp øverste ledning som
anbefalt i VA-normen [3, s. 18].



Figur 54: Grøftetverrsnitt

Som figuren viser er ledningene lagt på to nivå med vannledningen på toppen. Dette medfører ekstra sikkerhet for et tilfelle hvor spillvannsledningen lekker og det er en liten mengde spillvann i grøften. Dersom dette ikke drenerer bort kan det lekke inn gjennom skjøter i drikkevannsledningen dersom denne har negativt trykk. Negativt trykk kan skje ved avstenging av drikkevannet eller det kan skje ved en lekkasje på et annet sted i ledningsnettet.

Foruten den ekstra sikkerheten ved lekkasjer medfører et grøftetverrsnitt med ledninger på flere nivå større avstand mellom ledningene. Selv om det sannsynligvis ikke vil være et behov til å renovere ledningene senere, er den generelt en stor fordel å ha så stor plass som mulig i grøften.

Grøftetverrsnittene er enkelte steder speilvendt sammenlignet med tegningen.

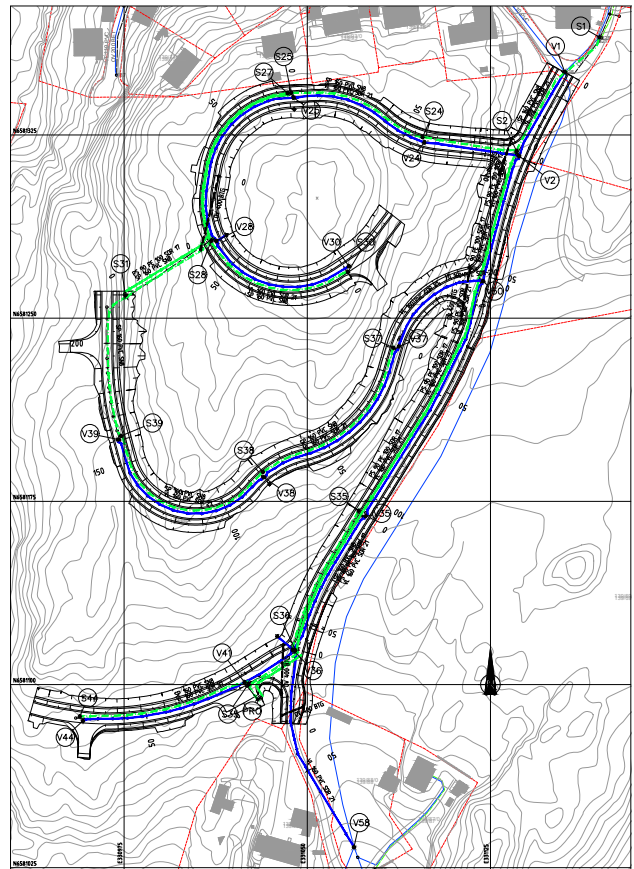
5.8.2 Beskrivelse av valgt ledningstrasé

Påkobling er som tidligere beskrevet nord i planområdet. Dette kan først skje etter at søknad om tilkobling er godkjent av kommunen. Videre er alle ledningene som hovedregel lagt i vegene med en overdekning på 1,5 meter eller mer, som vist i figur 55.

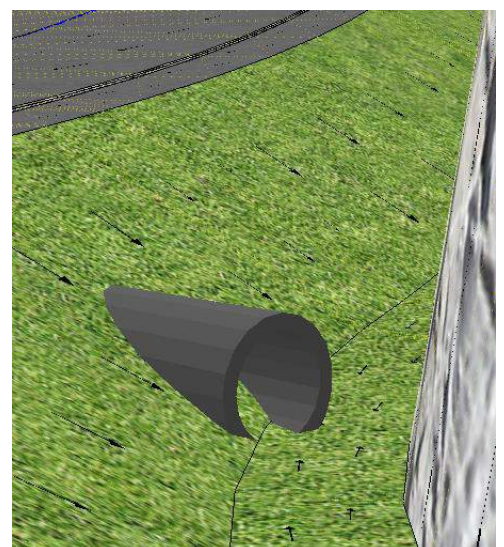
Det er satt ut 15 vannkummer hvorav fire av disse er tiltenkt å ha påkoblet brannhydrant. I en anbudsrunde kan det være aktuelt å legge inn krav til brannavstikk i andre kummer dersom en finner det formålstjenlig. Ved kryss 3 er det satt av plass i et ventilkryss til å legge en drikkevannsledning til Markusvika. Denne vil erstatte dagens 40 mm ledning som har lav kapasitet.

Det er lagt 2 pumpeledninger med tilhørende pumpestasjon. Den ene pumper fra parkeringsplassen ved kryss 3 til kryss 1 hvor det går over til selvfal. Den andre pumpestasjonen pumper fra enden av o_V3 og til profil 100 på o_V2 hvor det går over til selvfal. Utover pumpestasjonene er det planlagt 14 spillvannskummer.

Det er også lagt totalt fem stikkrenner i betong for å lede overvannet vekk fra grøfter. Figur 56 viser innløpet til stikkrennen ved kryss 3. Avrenningspilene viser at stikkrennen har riktig plassering.



Figur 55: Kart over nytt VA-system i området



Figur 56: Stikkrenne 3D

6 Mikrobiell barriereanalyse

6.1 Bakgrunn

En del av bacheloroppgaven er å ha en tilhørende forskningsdel som et supplement til hoveddelen. Denne delen skal også ha en nytteverdi som kan overføres til lignende situasjoner og kunne brukes generelt i andre vurderinger og analyser. Hygienisk trygt drikkevann har fått et større fokus den siste tiden. Noen årsaker til dette er større variasjoner i råvannssammensetningen, strengere krav til behandling og befolkningsvekst. Som første kull med faget vannrenseteknologi er dette et interessant tema å analysere videre.

Suldal er en kommune med spredt bosetning og store avstander. Dette fører til at kommunen har 10 kommunale vannverk som forsyner fra 25 til 1 500 personer [16, s. 3]. De store avstandene medfører også at en stor andel husstander har egne private løsninger.

En fellesnevner for alle kommunale vannverk er bruken av UV-aggregat som sluttdesinfeksjon [16, s. 10-14]. Vannverk av nyere dato har også installert marmorfilter. Dette gjelder 4 av 10 vannverk. I denne analysen sammenlignes Erfjord vannverk med UV og marmorfilter, med reservevannverket på Jelsa med kun UV. Resultatet av sammenligningen med tilhørende funn vil derfor kunne brukes for flere vannverk i Suldal kommune. Eventuelt også for andre kommuner eller private vannverk med lignende prosesser.

6.2 MBA-veileder

I 2014 ga Norsk Vann ut "Veiledning i mikrobiell barriereanalyse (MBA) for å sikre god desinfeksjonspraksis" [31]. Dette på bakgrunn av at flere vannverkseiere, rådgivere og forvaltningsmyndigheter fant det utfordrende å forholde seg til drikkevannsforskriften § 13 om tilstrekkelig hygieniske barrierer [31, s. 4].

Formålet med MBA-veilederen er at vannverkseiere skal få bedre forståelse for hvilke tiltak i og rundt vannverk og kilde som gir reduksjon i rensekrav/barrierehøyde. Her står det at "Veiledningen er et hjelpemiddel som skal føre vannverkseier til et godt beslutningsgrunnlag ved valg av vannbehandling og spesielt sluttdesinfeksjon, for å sikre tilstrekkelige hygieniske barrierer i vannverket." [31, s. 4].

6.3 Begrepsbruk og skrivemåte

I MBA-veilederen og i følgende analyse er det benyttet begreper som er omfattende og komplekse. I dette delkapittelet gis det derfor en forklaring på sentrale begrep som anvendes i det videre arbeidet.

Nødvendig barrierehøyde

Nødvendig barrierehøyde er en funksjon av råvannskvaliteten og vannverkets størrelse. Denne hentes fra tabell. Begrepet uttrykkes ved en koeffisient for hver mikroorganisme, eksempelvis $5b + 4v + 3p$.

En barrierehøyde tilsvarende eksempelet over medfører at alle tiltak i og utenfor vannverket totalt sett må overstige disse verdiene for at vannverket skal godkjennes i henhold til drikkevannsforskriften § 13.

Log-kreditt og log-reduksjon

Log-kreditt og log-reduksjon er en uttrykksmåte som tallfester verdien av tiltak i nedbørfeltet og verdien av vannbehandlingsprosesser. Log-kreditt brukes til å "kreditere" barrierehøyden til et lavere nivå ved ulike tiltak i nedbørfeltet og rundt inntaket til vannkilden. Eksempelvis vil inngjerding av brønnsonen medføre at barrierehøyden kan senkes med $0,25b + 0,25v + 0,25p$. Fra eksempelet over er resterende barrierehøyde $4,75b + 3,75v + 2,75p$.

Log-reduksjon kan sees på som en behandlingshøyde som må være like stor eller større enn barrierehøyden. I eksempelet som er brukt vil dette resultere i at vannbehandling og sluttdeinfeksjon sammen må utgjøre minst $4,75b + 3,75v + 2,75p$ for å utjevne den "krediterte" barrierehøyden.

Begrepet "log" sammen med koeffisienten utgjør kravet til inaktiveringsgraden til den enkelte mikroorganisme. Tabell 13 viser sammenhengen mellom koeffisient og andelen mikroorganismer som skal inaktiveres.

Log-reduksjon	Inaktiveringsgrad
1-log	90 %
2-log	99 %
3-log	99,9 %
4-log	99,99 %
5-log	99,999 %

Tabell 13: Inaktiveringsgrad

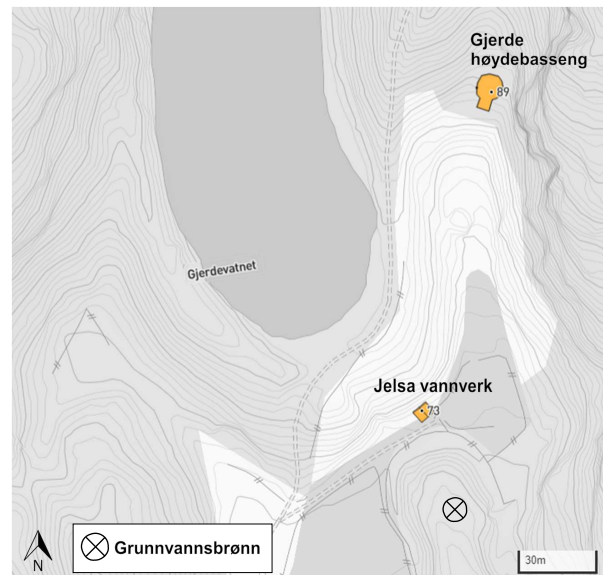
Eksempelet med $5b + 4v + 3p$ betyr derfor at 99,999 % av alle bakterier, 99,99 % av alle virus og 99,9 % av alle parasitter skal inaktiveres før drikkevannet ledes til rentvannsidan.

Det er viktig å være klar over at dette ikke gjelder for alle mikroorganismer generelt, men for de mikroorganismer vannverket er dimensjonert for.

6.4 Gamle Jelsa vannverk

6.4.1 Beskrivelse av tidligere kilde

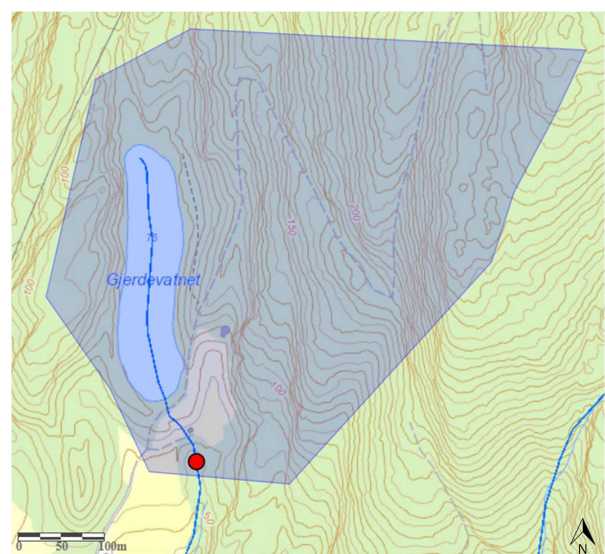
Figur 57 viser det gamle vannverket med tilhørende løsmassebrønn og høydebasseng. Grunnvannet infiltreres gjennom avsetninger som morene, breelavsetninger og forvitningsmateriale som er i området, se figur 14 i kapittel 4.1 om grunnforhold. Dette er typiske sandfraksjoner og ettersom det finnes breelavsetninger og forvitningsmateriale tyder dette på en større andel mindre fraksjoner. Grunnforholdene virker derfor som et naturlig filter som til en viss grad holder tilbake partikulært materiale.



Figur 57: Gamle Jelsa vannverk

Suldal kommune opplyser at brønnen har dårlig kapasitet i perioder med lite nedbør. Figur 58 viser nedbørfeltet til grunnvannsbrønnen. Dette er på ca. 20 hektar og grunnvannet renner videre i løsmasser som havavsetninger og marine strandavsetninger, hvor strandavsetninger er typisk sammensatt av sand og grus. Hele området fra Gjerdevannet og ned til sjøen ligger med jevnt fall på mellom 50 og 70 ‰. Dette fører til en konstant tapping av grunnvannsnivået og forklarer hvorfor det under tørre perioder er liten kapasitet i brønnen. Ettersom nedbørfeltet kun er 20 hektar vil det i større grad være sensitivt for variasjoner i grunnvannskvaliteten, ettersom utvanningseffekten er mindre sammenlignet med større nedbørfelt.

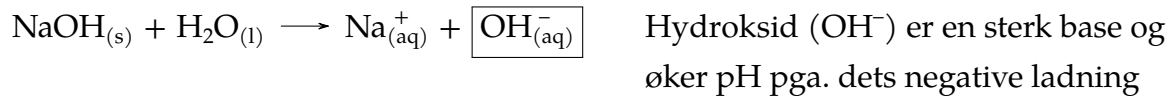
For å motvirke dette er det satt opp installasjoner slik at en kan fylle brønnen fra Gjerdevannet. Dette vannet er et lite grunt overflatevann med et flateareal på ca. 2 hektar. Størrelsen på vannet medfører at det også er sårbart for akutt forurensing som en følge av kortere oppholdstid og et lavere fortynningsvolum [4, s. 137]. Det er beitende husdyr i området rundt vannet som også kan være en potensiell forurensningskilde.



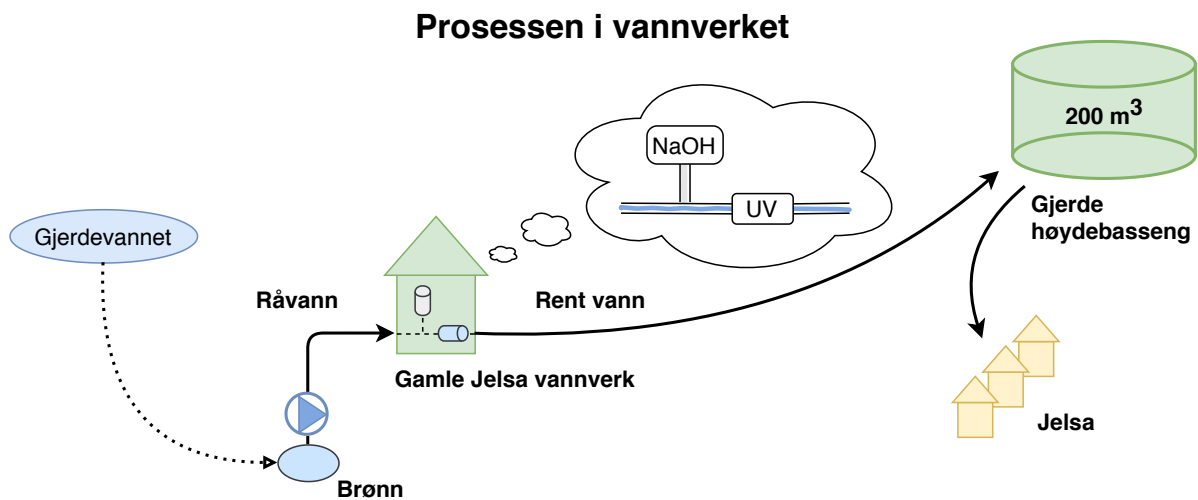
Figur 58: Nedbørfelt på Gjerde [32]

6.4.2 Renseprosessen i gamle Jelsa vannverk

Råvann fra brønn blir pumpet til det gamle vannverket på Gjerde og videre til høydebassenget, se figur 59. Her blir pH i råvannet økt fra ca. 5,5 til 8,0 ved tilsetning av lut (NaOH). Den kjemiske ligningen som viser at pH øker ved tilsetning av NaOH er vist under.



Deretter går vannet gjennom et UV-aggregat hvis hensikt er å inaktivere patogengrupper som virus, bakterier og parasitter. Adenovirus krever en betydelig høyere stråledose enn øvrige virus for å bli inaktivert. Ettersom de fleste gjennomgår en Adenovirusinfeksjon i barnealder er det ikke stilt krav til at UV-aggregater skal dimensjoneres for inaktivering av Adenovirus, ifølge FHI [33].



Figur 59: Renseprosessen ved eksisterende vannverk på Jelsa

Vannrensprosessen i det gamle vannverket på Gjerde har dermed kun UV-aggregatet som hygienisk barriere for desinfeksjon av drikkevann. Etter forskriften skal et vannverk ha tilstrekkelige hygieniske barrierer, også dersom en opplever utfall i deler av vannrenseanlegget. Videre har vannverket på Jelsa kun én linje og følgende også kun et UV-anlegg.

6.4.3 Råvannskvalitet og nødvendig barrierehøyde i gamle Jelsa vannverk

Råvannskvaliteten på drikkevannet er bestemt fra tilgjengelige drikkevannsprøver fra "www.aqualytica.no". Kvaliteten skal kartlegges på bakgrunn av vannprøver for de siste 3 år. Det finnes ingen publiserte vannprøver fra etter 2006. Perioden settes derfor fra 01.01.2003 til 01.01.2006. En oppsummering av vannprøvene er vist i vedlegg J.

Vannprøvene for grunnvannet på Gjerde viser en råvannskvalitet tilsvarende klasse B etter klassifisering ihht. MBA-veilederen. Råvann i kvalitetsklasse B har barrierehøyde på $4b + 4v + 2p$.

Det er ikke kjent om det er satt opp forbud mot kloakkutslipp gjennom infiltrasjonsanlegg eller spredning av kloakkslam i sone 1, men uavhengig av dette og på bakgrunn av at området ligger høyere enn annen bebyggelse er det et lite sannsynlig tilfelle. Det er kun for nye tiltak en får log-kreditt og kan redusere barrierehøyden, og ved å ikke sette inn nye tiltak i de ulike sonene rundt brønnens nedbørfelt medfører dette at log-reduksjonen på UV-aggregatet må tilsvare den totale barrierehøyden for å tilfredsstillere kravet til hygieniske barrierer.

Ettersom detaljene for UV-aggregatet ikke er kjent antas denne til å ha konservative verdier. Antagelsene beror på en gjennomsnittsdose på 30 mJ/cm^2 og at den har en dokumentert strømtilførsel. 30 mJ/cm^2 er den laveste effekten et UV-aggregat kan klassifiseres for og begrepet dokumentert strømtilførsel betyr at det er liten sannsynlighet for utfall av strøm, variasjon i spenning og lignende.

Ved oppstart antas det også at UV-aggregatet startes før vannproduksjonen tiltar og at det finnes tilfredsstillende rutiner for rengjøring, kontroll og kalibrering av sensorer. Disse antagelsene styrker log-reduksjonen til UV-aggregatet. Analysen er vist i figur 60 og er beregnet ved verdier fra Norsk Vann sin MBA-veiledning [9].

Barriereanalyse for gamle Jelsa vannverk			Bakterier	Virus	Parasitter	
					Giardia	Cryptosporidium
Nødvendig barrierehøyde	A		4,0	4,0	2,0	2,0
Hygieniske barrierer før desinfeksjon	B	Grunnvannets log-kreditt	0,00	0,00	0,00	0,00
	C	Vannbehandlingsprosess 1	-	-	-	-
		Vannbehandlingsprosess 2	-	-	-	-
Nødvendig reduksjon i sluttdesinfeksjon	D	$D = A \div B \div C$	4,00	4,00	2,00	2,00
Desinfeksjonens barriereeffekt	E	UV-bestråling	1,50	1,15	1,50	1,50
		Klor-tilsats	-	-	-	-
		Ozon-tilsats	-	-	-	-
Barrierestatus før tiltak	0 % oppfylt etter § 13		-2,50	-2,85	-0,50	-0,50
Nye tiltak i og rundt vannverket	B ₁	Nye tiltak for grunnvannet	0,75	0,75	0,55	0,55
	C ₁	Ny vannbehandlingsprosess	-	-	-	-
	E ₁	Ny desinfeksjon	-	-	-	-
Barrierestatus etter tiltak	33 % oppfylt etter § 13		-1,75	-2,10	0,05	0,05

Figur 60: Barriereanalyse for gamle Jelsa vannverk

Resultatet av barriereanalysen viser en negativ barrierestatus for alle patogengruppene og dermed en oppnåelsesgrad på 0 % i henhold til kravet om hygieniske barrierer.

Ved å legge inn tiltak i nedbørfeltet og i sone 0 og 1 kan det oppnås log-kreditt. Analysen gjøres derfor en gang til med nye tiltak som inngjerding av brønnsone og et forbud mot nybygg og andre potensielle forurensende aktiviteter i både sone 1 og 2. Dette gir en log-kreditt på $0,75b + 0,75v + 0,55p$ som kan trekkes fra den opprinnelige barrierehøyden.

Nederst i figur 60 er disse tiltakene og log-kreditten de medfører lagt inn. Barrierestatusen etter tiltakene medfører at kravet for patogengruppen parasitter er tilfredsstilt, men ikke for bakterier eller virus. Dette medfører en oppnåelsesgrad på 33 %.

6.4.4 Vurdering av tidligere kilde og renseprosess

Kimtallet er en parameter som viser generell forekomst av bakterier. Ved å se på reduksjon i kimtallet mellom råvanns- og rentvannssiden kan en se den faktiske log-reduksjonen til UV-aggregatet. Den prosentvise reduksjonen er beregnet ved det gjennomsnittlige kimtallet over en treårsperiode brukt i følgende formel.

$$\% \text{-reduksjon}_{\text{kimtall}} = \frac{\text{kimtall råvann} - \text{kimtall rentvann}}{\text{kimtall råvann}} \cdot 100 \% \quad (16)$$

Verdiene for det gjennomsnittlige kimtallet er 74,25 før og 3,3846 etter, se vedlegg J. Dette gir en reduksjon på 95,5 %.

Denne reduksjonen tilsvarer en log-reduksjon på 1,6 ved å interpolere verdien mot tabell 13. Det er viktig å påpeke at denne verdien gjelder som et gjennomsnitt i et treårsperspektiv og at det kan være perioder hvor inaktiveringsgraden kan være lavere eller høyere. Et eksempel er om sommeren hvor kimtallet er høyere enn resten av året. Dette forteller at inaktiveringsgraden er lavere og kan skyldes en høyere bakteriekonsentrasjon i grunnvannet eller høyere fargetall. Høyere fargetall senker effekten til UV-aggregatet og en høy bakteriekonsentrasjon vil kunne overgå aggregatets kapasitet.

Flyfoto viser at om sommeren er det tegn til en oppblomstring av vannliljer. Dette kan tyde på et høyere organisk nivå i



Figur 61: Gjerdevannet om sommeren [11]

Gjerdevannet og derfor også i grunnvannet om sommeren. Slike endringer kan føre til høyere fargetall eller høyere bakteriekonsentrasjon. Dette underbygges av læreboken "The Ultraviolet Disinfection Handbook" [34, s. 83]. Verdien på 1,5, som er lagt til grunn for UV-aggregatet som log-reduksjon i MBA-analysen, representerer derfor en konservativ verdi.

I vannprøvene er det ikke testet for parametere som kan si noe om inaktivering av virus, men det er sannsynlig at inaktiveringsgraden for virus er omtrent lik som for bakterier. Uansett møter ikke vannverket kravet om tilstrekkelige hygieniske barrierer for verken bakterier eller virus. MBA-analysen legger også en grense på $2b + 2v + 1,25p$ som kan krediteres ved innføring av tiltak i sone 0 til 2. Dette medfører at tiltak i disse sonene alene ikke vil medføre at vannverket oppfyller kravene.

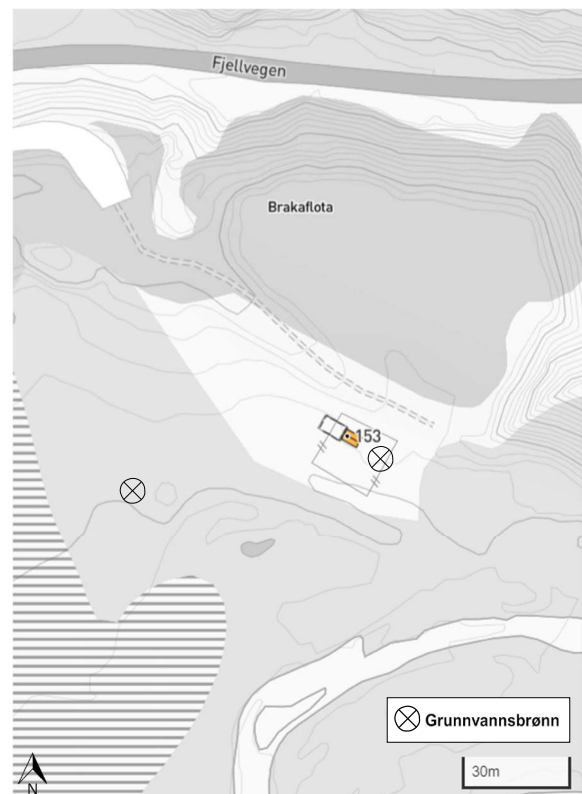
Det er også slik at vannverket har en linje i dag og derfor vil det være sårbart ved feil, svikt eller stopp i vannproduksjonen. Det mest hensiktsmessige vil likevel være å innføre kokevarsel ved bruk av vannverket enn å investere i komponenter som øker log-reduksjonen. Klordosering i høydebassenget kunne vært en løsning, men ettersom Suldal kommune ikke bruker klor for noen av sine anlegg er det ikke bærekraftig eller ressursriktig å bruke dette. Klor er ferskvare og personell må ha opplæring for å bruke dette. Andre renseprosesser ville medført å bygge et nytt vannverk for å få plass til andre systemer. I kombinasjon med at reserverenseanlegget er lite i bruk er det ikke en ressursriktig vurdering. I korte perioder er et kokevarsel den ressursriktige løsningen.

6.5 Erfjord vannverk

6.5.1 Beskrivelse av dagens kilde

Vannverket i Erfjord ligger i Hålandsdalen i Erfjord og er et grunnvannsværk med brønn i løsmasser, se figur 62. Vannverket har to brønner som har inntak i grunnvannselven som renner i løsmassene under Hålandselven. Brønnene ligger på 11 og 17 meters dyp og er inngjerdet med gjerder på ca. 5 x 5 meter.

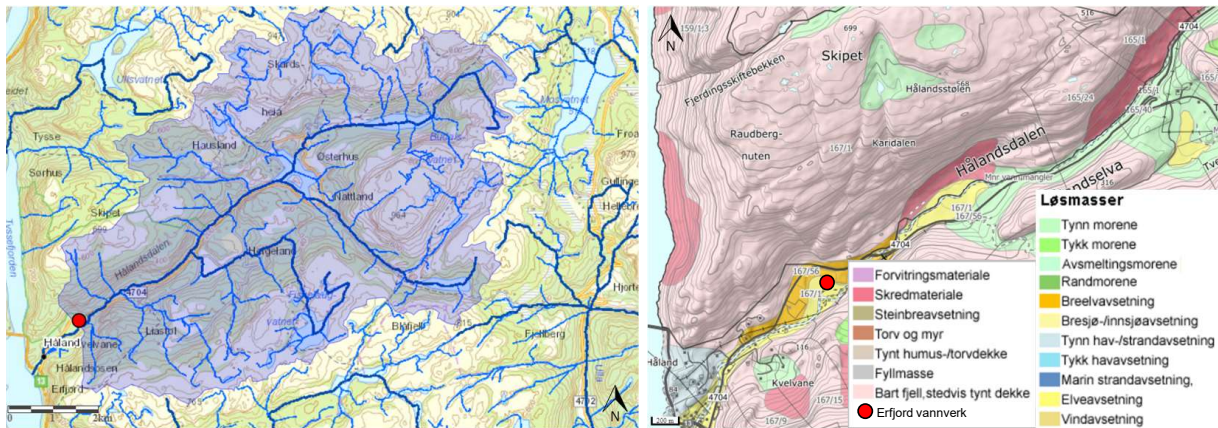
Kvaliteten på drikkevann fra grunnvannsbrønner avhenger av flere faktorer [4, s. 140]. De overliggende løsmassene i umettet sone har betydning for både infiltrasjonsevnen og rense-



Figur 62: Erfjord vannverk

egenskaper. Videre er oppholdstiden vannet har hatt i grunnvannet og arealbruken i området også faktorer som påvirker kvaliteten til drikkevannet [4, s. 143].

Hålandselven har et nedbørfelt på ca. 5 740 hektar oppstrøms for Erfjord vannverk. Dette er beregnet med NEVINA og vist i figur 63. Se ellers vedlegg K for flere detaljer. Figuren viser også sammensetningen av løsmassene i området hvor det er forekomster av morene, bre- og elveavsetninger.

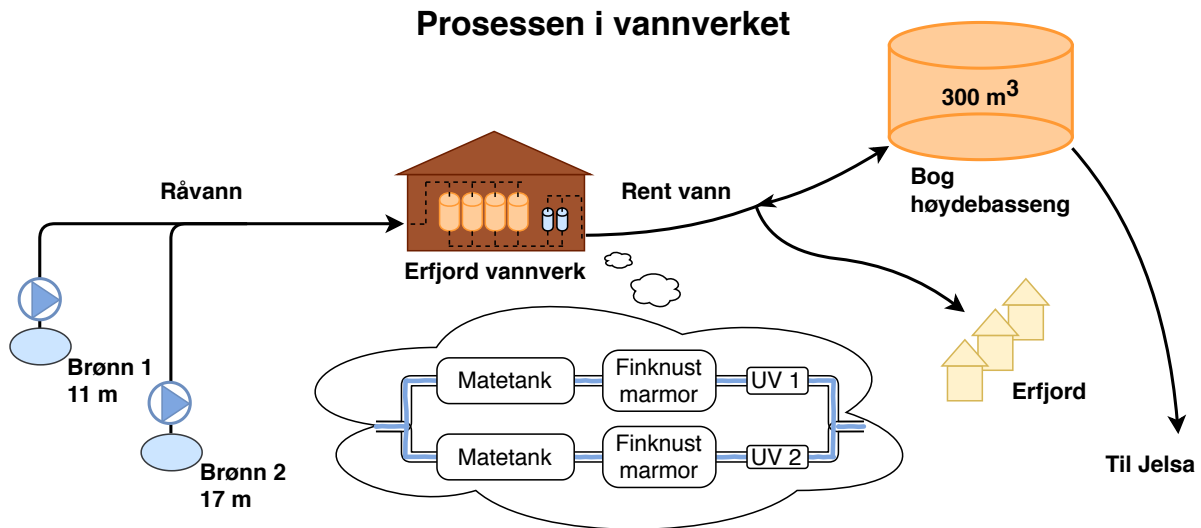


Figur 63: Nedbørfeltet til Hålandselven [32] og grunnforhold [13]

Området som er oppstrøms for vannverket er, med unntak av et sandtak i umiddelbar nærhet, i stor grad uberørt helt til Helgeland, ca. 3 km oppover dalen. Her er det et par gårdstun som ligger høyere oppe i terrenget med avstand på ca. 300 meter fra Hålandselven. Videre oppover dalen ligger områdene Nattland og Østerhus med et større innslag av dyrket mark, ca. 44 hektar. Disse har avrenning til Nattlandsvannet som er Hålandselven sitt utgangspunkt. Det er ca. 5,5 km fra Erfjord vannverk til Nattlandsvannet.

6.5.2 Renseprosessen i Erfjord vannverk

Vannet fra grunnvannsbrønnene blir pumpet til vannverket og sendt gjennom et marmorfilter før det gjennomgår UV-aggregatet og går videre ut på nettet og til Bog høydebasseng.



Figur 64: Renseprosessen ved eksisterende vannverk i Erfjord

Råvannet i Erfjord har en gjennomsnittlig pH på 6,7 for de siste 3 årene. Det er i nedre sjikt for anbefalt pH i drikkevann. Drikkevannsforskriftens vedlegg 2 om tiltaksgrenser anbefaler et intervall i pH fra 6,5 til 9,5. Marmorfilteret øker pH og tilsetter kalsium i vannet. Det er ikke kjent om vannet er bløtt, men tilsetning av kalsium er en typisk prosess for bløtt vann.

6.5.3 Råvannskvalitet og nødvendig barrierehøyde i Erfjord vannverk

Råvannskvaliteten i Erfjord er bestemt ved samme metode som for reservevannverket på Jelsa. Prøveperioden er satt fra 01.01.2017 til 01.01.2020 og på bakgrunn av vannprøvene får grunnvannet en kvalitetsklasse B. I likhet med grunnvannet på Jelsa er barrierehøyden til råvannet $4b + 4v + 2p$.

Det er allerede implementert enkelte tiltak ved dette vannverket som inngjerding og forbud mot forurensing, som vist i figur 65. Brønnåpningen er bygget opp i terrenget for å sikres mot flom. Ved stor snøsmelting fra fjellene i nedbørfeltet kan Hålandselven overgå sine bredder, selv med Natlandsvannet som et utjevningsbasseng. Det er ikke kjent om det foreligger flere tiltak enn tiltakene nevnt over.



Figur 65: Inngjerding av brønnsone og forbud mot forurensing (foto: privat)

UV-aggregatet i dette vannverket er av nyere dato og har en biosimetriske dose på 40 mJ/cm². Det antas også her at det foreligger dokumentert strømtilførsel, tilfredsstillende måleutstyr og mulighet for å lese av vannmengder i UV-aggregatet som vist i tabell 2.9 i MBA-veilederen [9, s. 29].

Videre antas det også at vannverket har alarmer som inntreffer ved uønskede hendelser i vannverket. Dette kan være overskridelse av ulike parametere eller at marmorfilteret må bytte media. Ettersom vannverket har to produksjonslinjer med hvert sitt UV-aggregat medfører dette en betydelig høyere log-reduksjon for UV-steget enn ved reservevannverket på Jelsa. MBA-analysen for vannverket er vist i figur 66.

Analysen viser at barrierestatusen for dagens tilstand har en oppnåelsesgrad på 67 % knyttet til kravet om tilstrekkelig hygieniske barrierer. Det er patogengruppen virus vannverket ikke i tilstrekkelig grad inaktiverer.

Barriereanalyse for Erfjord vannverk			Bakterier	Virus	Parasitter	
					Giardia	Cryptosporidium
Nødvendig barrierehøyde	A		4,0	4,0	2,0	2,0
Hygieniske barrierer før desinfeksjon	B	Grunnvannets log-kreditt	0,00	0,00	0,00	0,00
	C	Vannbehandlingsprosess 1	0,40	0,20	0,40	0,40
		Vannbehandlingsprosess 2	-	-	-	-
Nødvendig reduksjon i sluttdesinfeksjon	D	$D = A \div B \div C$	3,60	3,80	1,60	1,60
Desinfeksjonens barriereeffekt	E	UV-bestråling	3,80	3,33	3,80	3,80
		Klor-tilsats	-	-	-	-
		Ozon-tilsats	-	-	-	-
Barrierestatus før tiltak	67 % oppfylt etter § 13		0,20	-0,47	2,20	2,20
Nye tiltak i og rundt vannverket	B ₁	Nye tiltak for grunnvannet	0,50	0,50	0,30	0,30
	C ₁	Ny vannbehandlingsprosess	-	-	-	-
	E ₁	Ny desinfeksjon	-	-	-	-
Barrierestatus etter tiltak	100 % oppfylt etter § 13		0,70	0,03	2,50	2,50

Figur 66: Barriereanalyse for Erfjord vannverk

Ved å innføre et forbud mot nybygg og andre potensielt forurensende aktiviteter i sone 1 og 2 kan barrierehøyden reduseres med $0,50b + 0,50v + 0,30v$. Dette sikrer at vannverket får en oppnåelsesgrad på 100 % knyttet til kravet om hygieniske barrierer.

6.5.4 Vurdering av dagens kilde og renseprosess

Vurderingen av Erfjord vannverk er at vannverket isolert sett har tilfredsstillende vannrenseprosesser for den kvaliteten grunnvannet har. Vannverket har tilfredsstillende hygieniske barrierer ved innføring av de nevnte tiltakene. Dette er tiltak som går på vannverkets nære soner og har en risikodempende effekt. Under arbeidet med analysen kom det også frem at dersom vannverket derimot hadde kun hatt en produksjonslinje ville ikke kravet vært oppfylt, selv med innføring av nye tiltak. De to produksjonslinjene er derfor en essensiell faktor for å oppnå 100 % oppnåelsesgrad.

Prøvene fra råvannet viser en større variasjon for de ulike parameterne, men dette må sees i sammenheng med at det er tatt fire til fem ganger flere vannprøver i denne treårsperioden. Betydningen av å ha et filter i vannrenseprosessen fremkommer også godt ved sammenligning av fargetallet. For Erfjord vannverk holder dette seg stabilt på 2 mg Pt / l gjennom hele perioden, men ved reservevannverket på Jelsa varierer det mellom 1 til 7.

7 Videre arbeid

I denne delen fremmes to forslag som vil påvirke både planområdet og den kommunale infrastrukturen på Jelsa i betydelig grad.

7.1 Reduksjon av antall pumpestasjoner

Som tidligere nevnt i kapittel 5.4.4 er det behov for to pumpestasjoner i området. I arbeidsprosessen ble det oppdaget en løsning som reduserte behovet fra to til en pumpestasjon. Løsningen innebærer en ny veg mellom o_V3 og o_V4, som vist i figur 67. Det må ikke nødvendigvis være en veg, men kan være en gangsti eller annet gangareal som er stort nok til å kunne parkere kjøretøy og ha tilkomst til ledning og kum for vedlikehold.

Denne vegen ville utløst flere endringer i reguleringsplanen, blant annet omregulering av flere tomter. Det er ikke foretatt en detaljprosjektering av denne løsningen, men skisser viser at helningen på vegen ville vært mellom 9 og 11 % på det bratteste. Det er heller ikke vurdert om tiltaket ville kommet i konflikt med turstien som ligger like ved.

Ettersom oppgaven er å lage en teknisk plan som kommunen vil ha god nytte av har ikke denne løsningen vært videre drøftet annet enn i dette kapitlet.



Figur 67: Skisse av alternativ trasé

7.2 Nytt høydebasseng på Jelsa

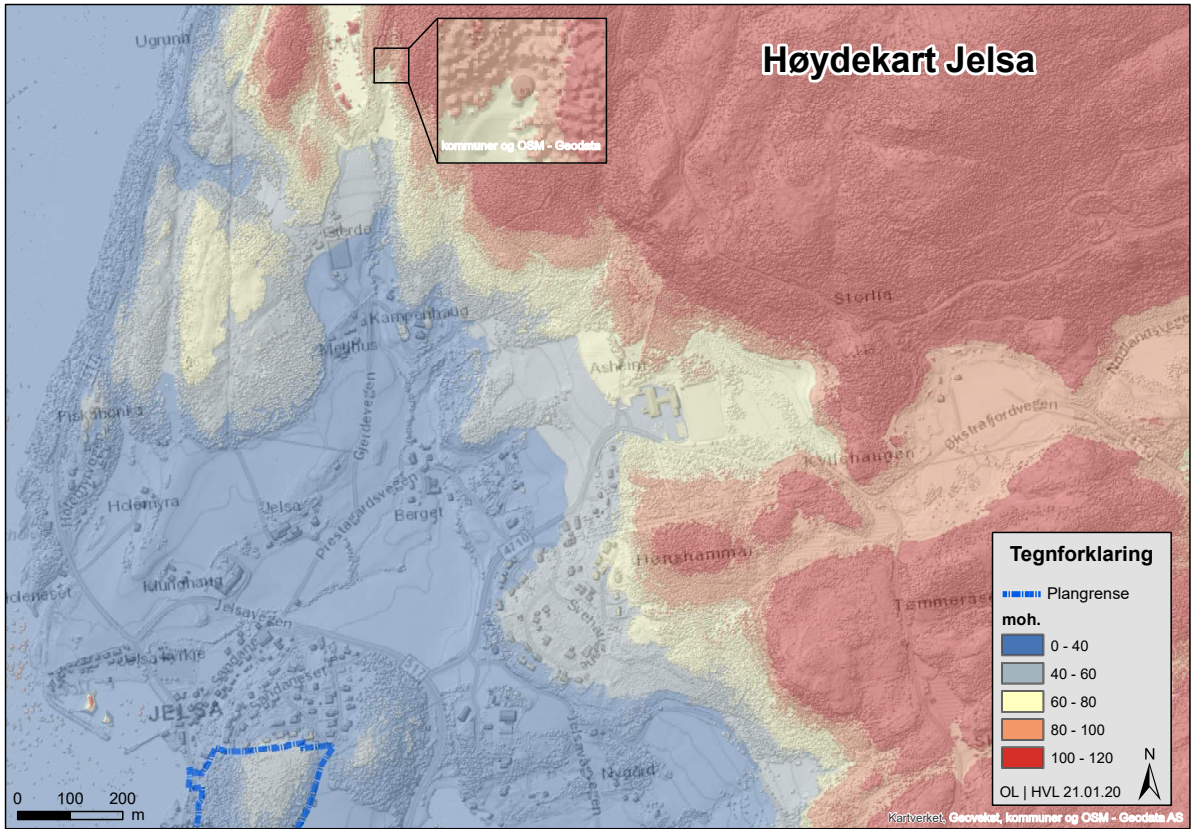
På Jelsa er det i dag et par boliger som har installert trykkøkingsstasjon i egne hjem. Dette skyldes lavt trykk enkelte steder i de kommunale vannledningene. Videre er det ved hjelp av beregninger og dataanalyser gjennom oppgaven vist at kravet til brannvannsmengder på 20 l/s ikke er mulig å overholde. Disse utfordringene kan løses ved å bygge et nytt høydebasseng.

I møtet med kommunen kom det frem at man planlegger å legge en ny sjøledning fra Jelsa til et annet område hvor drikkevannskapiteten er liten. I et langsiktig perspektiv kan det derfor være interessant å bygge et nytt høydebasseng på Jelsa som et nytt "mellomstopp" for drikkevannet. Dette vil øke forsyningssikkerheten for alle som er tilknyttet dette drikkevannssystemet ved produksjonsstopp i vannverket.

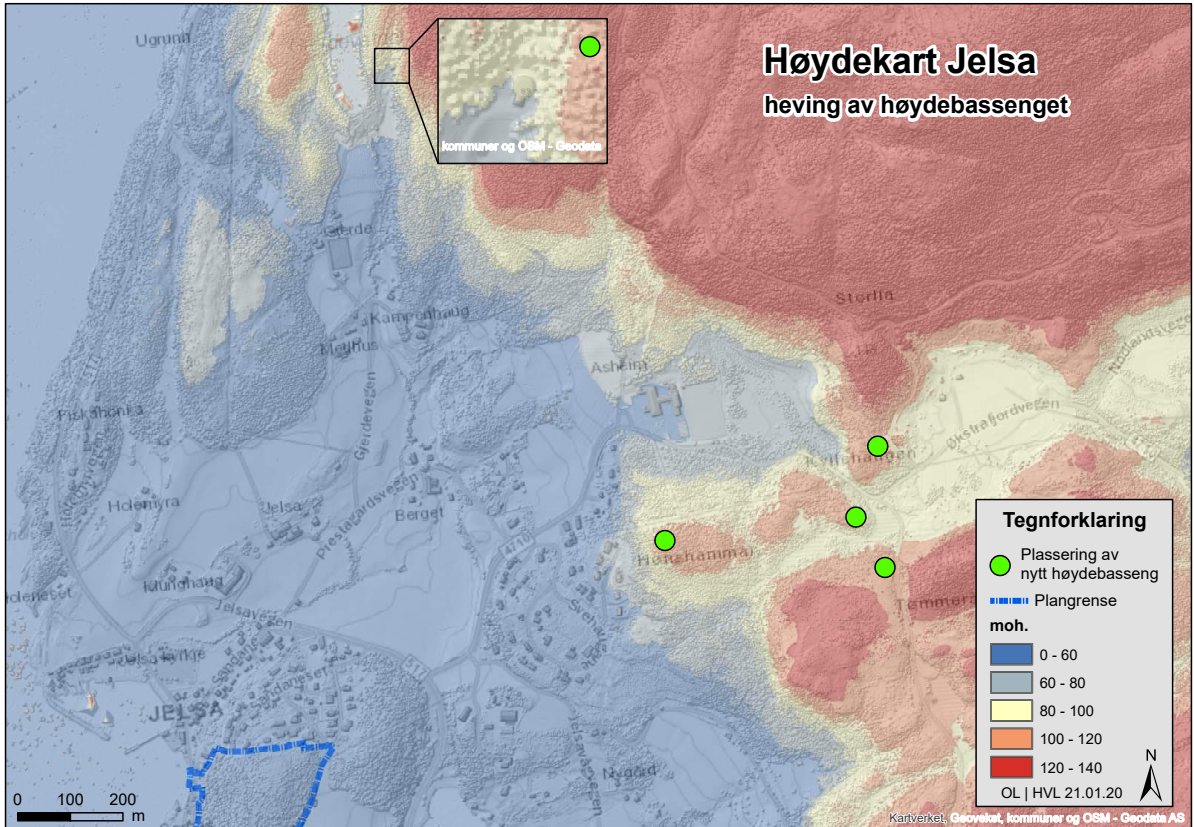
Effekten av å bygge et nytt høydebasseng er gjenstand for vurdering i påfølgende analyse. Datagrunnlaget er laserscanninger fra www.hoydedata.no. Dataene er benyttet for å lage en terrengoverflate av hele Jelsa. Terrengoverflaten er fargelagt etter ulike høyder som tilsvarer trykksoner. Figur 68 viser dagens situasjon. Analysen er ikke en nøyaktig modell og baserer seg utelukkende på høydeforskjellen mellom høydebassenget og resten av Jelsa. Den vil derfor kun indikere områder hvor det er en overveiende sannsynlighet for lavt trykk. Lavt trykk er definert som mindre enn 20 mVS i denne analysen.

For å se på effekten av et nytt høydebasseng er det gjort en identisk analyse hvor høydebassenget er hevet med 20 meter. Denne er vist i figur 69. Figuren viser potensielle lokasjoner for et nytt høydebasseng. Disse er kun vurdert på bakgrunn av høydeforskjellen. Det vil imidlertid være nødvendig med en videre drøfting av andre faktorer som påvirker plasseringen. Noen eksempler er å vurdere hva en skal gjøre med det eksisterende høydebasseng og andre installasjoner på ledningsnett, grunnforhold, vegtilkomst og økonomi.

Sammenligningen mellom figur 68 og 69 viser at hele Jelsa ikke lenger vil ha overveiende sannsynlighet for lavt trykk. EPANET-modellen som er benyttet i kapittel 5.3.3 viser at det vil være tilgjengelig trykk for et uttak på 20 l/s ved påkoblingskum for Sandaneset Sør uten at trykket faller lavere enn situasjonen i dag ved et uttak på 8 l/s. Likevel medfører dette en strømningshastighet på 2,6 m/s i vannledninger med 110 mm diameter. En videre drøfting må også vurdere om drikkevannsarmaturene i kummene vil kunne motstå en slik hastighet, spesielt ved tapping flere steder.



Figur 68: Høydekart over Jelsa med inndeling i kritiske trykksoner



Figur 69: Høydekart over Jelsa med inndeling i kritiske trykksoner etter heving

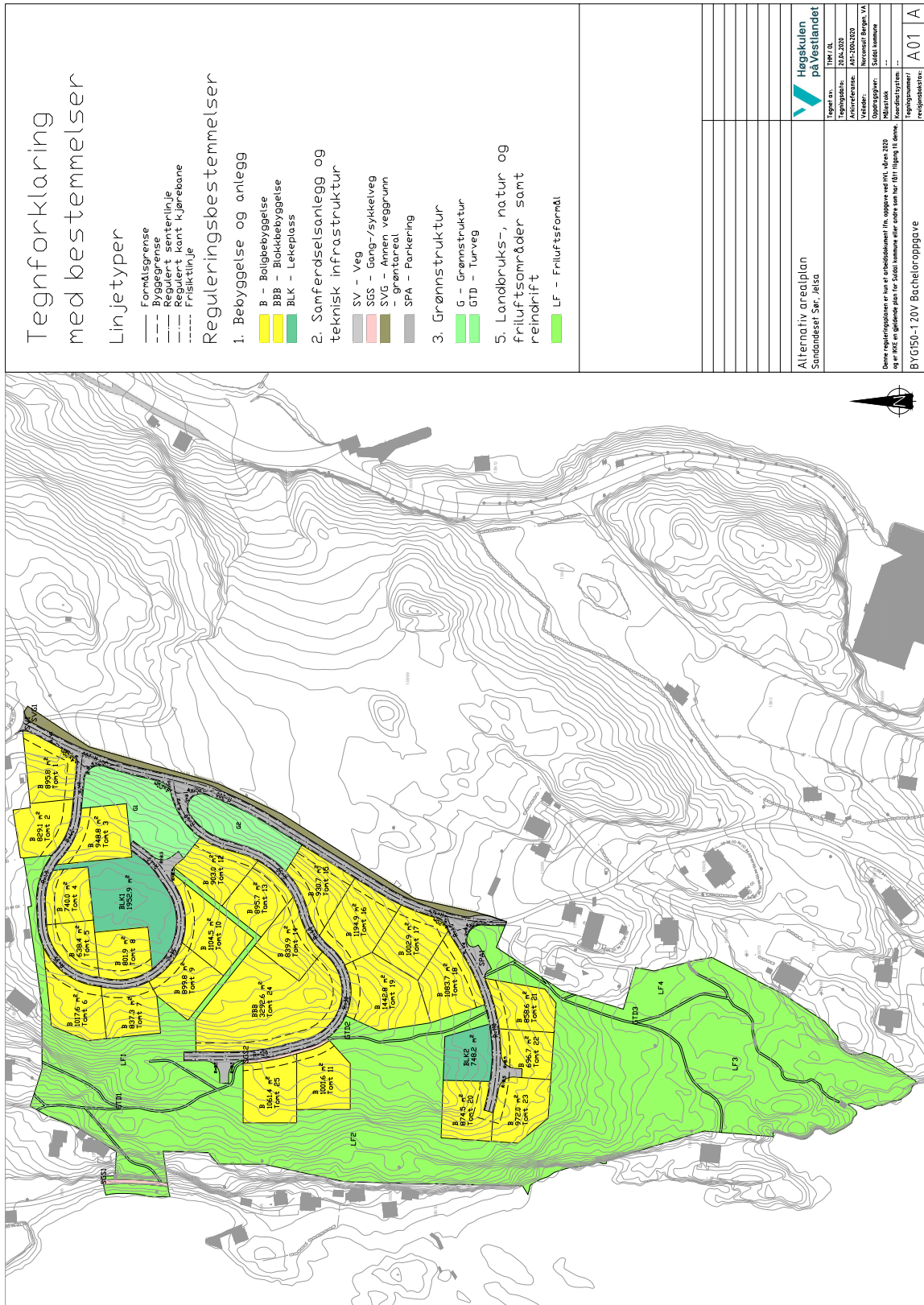
Kildeliste

- [1] Suldal kommune, "Kommuneplan 2015 - 2024," 2015, hentet 19.12.2019 fra <https://www.suldal.kommune.no/tenester/planar-hoyringar-og-styringsdokument/kommuneplan-2015-2024/>.
- [2] Stavanger kommune mfl., "Vegnorm for Sør-Rogaland, 2017," hentet 17.03.20 <https://www.stavanger.kommune.no/vei-og-trafikk/vegnorm-for-sor-rogaland/>.
- [3] Hjelmeland kommune, "VA-norm for Hjelmeland kommune, 2019," hentet 17.01.20 <http://va-norm.no/hjelmeland/>.
- [4] H. Ødegaard, S. T. Thorolfsson, O. Lindholm, S. W. Østerhus, S. Sægrov, G. Mosevoll, and A. Heistad, *Vann- og avløpsteknikk*. Norsk Vann, 2. utgave, 2014.
- [5] O. Lindholm, S. Endresen, B. T. Smith, and S. Thorolfsson, *Veiledning i dimensjonering og utforming av VA-transportssystem (rapport 193)*, Norsk Vann BA, 2012.
- [6] K. H. Paus, "Kurs i klimatilpasning og overvann," hentet 12.05.20 fra https://norsk vann.no/images/gjertrude/pdf/Dag_1_-_03_-_Løsninger_-_Overordnede_strategier_Paus.pdf.
- [7] S. K. Jenson and O. Domingue, "Extracting topographic structure from digital elevation data for geographic information-system analysis," *American Society for Photogrammetry and Remote Sensing*, 1988.
- [8] ESRI, "How stream order works," hentet 18.04.20 fra <https://pro.arcgis.com/en/pro-app/tool-reference/spatial-analyst/how-stream-order-works.htm>.
- [9] H. Ødegaard, S. Østerhus, and E. Melin, *Veiledning i mikrobiell barriere analyse (MBA)*, Norsk Vann BA, 2014.
- [10] Omega Areal, "Detaljregulering for Sandaneset Sør - Jelsa," 2017, hentet 12.05.20 fra https://webhotel3.gisline.no/Webplan_1134/gl_planarkiv.aspx?planid=201703.
- [11] Kartverket, Nibio og Statens vegvesen, "Norge i bilder flyfoto," hentet 03.03.20 fra <https://norgeibilder.no>.
- [12] Miljøstatus, "Kulturminnekart," hentet 27.01.20 fra <https://miljoatlas.miljodirektoratet.no/MAKartWeb/KlientFull.htm>.
- [13] Norges geologiske undersøkelse, "Løsmassekart," hentet 27.01.20 fra <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>.
- [14] Statens vegvesen Vegdirektoratet, "N100 "Veg- og gateutforming", 2019," hentet 27.03.20 fra <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker>.
- [15] Statens vegvesen, "Håndbok V121 Geometrisk utforming av veg- og gatekryss", 2014," hentet 20.04.20 fra <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker>.
- [16] Suldal kommune, "Beredskapsplan - Vannforsyningen i Suldal kommune," 2018, hentet 24.01.20 fra https://www.suldal.kommune.no/_f/iee1f1b31-bf0b-401f-b80e-e92f251db2d7/beredskapsplan_2016._rev.6.pdf.
- [17] Kommunal- og moderniseringsdepartementet, "Plan- og bygningsloven – pbl," <https://lovdata.no/>.
- [18] SSB, "Familier og husholdninger," 2019, hentet 22.04.20 fra

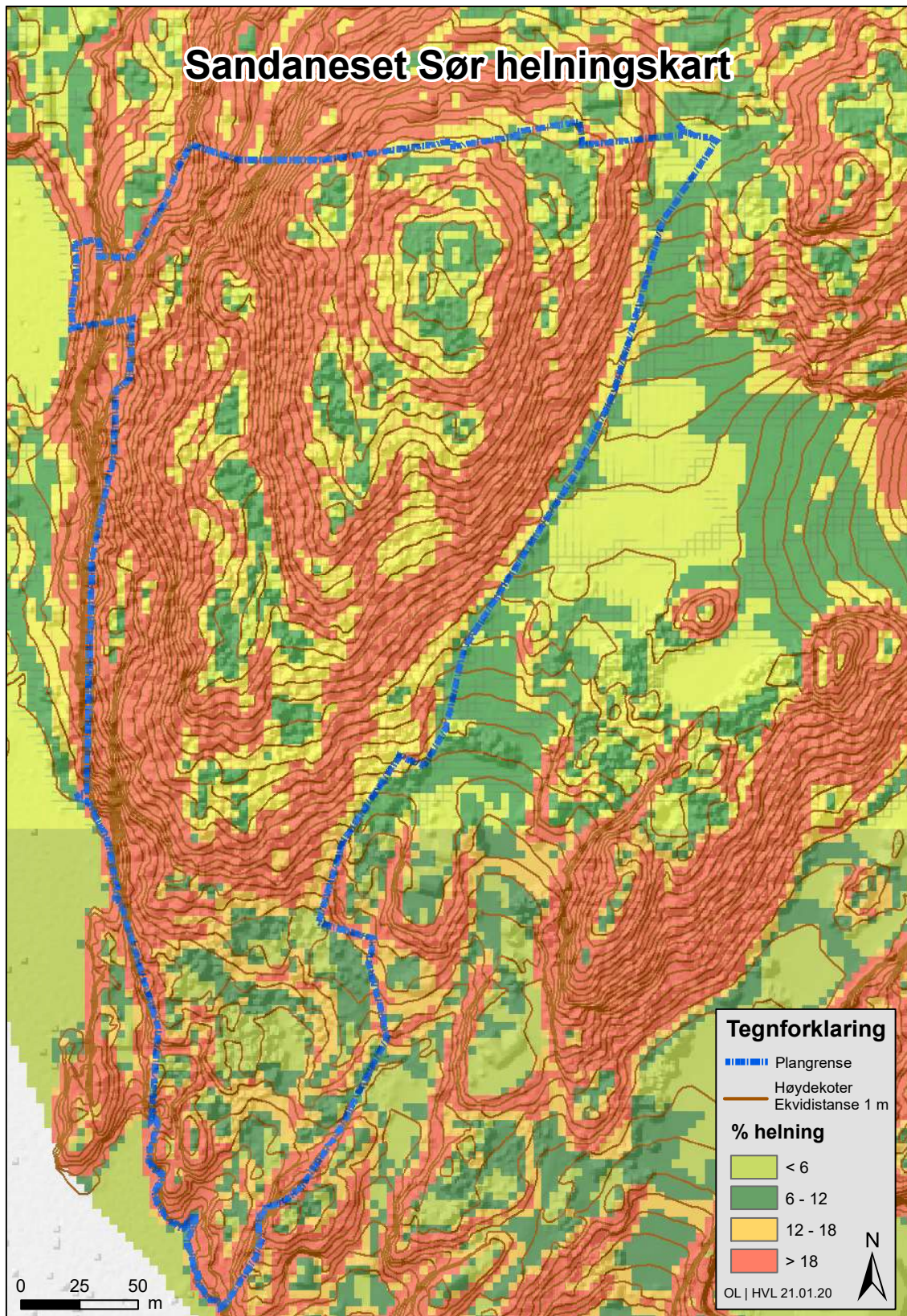
- <https://www.ssb.no/befolkning/statistikker/familie>.
- [19] —, "Statistikkbanken - befolkning," 2019, hentet 14.01.20 fra <https://www.ssb.no/statbank/table/04317/>.
- [20] —, "Kommunal vannforsyning - vann kostra," 2019, hentet 23.04.20 fra https://www.ssb.no/natur-og-miljo/statistikker/vann_kostra.
- [21] Stiftelsen VA/Miljø-blad, "Va/miljøblad nr. 115 beregning av dimensjonerende avløpsmengder," 2015, hentet 27.04.20 fra <http://www.va-blad.no/utgitte-blader/>.
- [22] Pipelife Norge AS, "Rørhåndboka," 2007, hentet 04.05.20 fra <https://felles.trd.atea.no/pipelife/Diverse/Rørhåndboka.pdf>.
- [23] Stiftelsen VA/Miljø-blad, "Va/miljøblad nr. 79 dimensjonering av avløpsledninger," 2015, hentet 07.05.20 fra <http://www.va-blad.no/utgitte-blader/>.
- [24] Foreningen for internasjonale vannstudier, Fivas, "Tips til å redusere vannforbruket ditt," u.d., hentet 10.05.20 fra <https://fivas.org/vann-og-sanitaer/>.
- [25] Statens vegvesen Vegdirektoratet, "Håndbok N200 "Vegbygging", 2014," hentet 29.04.20 fra <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker>.
- [26] Meteorologisk institutt, Norges vassdrags- og energidirektorat, NORCE og Bjerknessenteret, "Nedbørintensitet," hentet 06.05.20 fra <https://klimaservicesenter.no/faces/desktop/idf.xhtml>.
- [27] Pipelife, "Pipelife produktdatabase," hentet 04.05.20 fra <http://katalog.pipelife.no/dev/>.
- [28] Statens vegvesen Vegdirektoratet, "Håndbok N200 "Vegbygging", 2018," hentet 29.04.20 fra <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker>.
- [29] J. C. Crittenden, R. R. Trussell, D. W. Hand, K. J. Howe, and G. Tchobanoglous, *MWH's Water Treatment: Principles and Design, Third Edition: Principles and Design, Third Edition, Appendix C*. John Wiley Sons, 2012.
- [30] Stiftelsen VA/Miljø-blad, "Va/miljøblad nr. 5 grøfteutførelse fleksible rør," 2015, hentet 21.05.20 fra <http://www.va-blad.no/utgitte-blader/>.
- [31] H. Ødegaard, S. Østerhus, and E. Melin, *Veiledning i mikrobiell barriere analyse MBA*. Norsk Vann BA, 2014.
- [32] Norges vassdrag og energidirektorat (NVE), "Nevina nedbørfelt-vannføring-indeks-analyse," hentet 27.01.20 fra <http://nevina.nve.no>.
- [33] Folkehelseinstituttet, "Virus i drikkevann," 2018, hentet 14.05.20 fra <https://www.fhi.no/nettpub/stoffer-i-drikkevann/smittestoffer-i-drikkevann/virus-i-drikkevann/>.
- [34] J. R. Bolton and C. A. Cotton, *The Ultraviolet Disinfection Handbook*, A. W. W. Association, Ed. Glacier Publishing Services, Inc, 2008.

Vedlegg

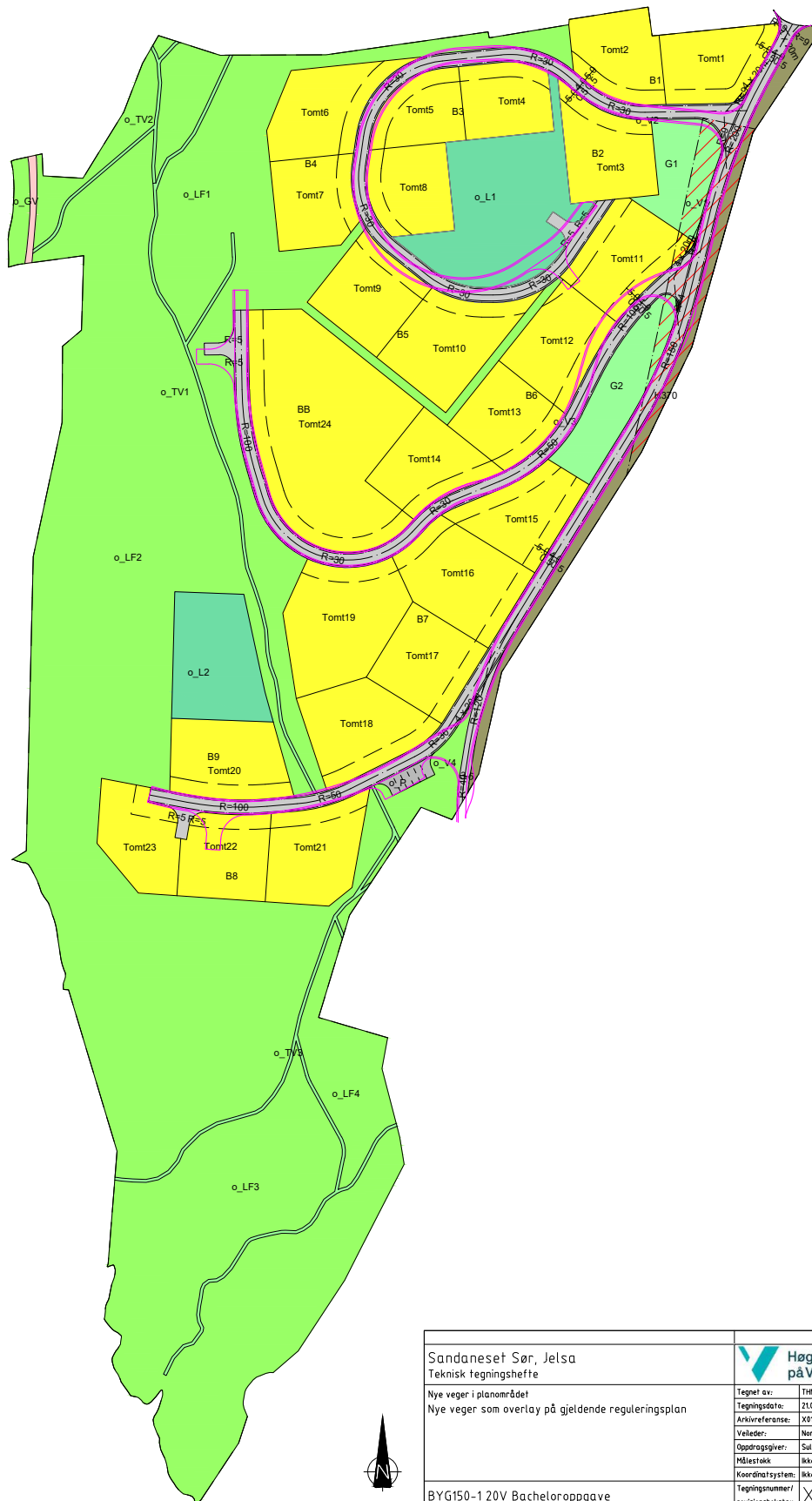
Vedlegg A - Alternativ reguleringsplan




Vedlegg B - Helningskart for Sandanaset Sør



Vedlegg C - Nye veger på gjeldende arealplan



Sandaneset Sør, Jelsa Teknisk tegningshefte		 Høgskulen på Vestlandet	
Nye veger i planområdet		Tegnet av:	THM / OL
Nye veger som overlay på gjeldende reguleringsplan		Tegningsdato:	21.04.2020
		Arkivreferanse:	X01-2024-2020
		Valleder:	Norconsult Bergen, VA
		Oppdragsgiver:	Suldal kommune
		Målestokk:	Ikke relevant
		Koordinatssystem:	Ikke relevant
BYG150-1 20V Bacheloroppgave		Tegningsnummer/ revisjonsbokstav:	X01 A

Vedlegg D - Utregning og bestemmelse av overbygning

Overbygning for Markusvikvegen og tilstøtende veger

Dimensjonering av overbygningen av en veg tar utgangspunkt i summen av ekvivalente 10-tonns aksellaster per felt i dimensjoneringsperioden. Denne tar utgangspunkt i trafikkmengden i området gitt ved variablene $\dot{A}DT$, $\dot{A}DT_T$ og trafikkvekst sammen med veg-tekniske variabler som antall felt og aksler på tunge kjøretøy.

Stipulering av $\dot{A}DT$ og $\dot{A}DT_T$

I dag er det 10 boenheter i Markusvika som bruker Markusvikvegen. Nytt boligfelt er regulert til maksimalt 66 boenheter. Dette medfører at det totale antall boenheter tilknyttet Markusvikvegen er maksimalt 80 boenheter. Antall bilturer pr. boenhet utgjør 2,5 – 5 turer [kilde]. Ved å anta et høyt antall turer tas det hensyn for trafikkøkning og eventuelle kjellerleiligheter.

Området inneholder også regulert turområde og parkering til dette, men vil ikke øke trafikken i vesentlig grad. Det er også lite sannsynlig at området bygges ut med maks antall boenheter.

Utregning av $\dot{A}DT$:

$$\dot{A}DT_{\text{maks}} = \text{BOLIG}_{\text{maks}} \cdot \text{TURER pr. BOLIG}_{\text{maks}} = 80 \cdot 5 \Rightarrow \dot{A}DT_{\text{maks}} = 400$$

Utregning av $\dot{A}DT_T$:

Tunge kjøretøy er definert som kjøretøy med tillatt totalvekt over 3,5 tonn og er en viktig parameter for å beregne riktig overbygning. Tunge kjøretøy utgjør all kjøring med i forbindelse med boss- og slamtømming, utbygging, transport og landbruk.

Andelen tunge kjøretøy er antatt til å være 2 %. I snitt utgjør dette en 1/100 av alle turer på vegen per dag.

$$\dot{A}DT_T = 2 \% \cdot \dot{A}DT_{\text{maks}} = 2 \% \cdot 400 \Rightarrow \dot{A}DT_T = 8$$

$$\dot{A}DT_T = 8$$

Dimensjoneringsgrunnlag $\dot{A}DT$

Beregnet $\dot{A}DT$ tar hensyn til full utbygging og maks kjøreturer. Videre legger ikke området til for mer utbygging enn det som det allerede er tatt høyde for. Derfor antas en lav årlig trafikkvekst på 0,5 % for $\dot{A}DT$ og $\dot{A}DT_T$.

Nye veger dimensjoneres for trafikkbelastningen som oppstår etter 20 år frem i tid.

$$\dot{A}DT_{20 \text{ år}} = \dot{A}DT_{\text{maks}} \cdot (1,0 + \%)^{\text{år}} = 400 \cdot (1,005)^{20} = 442$$

$$\dot{A}DT_{\text{dim}} = 442$$

Veg-tekniske variabler

Trafikkbelastningen er avhengig av følgende tekniske variabler

C = gjennomsnittlig antall aksler på tunge kjøretøy (normalt 2,4 i Norge)

E = ekvivalensfaktor for tunge kjøretøy (normalt 0,427 ved aksellast 10 tonn)

f = fordelingsfaktor, avhengig av antall kjørefelt (1-feltsveg: 1,0 | 2-feltsveg: 0,5)

Trafikkbelastning, N :

Beregnes etter følgende formel og grupperes etter belastning med tilhørende bokstaver. Trafikklassen er styrende for videre dimensjonering av overbygningen.

$$N = 365 \cdot C \cdot E \cdot \text{ÅDT}_T \cdot f \cdot \frac{(1,0 + 0,01 \cdot p)^{20} - 1}{0,01 \cdot p}$$

$$N = 365 \cdot 2,4 \cdot 0,427 \cdot 8 \cdot 1,0 \cdot \frac{(1,0 + 0,01 \cdot 0,5)^{20} - 1}{0,01 \cdot 0,5} = 62\,778$$

På bakgrunn av trafikkbelastningen tilhører vegen trafikkgruppe A, se tabell 511.1 i N200.

Tabell 511.1 Valg av trafikkgruppe ut fra antall ekvivalente 10 tonns aksler

Trafikkgruppe	Ekvivalente 10 tonns aksler (N)
A	< 500 000
B	500 000 – 1 000 000
C	1 000 000 – 2 000 000
D	2 000 000 – 3 500 000
E	3 500 000 – 10 000 000
F	> 10 000 000

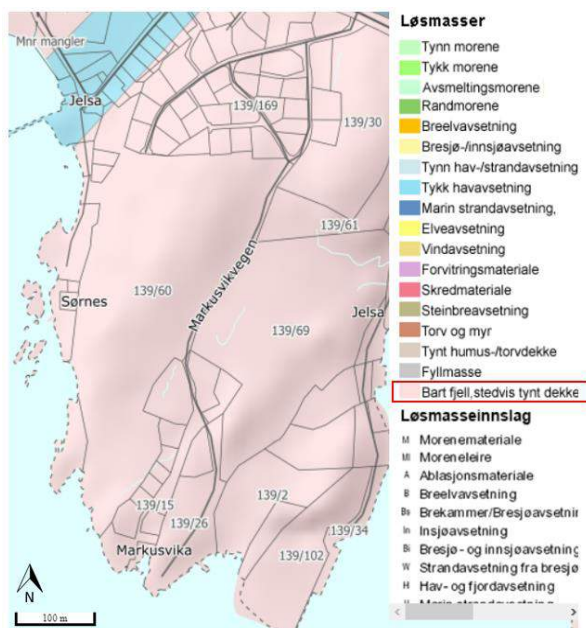
Undergrunn, frostmengder

Undergrunn:

Området består etter NGUs løsmassekart av bart fjell med stedvis tynt dekke Etter befaringen anslår vi at det er ca. 0,5 meter overdekning av vegetasjon i området, noe varierende.

Dagfjellet anslås å kunne danne noe finstoff ved pigging og sprenging. Dette medfører at undergrunnen tilhører telefarlighetsklasse T2, litt telefarlig.

Det stilles ikke krav til å frostsikre undergrunn med T2-materiale etter N200.



NGUs løsmassekart. Hentet fra <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>

Overbygning

Dekke

Etter tabell 530.1 skal vegens slite- og bindlag ha et dekke med 3,0 cm over 3,0 cm.

Tabell 530.1 Dekketyper og krav til minimum lagtykkelser (slitelag og bindlag)

DEKKE (SLITELAG OG BINDLAG) AV BITUMINØSE MASSER (lagtykkelser i cm)				
Dekketype	ÅDT (i åpningsåret)			
	0 - 1000	1000 - 3000	3000 - 5000	> 5000
Myke dekketyper	4,0			
Stive dekketyper	3,0 over 3,0	3,5 over 3,0	4,0 over 3,0	4,0 over 4,0

For veger i trafikkgruppe A kan bindlaget utelates dersom:

- 1) Øvre bærelag består av bituminøse materialer
- 2) Kravet til bærelagsindeks (Bl_k) sikres

Dekket vil derfor kun bestå av 3,0 cm Ab11, som velges fra tabell 513.1.

Tabell 513.1 Anbefalte asfalttyper i slitelag ut fra dominerende påkjenning og bruksområde

Dominerende påkjenning, kriterium for valg av dekke	Årsdagntrafikk, ADT				
	0 - 1500	1501-3000	3001-5000	5001-10000	> 10000
Piggdekkslitasje		Ab 11 Ska 11	Ab 16 Ska 11 Ska 16	Ab 16 Ska 11 Ska 16	Ab 16 Ska 11 Ska 16
Statiske lastpåkjenninger	Ab 11	Ab 11 Ska 11	Ab 11 Ab 16 Ska 11 Ska 16	Ab 11 ¹⁾ Ab 16 ¹⁾ Ska 11 ¹⁾ Ska 16 ¹⁾	Ab 11 ¹⁾ Ab 16 ¹⁾ Ska 11 ¹⁾ Ska 16 ¹⁾
Vegtrafikkstøt (bildekkstøt)			T 8 ¹⁾ Ab 8 Ska 11 ²⁾	T 11 ¹⁾²⁾ Ab 11 ¹⁾²⁾ Da 11 ¹⁾²⁾ Ska 11 ¹⁾²⁾	T 11 ¹⁾ Ab 11 ¹⁾ Da 11 ¹⁾ Ska 11 ¹⁾
Klimapåkjenninger	Ma 11 Agb 11 Ab 11	Ma 11 Agb 11 Ab 11	Ab 11 Ska 11	3)	3)
Horisontale påkjenninger (rundkjøringer o.l)	Agb 11 Ab 11	Ab 11 Ska 11	Ab 11 ¹⁾ Ska 11 ¹⁾	Ab 11 ¹⁾ Ska 11 ¹⁾	Ab 11 ¹⁾ Ska 11 ¹⁾

Videre dimensjonering følger tabell 533.1 som gjelder vegger med bituminøst dekke. Begrunnelse for valgene er gjort under.

Tabell 533.1 Dimensjonering av vegger med bituminøst dekke, lagtykkelser i cm

DIMENSJONERINGSTABELL FOR VEGGER MED BITUMINØST DEKKE (lagtykkelser i cm)							
TRAFIKKGRUPPE (Antall ekvivalente 10 t aksler per felt i dimensjoneringsperioden, N, mill.) Beregning av trafikkgruppe, se kapittel 511.							
		A (< 0,5)	B (0,5 - 1)	C (1 - 2)	D (2 - 3,5)	E (3,5 - 10)	F (> 10)
DEKKE		Dekketype og tykkelse velges på grunnlag av ADT i åpningsåret, se kapittel 530.					
BÆRELAG							
Anbefalte materialer:		Tykkelse (cm), bærelag					
Ag		9	10	11	12	13	14
Ag over Ap		5 over 6	6 over 7	6 over 8	7 over 8	7 over 9	7 over 10
Ag over Ak		5 over 10	6 over 10	7 over 10	8 over 10		
Ag over Gja		6 over 5	6 over 7	6 over 9	6 over 10		
Ag over Fk		5 over 10	6 over 10	7 over 10			
Fk		20					
FORSTERKNINGSLAG PÅ							
Materialtype i grunnen:	Bæreevne-gruppe	Tykkelse (cm), forsterkningslag med lastfordelingskoeffisient a = 1,0					
Bergskjæring, steinfylling, T1 ³⁾	1	30	30	30	30	30	30
Grus C _u ≥ 15, T1	2	30	30	30	30	30	30
Grus C _u < 15, T1 Sand C _u ≥ 15, T1 Bergskjæring, steinfylling T2 ³⁾	3	30	30	30	40	50	50
Sand C _u < 15, T1 Grus, sand, morene, T2	4 ⁴⁾	40	40	50	60	70	80
Grus, sand, morene, T3	5	50	60	70	70	80	90
Silt, leire, T4, c _u ≥ 50 kPa	6	60	70	70	80	90	100
Silt, leire, T4, c _u 37,5-50 kPa	6	60	70	80	80	90	100
Silt, leire, T4, c _u 25-37,5 kPa	6	60+20 ¹⁾	70+10 ¹⁾	80	80	90	100
Silt, leire, T4, c _u < 25 kPa	6	60+50 ¹⁾	70+40 ¹⁾	80+30 ¹⁾	80+30 ¹⁾	90+20 ¹⁾	100+10 ¹⁾
BÆRELAGSINDEKSKRAV, BI_k ²⁾		39	45	50	54	62	65

¹⁾ Tall med pluss foran angir økning av forsterkningslagstykkelsen knyttet til anleggstekniske forhold.

²⁾ Bærelagsindeks (BI), se forklaring i vedlegg 3.

³⁾ Bergskjæring omfatter både dyp- og grunnsprengning. For grunnsprengning er det krav om min 0,75 m fra vegoverflate til topp av knøler, se kapittel 2.

⁴⁾ Gjelder også for forsterkningslag på isolasjonslag av XPS, skumglass eller lettlinker.

Bærelag

Øvre bærelag: 5 cm Ag16.

Nedre bærelag: 8 cm Fk 0/32. Knust berg har lastfordelingskoeffisient 1,35 og tykkelsen kan dermed reduseres fra 10 cm til 8 cm.

Forsterkningslag

Forsterkningslaget består av 28 cm kult 30/60. Kan i teorien reduseres fra 30 cm til 28 cm pga. lastfordelingskoeffisient på 1,1, men vil i praksis være vanskelig da det minste fraksjonene av massen er 30 mm.

Kontroll av overbygningen

Bl_k bærelag

Krav:

- Øvre bærelag skal utgjøre minst 50 % av hele bærelagets indeksverdi, **OK**

Øvre bærelag: 5 cm Ag16 $\Rightarrow 5 \cdot 3,0 = 15$

Nedre bærelag: 8 cm Fk 0/32 $\Rightarrow 8 \cdot 1,35 = 10,8$

Bl_k bærelagsindekskrav

Krav:

- Overbygningen må minimum ha indeksverdi 39.

Slitelag: 3 cm Ab11 $\Rightarrow 3 \cdot 3,0 = 9$

Øvre bærelag: 5 cm Ag16 $\Rightarrow 5 \cdot 3,0 = 15$

Nedre bærelag: 8 cm Fk 0/32 $\Rightarrow 8 \cdot 1,35 = 10,8$

SUM = 34,8, må gjøre endringer

Endring 1; øker slitelaget med 0,5 cm.

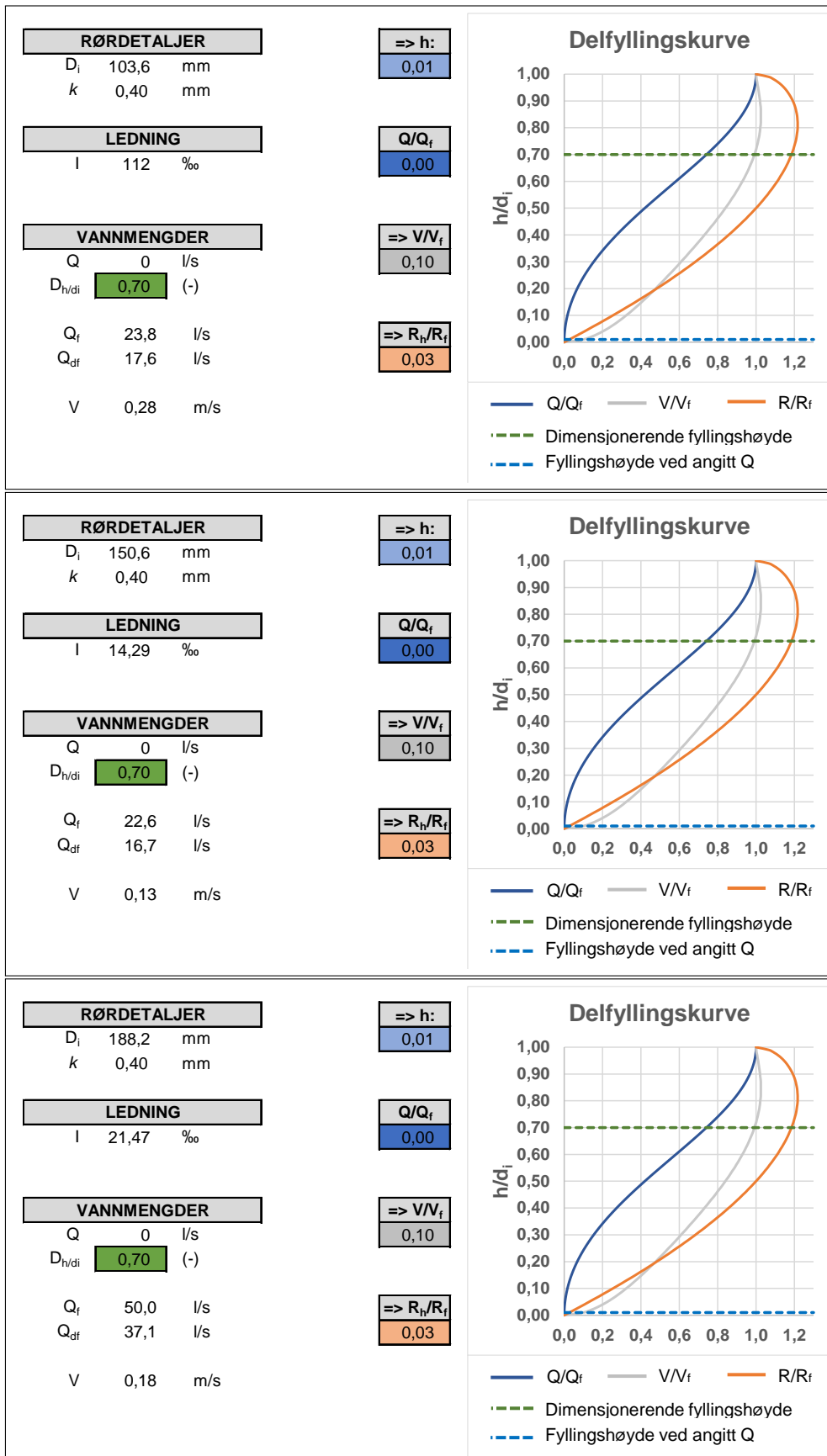
- Indeksverdi for slitelaget øker fra 9 til 10,5.

Endring 2; øker nedre bærelag med 2 cm.

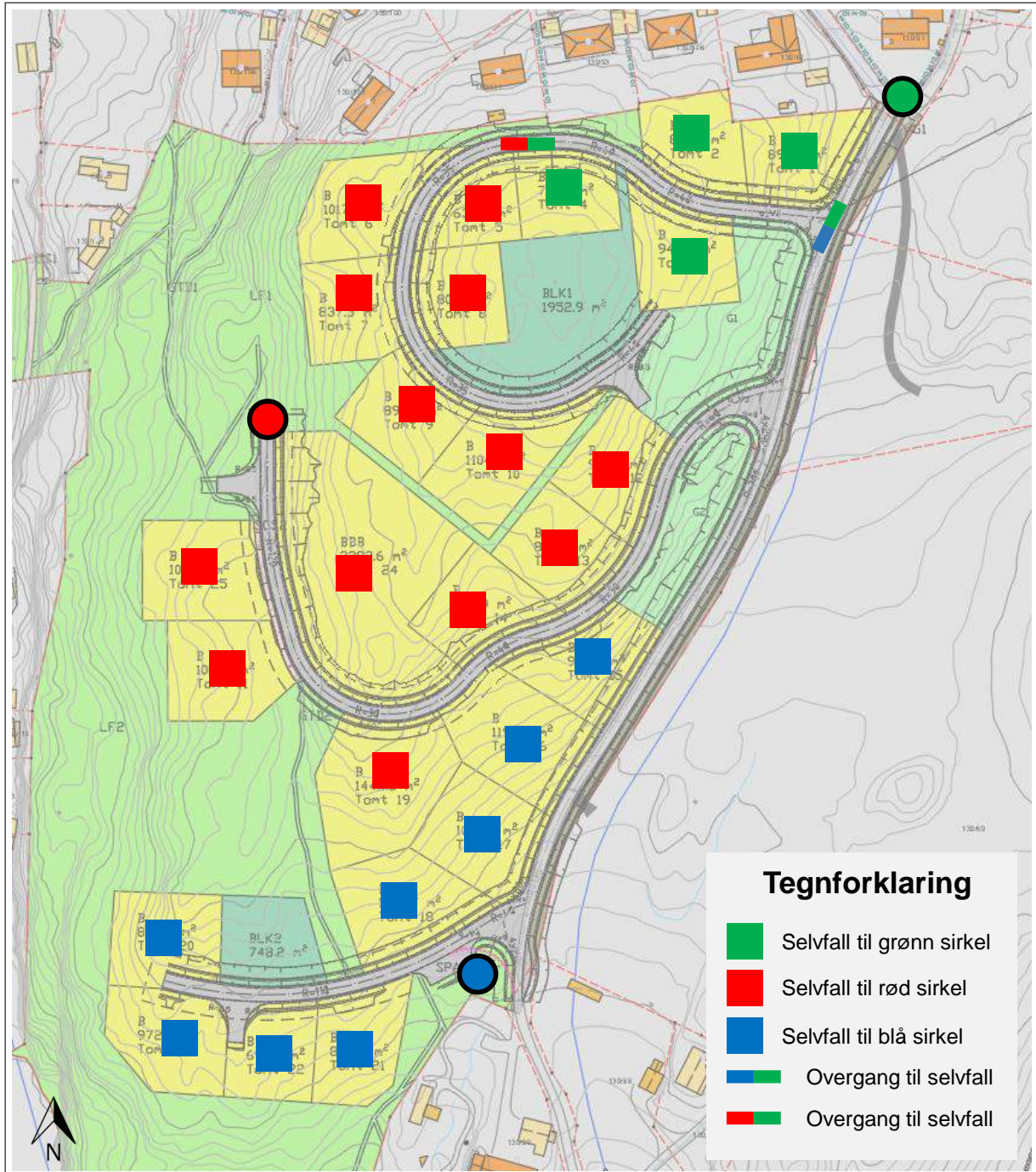
- Indeksverdi for nedre bærelag øker fra 10,8 til 13,5

NY SUM = 39, OK

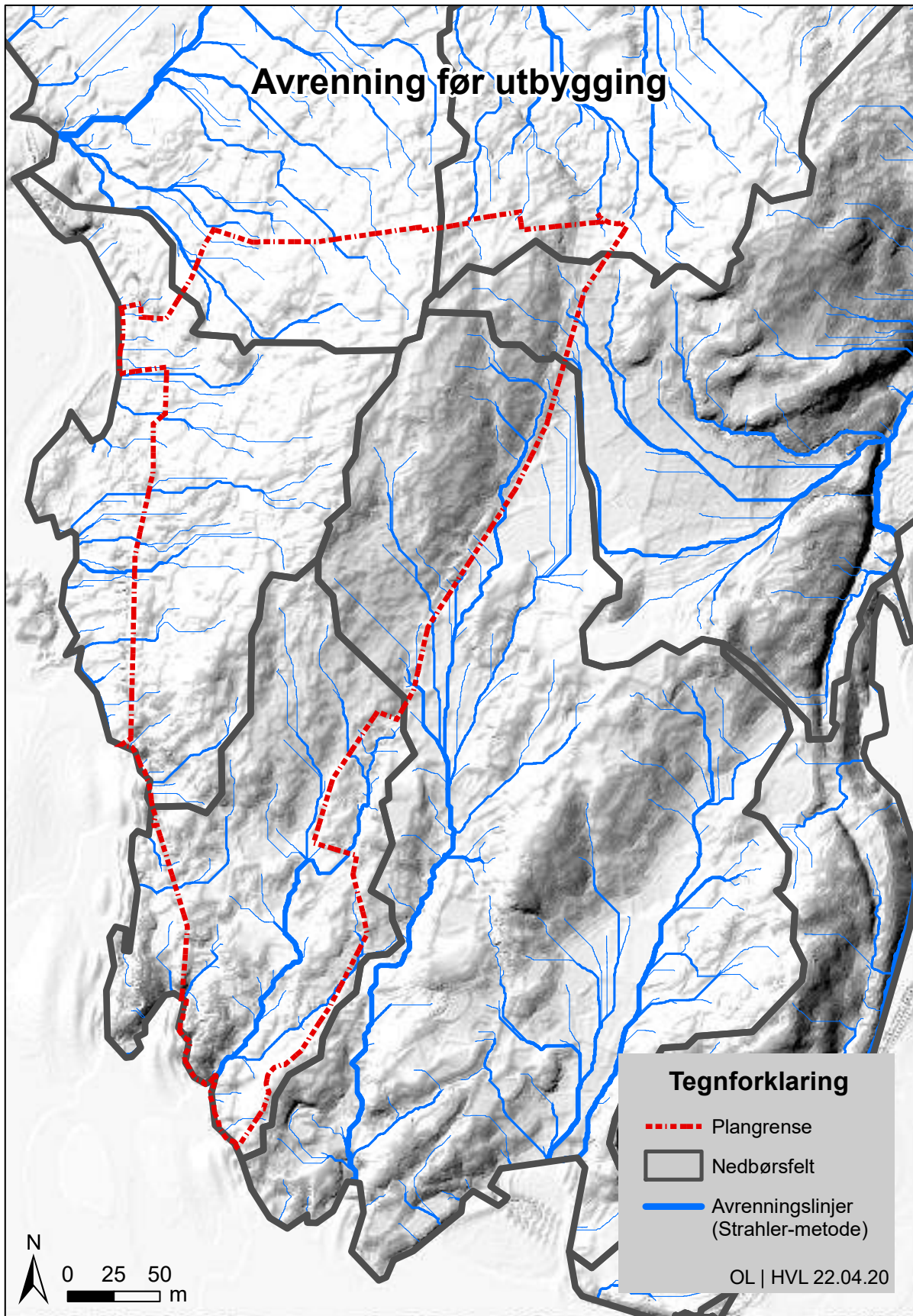
Vedlegg E - Kapasitet for eksisterende spillvannsledninger

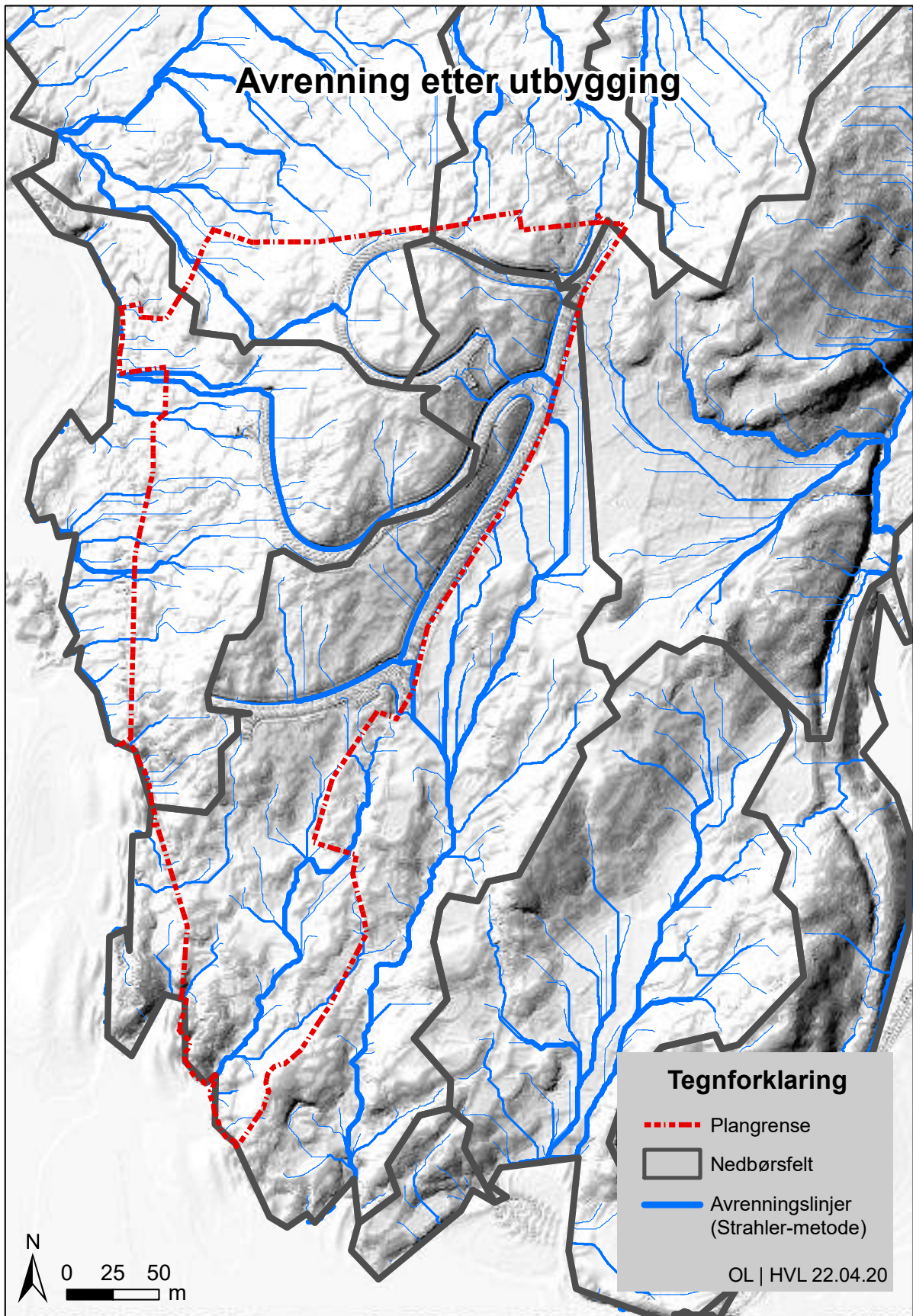


Vedlegg F - Selvfallsanalyse for tomtene i planområdet

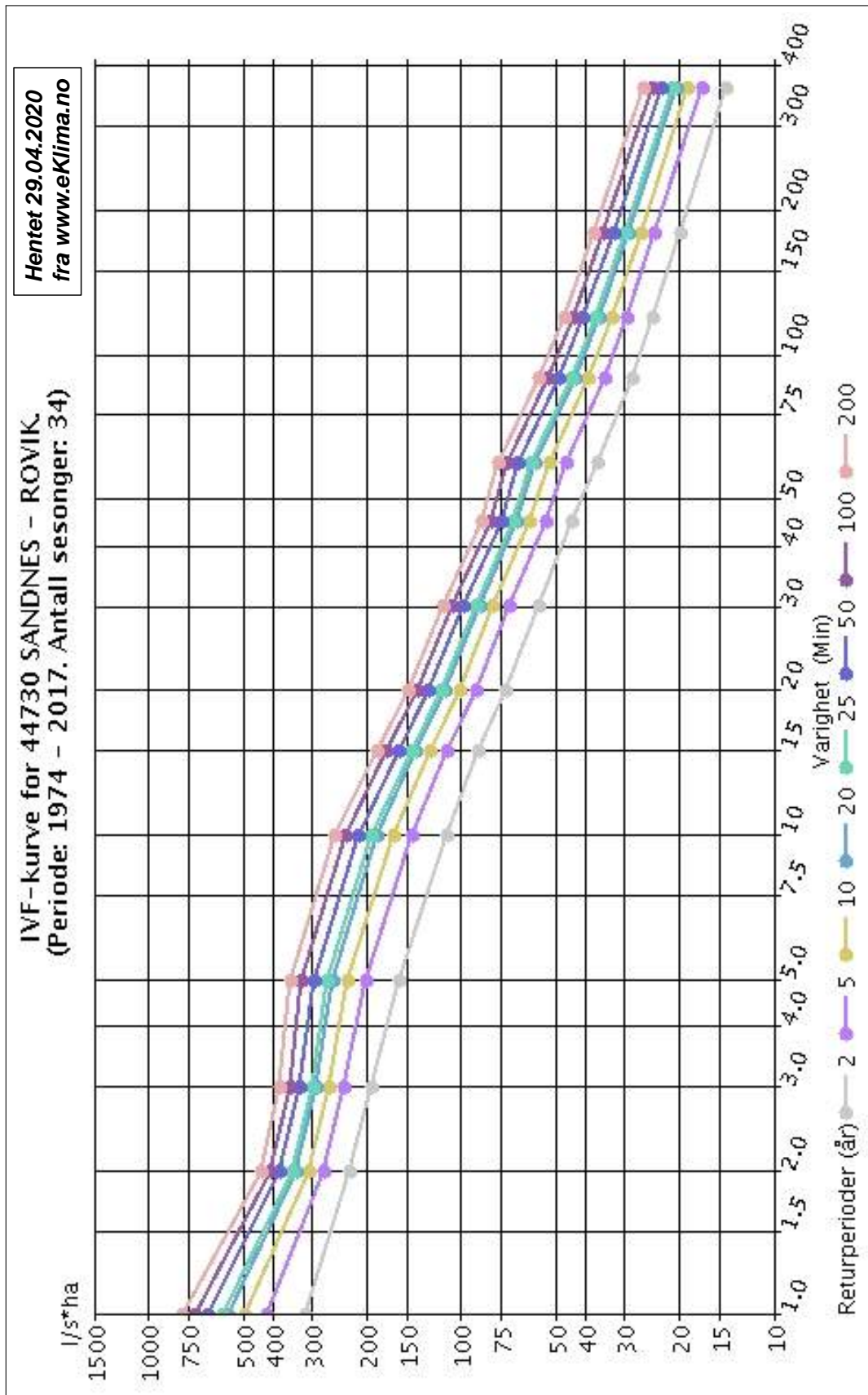


Vedlegg G - Avrenning før og etter utbygging





Vedlegg H - IVF-kurver for Rovik målestasjon, Sandnes



Vedlegg I - Utleddning av formel (Darcy-Weisbach og kontinuitetsligningen)

Utleddning av formel for D ved bruk av Darcy-Weisbach og kontinuitetsligningen

Darcy-Weisbachs formel:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Kontinuitetsligningen

$$Q = A \cdot v$$

Ved å snu på kontinuitetsligningen for å få v alene kan denne settes inn for v i Darcy-Weisbachs formel. Deretter kan en bruke den sammensatte formelen til å finne ukjente variabler.

$$v = \frac{Q}{A}$$

hvor

$$A = \pi r^2 = \pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2$$

gir

$$v = \frac{Q}{\pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2} = \frac{Q}{\pi \cdot \frac{D^2}{4}} \Rightarrow v = \frac{4Q}{\pi \cdot D^2}$$

Setter inn for v :

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{\left(\frac{4Q}{\pi \cdot D^2}\right)^2}{2g} \Rightarrow h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{\left(\frac{16Q^2}{\pi^2 \cdot D^4}\right)}{2g} \Rightarrow h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{\left(\frac{8Q^2}{\pi^2 \cdot D^4}\right)}{g}$$

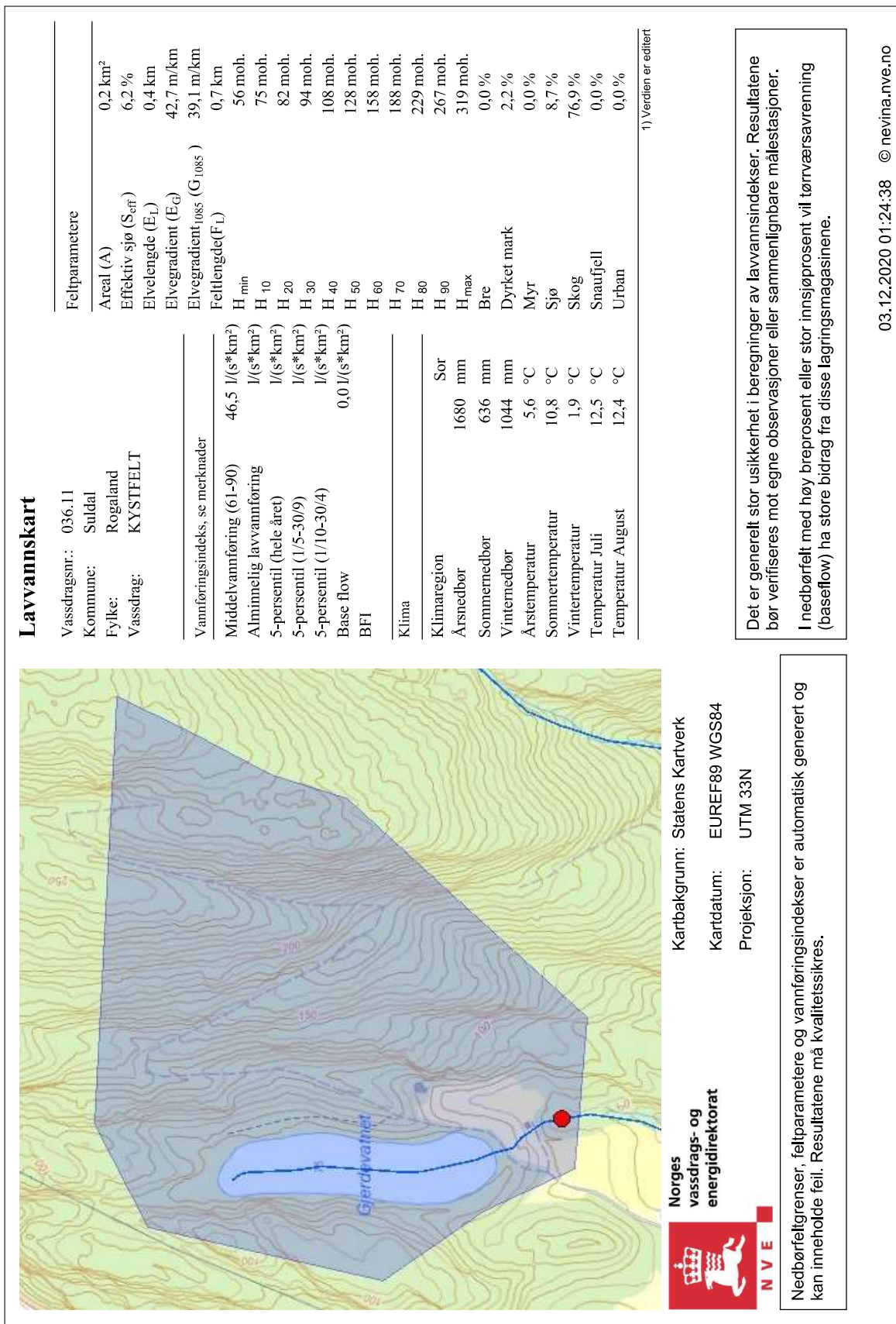
$$\Rightarrow D \cdot h_f = f \cdot L \cdot \frac{8Q^2}{D^4 \cdot \pi^2 \cdot g} \Rightarrow D^5 = \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{h_f \cdot \pi^2 \cdot g} \Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{h_f \cdot \pi^2 \cdot g}}$$

Vedlegg J - Datagrunnlag til barriereanalyse

Vannprøver for Jelsa vassverk, 3 år												
												kilde: www.aqualytica.no
Datointervall: 01.01.2003 - 01.01.2006			Råvann					Nettvann				
Parameter	Enhet	Antall prøver	Min.	Gjennomsnitt	Maks	Antall prøver	Grenseverdi	Min.	Gjennomsnitt	Maks		
Turbiditet	FNU	9	0,05	0,0767	0,11	10	4	0,06	0,101	0,23		
E. coli	Antall / 100 mL	12	0	0,0833	1	13	0	0	0	0		
Kimtall 22grC, 3 døgn	Antall / mL	12	7	74,25	300	13	-	0	3,3846	14		
Farge	mg Pt / l	9	1	1,2222	2	13	20	1	1,6923	7		
pH (Surhetsgrad)		9	5,5	5,7889	6	13	6,5 - 9,5	5,8	7,1846	8,5		
Koliforme bakterier	Antall / 100 mL	12	0	0,5	2	13	0	0	0	0		

Vannprøver for Erfjord vassverk, 3 år												
												kilde: www.aqualytica.no
Datointervall: 01.01.2017 - 01.01.2020			Råvann					Nettvann				
Parameter	Enhet	Antall prøver	Min.	Gjennomsnitt	Maks	Antall prøver	Grenseverdi	Min.	Gjennomsnitt	Maks		
Turbiditet (nettvann)	FNU	49	0,1	0,28	4,5	32	4	0,1	0,1684	0,52		
Ammonium	mg N / l	14	0	0,0011	0,005	4	0,5	0	0,0049	0,0076		
Intestinale enterokokker	Antall / 100 mL	49	0	0	0	4	0	0	0	0		
E. coli	Antall / 100 mL	49	0	0	0	8	0	0	0	0		
pH (Surhetsgrad)		49	5,3	6,7041	8,3	32	6,5 - 9,5	6,7	7,3031	7,8		
Kimtall 22grC, 3 døgn	Antall / mL	49	0	6,1837	90	32	-	0	3,0938	44		
Lukt (fortynningsmetode)		7	1	1,1429	2	3	3	1	1	1		
Farge	mg Pt / l	49	2	2,0204	3	32	20	2	2	2		
Koliforme bakterier	Antall / 100 mL	49	0	0,1429	4	32	0	0	0	0		

Vedlegg K - NEVINA rapport Gjerdevannet og Hålandselven



Lavvannskart

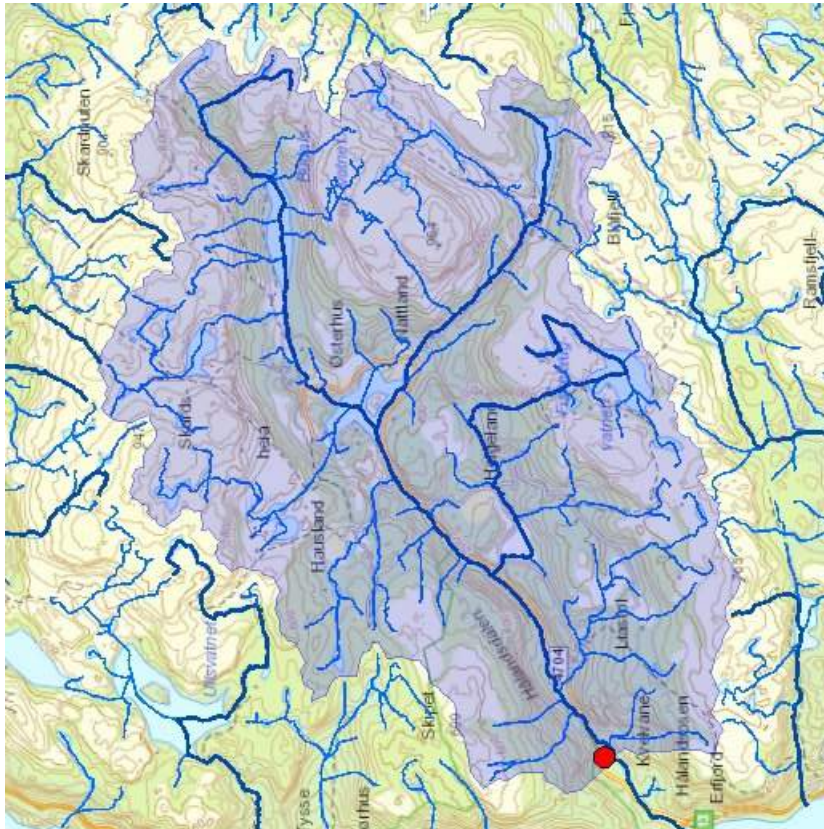
Vassdragsnr.: 035.7A0
 Kommune: Suldal
 Fylke: Rogaland
 Vassdrag: Hålandselva

Vannføringsindeks, se merknader

Middelvannføring (61-90) 77,2 l/(s*km²)
 Alminnelig lavvannføring l/(s*km²)
 5-persentil (hele året) l/(s*km²)
 5-persentil (1/5-30/9) l/(s*km²)
 5-persentil (1/10-30/4) l/(s*km²)
 Base flow 0,01 l/(s*km²)
 BFI

Klima

Klimaregion Sor
 Årsnedbør 2357 mm
 Sommernedbør 851 mm
 Vinternedbør 1506 mm
 Årstemperatur 3,8 °C
 Sommertemperatur 9,2 °C
 Vintertemperatur 0,0 °C
 Temperatur Juli 10,9 °C
 Temperatur August 10,8 °C



Norges
 vassdrags- og
 energidirektorat



Kartbakgrunn: Statens Kartverk

Kartdatum: EUREF89 WGS84

Projeksjon: UTM 33N

Nedbørfelgrenser, felparametere og vannføringsindekser er automatisk generert og kan inneholde feil. Resultatene må kvalitetssikres.

Felparametere

Areal (A) 57,4 km²
 Effektiv sjø (S_{eff}) 0,7 %
 Elvelengde (E_L) 13,4 km
 Elvegradient (E_G) 50,2 m/km
 Elvegradient₁₀₈₅ (G₁₀₈₅) 41,7 m/km
 Fettlengde(F_L) 11,1 km
 H_{min} 38 moh.
 H₁₀ 301 moh.
 H₂₀ 400 moh.
 H₃₀ 458 moh.
 H₄₀ 524 moh.
 H₅₀ 584 moh.
 H₆₀ 630 moh.
 H₇₀ 670 moh.
 H₈₀ 737 moh.
 H₉₀ 837 moh.
 H_{max} 960 moh.
 Bre 0,0 %
 Dyretet mark 1,3 %
 Myr 1,5 %
 Sjø 5,6 %
 Skog 44,1 %
 Snau fjell 39,8 %
 Urban 0,0 %

1) Verdien er edlert

Det er generelt stor usikkerhet i beregninger av lavvannsindeks. Resultatene bør verifiseres mot egne observasjoner eller sammenlignbare målestasjoner.

I nedbørfelt med høy breprosent eller stor innsjøprosent vil tørrværsavrenning (baseflow) ha store bidrag fra disse lagringsmagasinene.

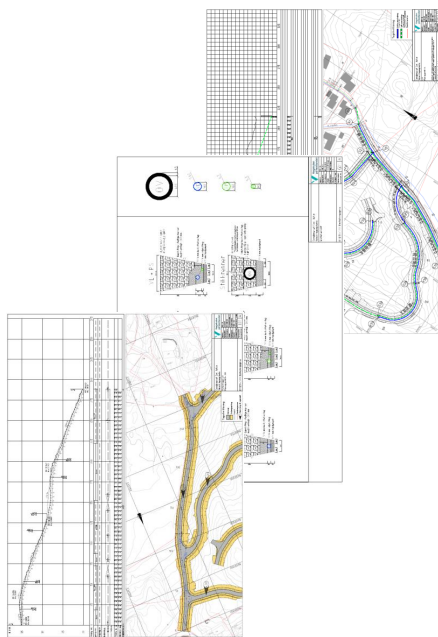
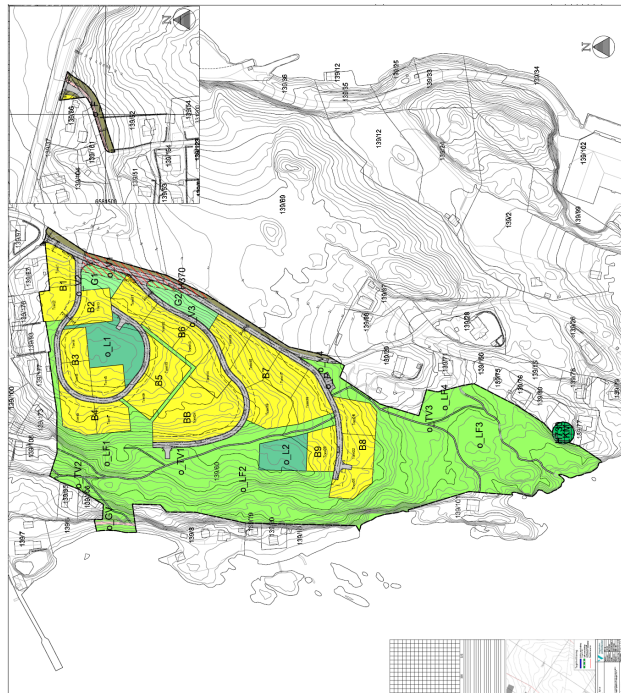
Vedlegg L - Teknisk tegningshefte for Sandaneset Sør

Tekniske tegninger

Sandaneset Sør, Jelsa

PlanID: 201703

Suldal kommune

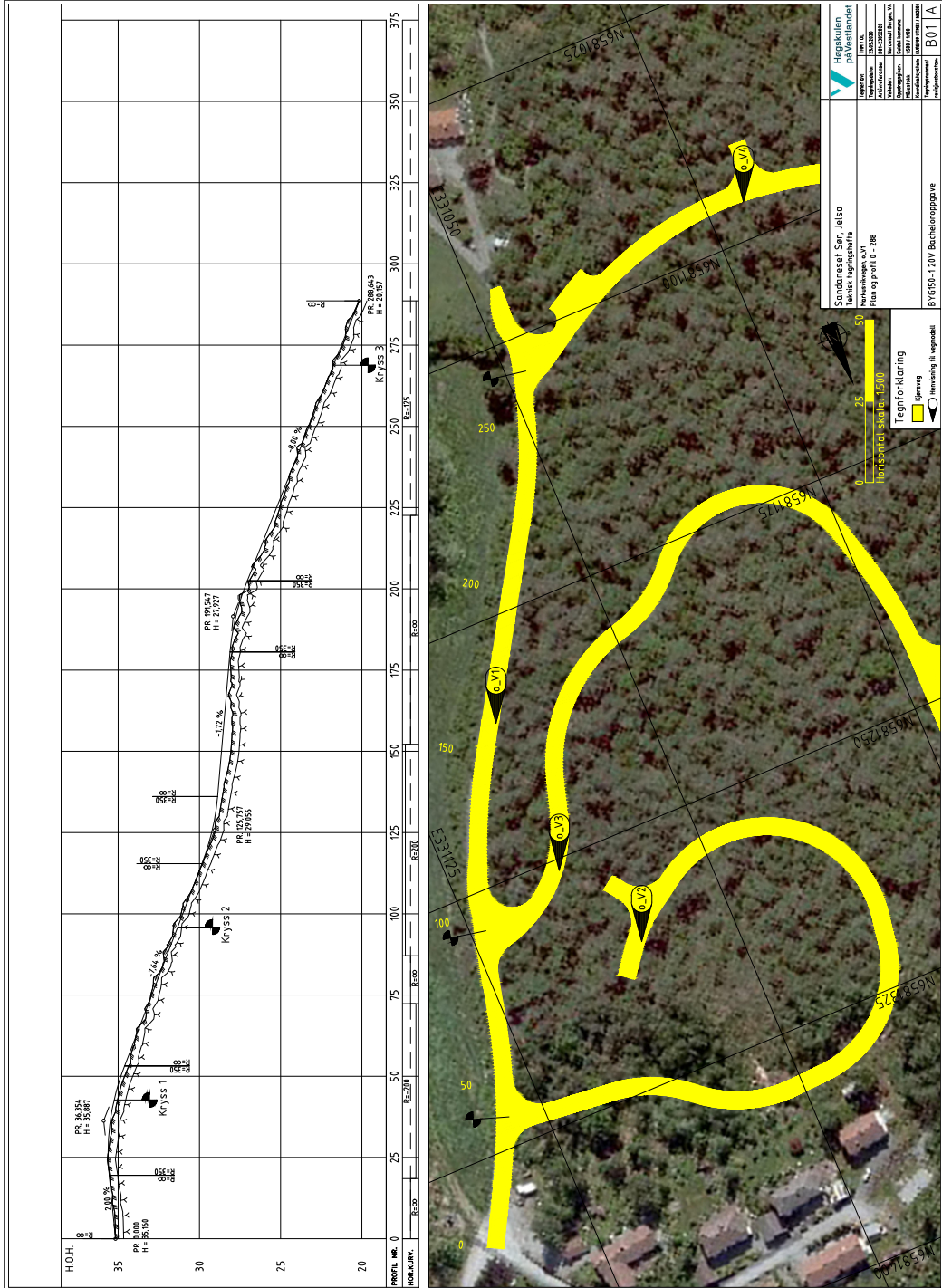


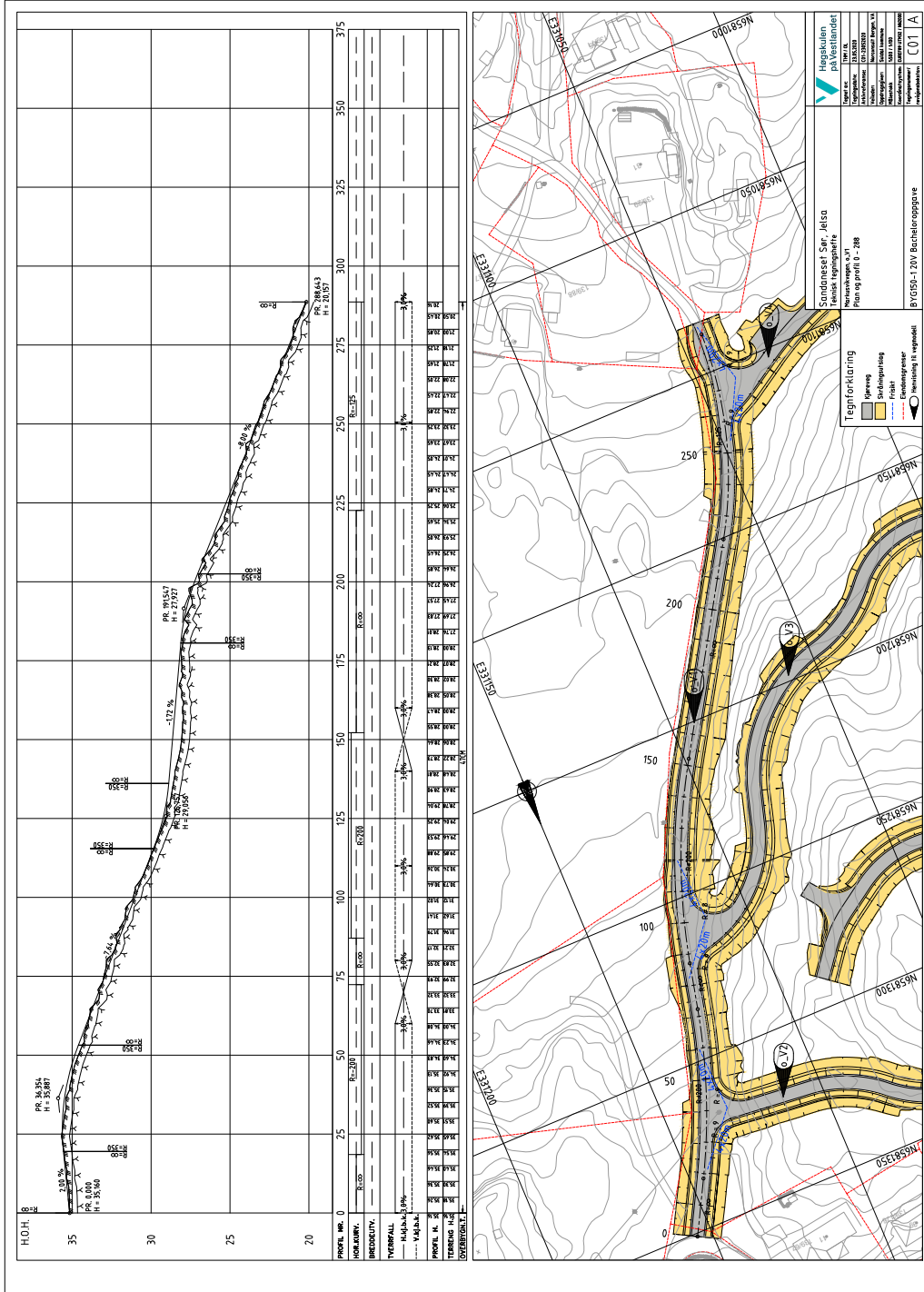
Dette tegningsheftet er en del av en bacheloroppgave ved Høgskulen på Vestlandet våren 2020 hvor Norconsult er engasjert som veileder

Bergen
mai 2020

Tegningsliste							Side 1 av 2
Sandaneset Sør, Jelsa							
Tegn.nr.	Tegningstittel	Beskrivelse	Tegnings- dato	Revisjon		Kommentar	
				Bokstav	Dato		
A01	Forside		23.05.2020				
A02	Tegningsliste, Sandaneset Sør		23.05.2020				
B01	Oversikt plan og profil 0 - 288	o_V1 (Markusvikvegen)	23.05.2020	A	-	Ortofoto med gul skravering	
C01	Plan og profil 0 - 288	o_V1 (Markusvikvegen)	23.05.2020	A	-		
C02	Plan og profil 0 - 270	o_V2 (Sandaneset)	23.05.2020	A	-		
C03	Plan og profil 0 - 271	o_V3 (Sandaneset)	23.05.2020	A	-		
C04	Plan og profil 0 - 116	o_V4 (Sandaneset)	23.05.2020	A	-		
F01	Normalprofil og overbygning	o_V1, o_V2, o_V3, o_V4	23.05.2020	A	-		
G01	Grøftversnitt	-	23.05.2020	A	-		
H01	Plan og profil VA	VA i o_V1	23.05.2020	A	-		
H02	Plan og profil VA	VA i o_V2	23.05.2020	A	-		
H03	Plan og profil VA	VA i o_V3	23.05.2020	A	-		
H04	Plan og profil VA	VA i o_V4	23.05.2020	A	-		
H05	Plan og profil VA	Stikkrenner	23.05.2020	A	-		
H06	Kurtegning, enkelt	-	23.05.2020	A	-		
P01	Masserapport Novapoint	o_V1 (Markusvikvegen)	23.05.2020	A	-		
P02	Masserapport Novapoint	o_V2 (Sandaneset)	23.05.2020	A	-		
P03	Masserapport Novapoint	o_V3 (Sandaneset)	23.05.2020	A	-		
P04	Masserapport Novapoint	o_V4 (Sandaneset)	23.05.2020	A	-		
P05	Masserapport Novapoint	VA grøfter	23.05.2020	A	-		
U101	Tverrprofiler profil 0 - 60	o_V1 (Markusvikvegen)	23.05.2020	A	-		
U102	Tverrprofiler profil 70 - 130	o_V1 (Markusvikvegen)	23.05.2020	A	-		
U103	Tverrprofiler profil 140 - 200	o_V1 (Markusvikvegen)	23.05.2020	A	-		
U104	Tverrprofiler profil 210 - 270	o_V1 (Markusvikvegen)	23.05.2020	A	-		
U105	Tverrprofiler profil 280	o_V1 (Markusvikvegen)	23.05.2020	A	-		

Tegningslisten inneholder tegninger for den tekniske planen for Sandaneset Sør

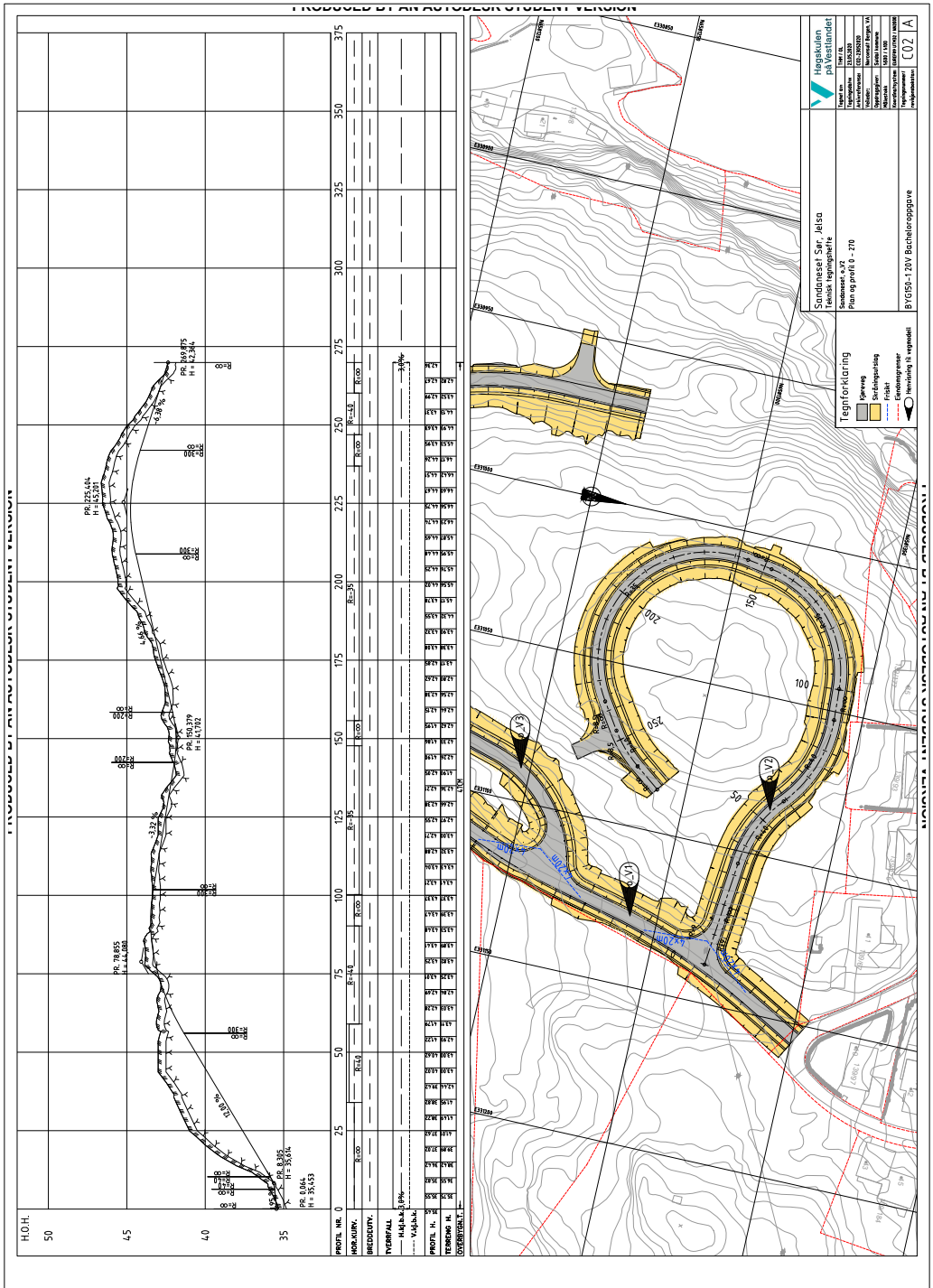


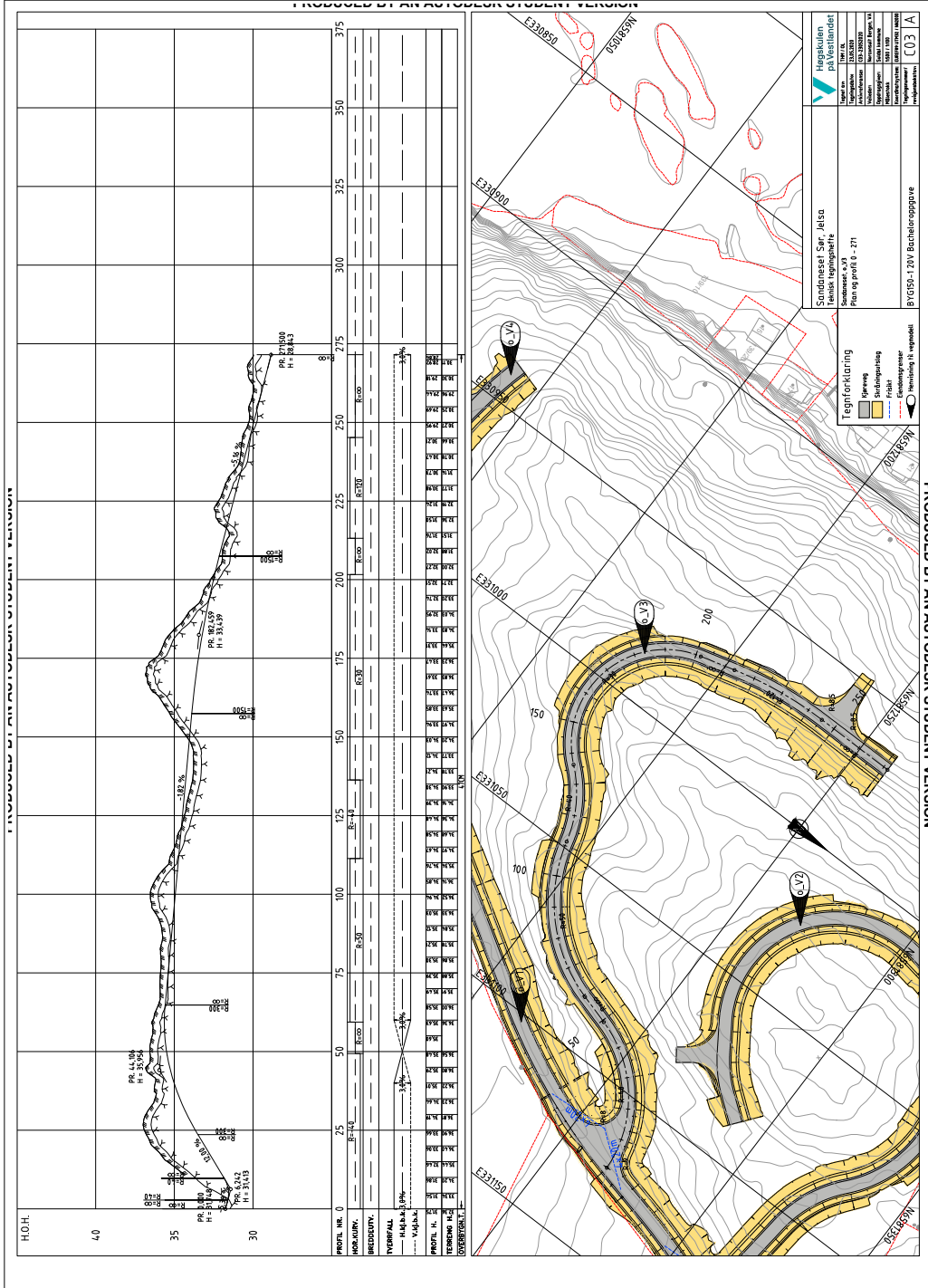


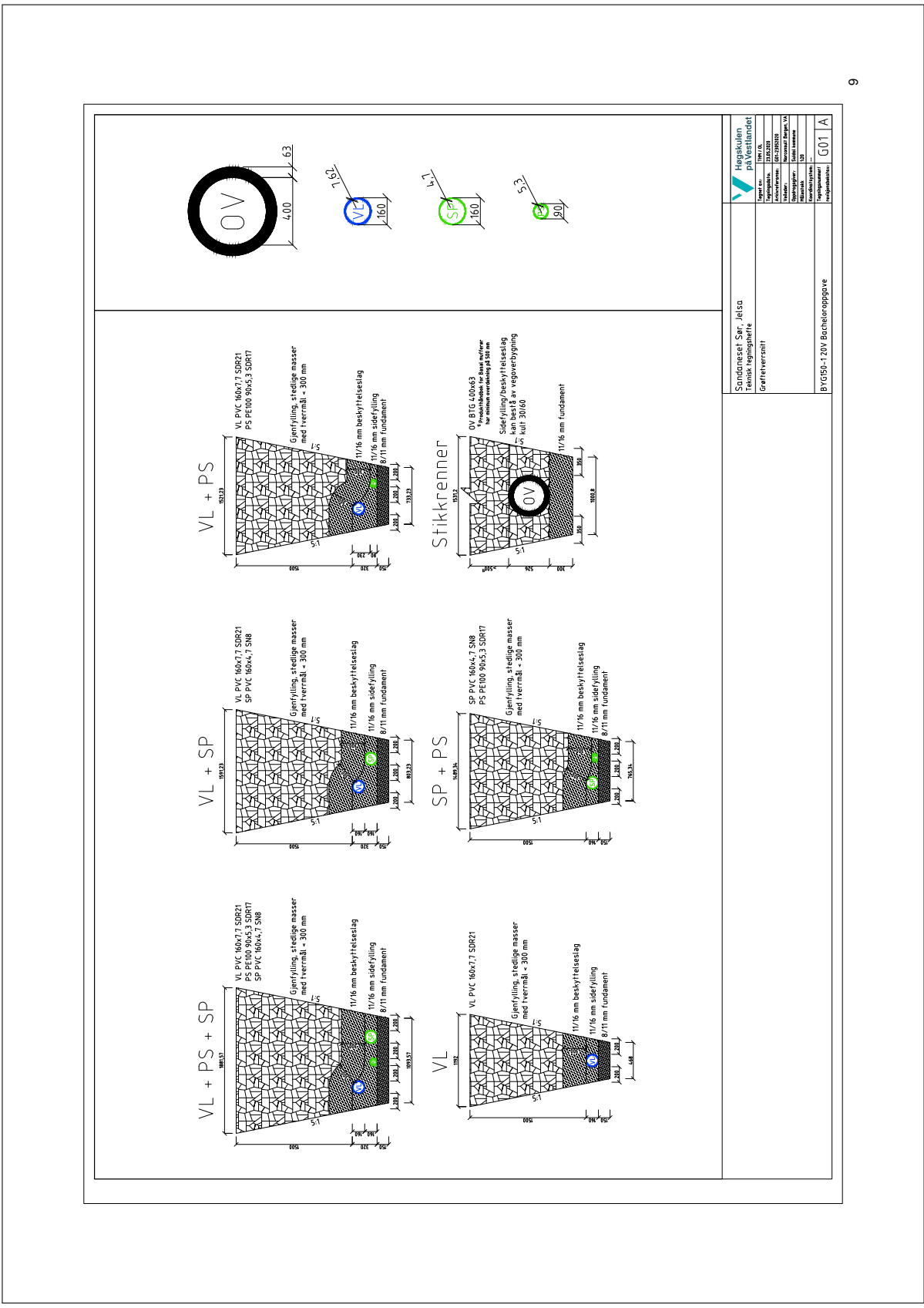
Høgskolen på Vestlandet
 Sandnesset Ser. Jalsa
 Temat. Tringplaner
 Plan nr. 208

BYGG-1 20V Bacheleggve

CO1 A

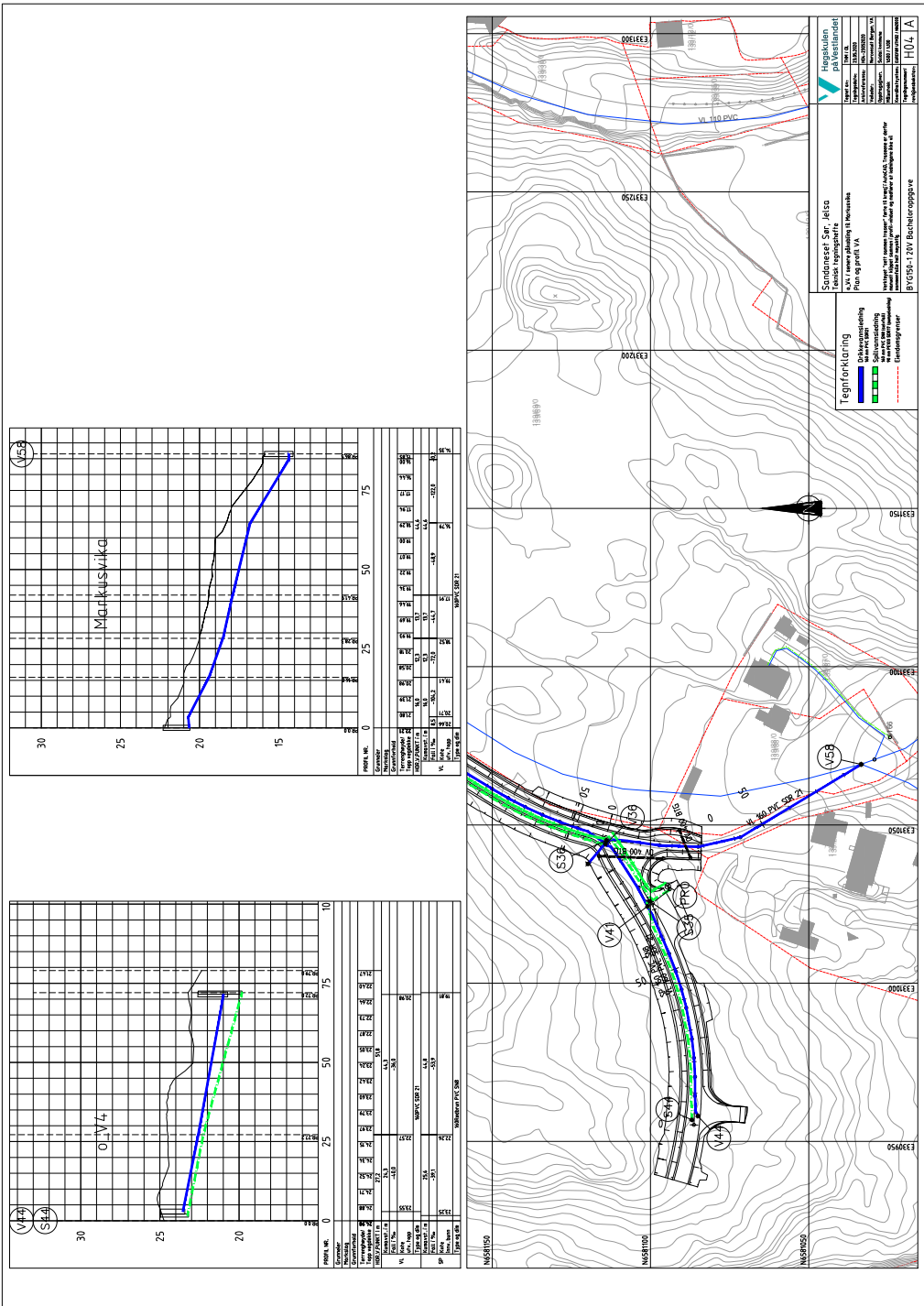


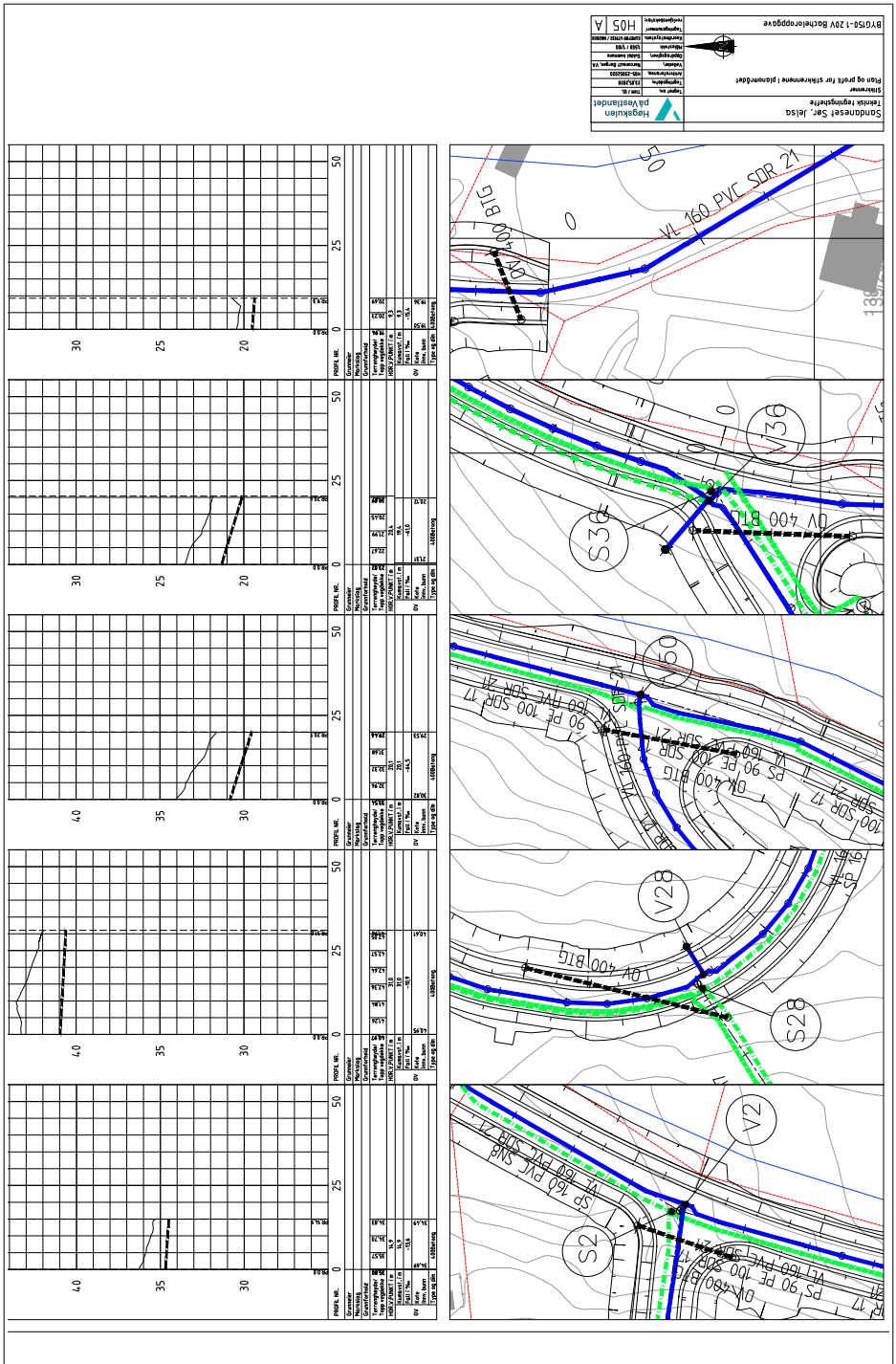




Høgskulen på Vestlandet	
Sandnesset Sør, Jelsa	
Teknisk tegningshjerte	
Grafteirsrått	
Prosjekt nr.:	1919/20
Oppgave nr.:	202-202512
Ansvarlig:	Monica Berg, VA
Utdanning:	Byggingeniør
Modul:	202
Emne:	Byggingeniør
Forordningsnr.:	
Revisjonsnr.:	G01/A

BYG501 - 20V Bacheloroppgave





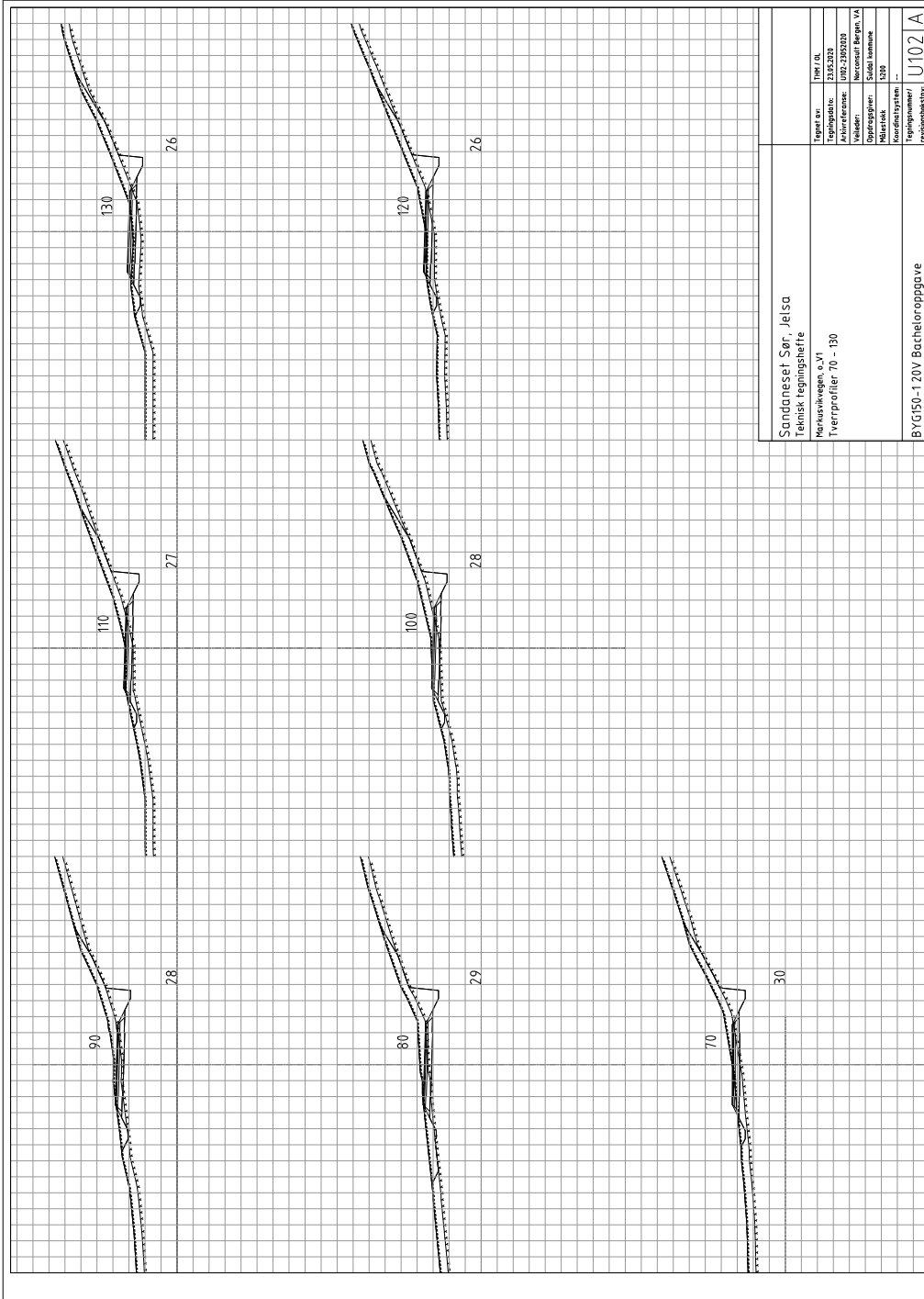
Sondeset Sar, Jøisa
 Teknisk tegningssett
 Plan og profil for slukerens og slangerede
 Prosjekt: BV152-120V Bævertoppøse
 Høgskulen i Haldarvåg
 H05 A

<p>Søndagset Ser. I also Teleskopteleskoper</p> <p>Kunnskipper, østet</p> <ul style="list-style-type: none"> - 14. vinkelstørrelse (1 600 x 600 mm) - 15. vinkelstørrelse (1 600 x 600 mm) - 2 kammer som påføring (1 600 x 600 mm) 																				<p>Høgskolen på Vestlandet</p> <p>Regul. nr. 100/16</p> <p>Reguleringstidspunkt: 15.05.2016</p> <p>Reguleringens gyldighet: 15.05.2016</p> <p>Reguleringens område: Høgskolen på Vestlandet</p> <p>Reguleringens art: Teknisk</p> <p>Reguleringens nummer: 100/16</p> <p>Reguleringens dato: 15.05.2016</p> <p>Reguleringens versjon: 1.0</p> <p>Reguleringens status: Godkjent</p>	<p>BYG950-1 20V Bueboroppgave</p> <p>H06 A</p>																																																																																																																																																																																		

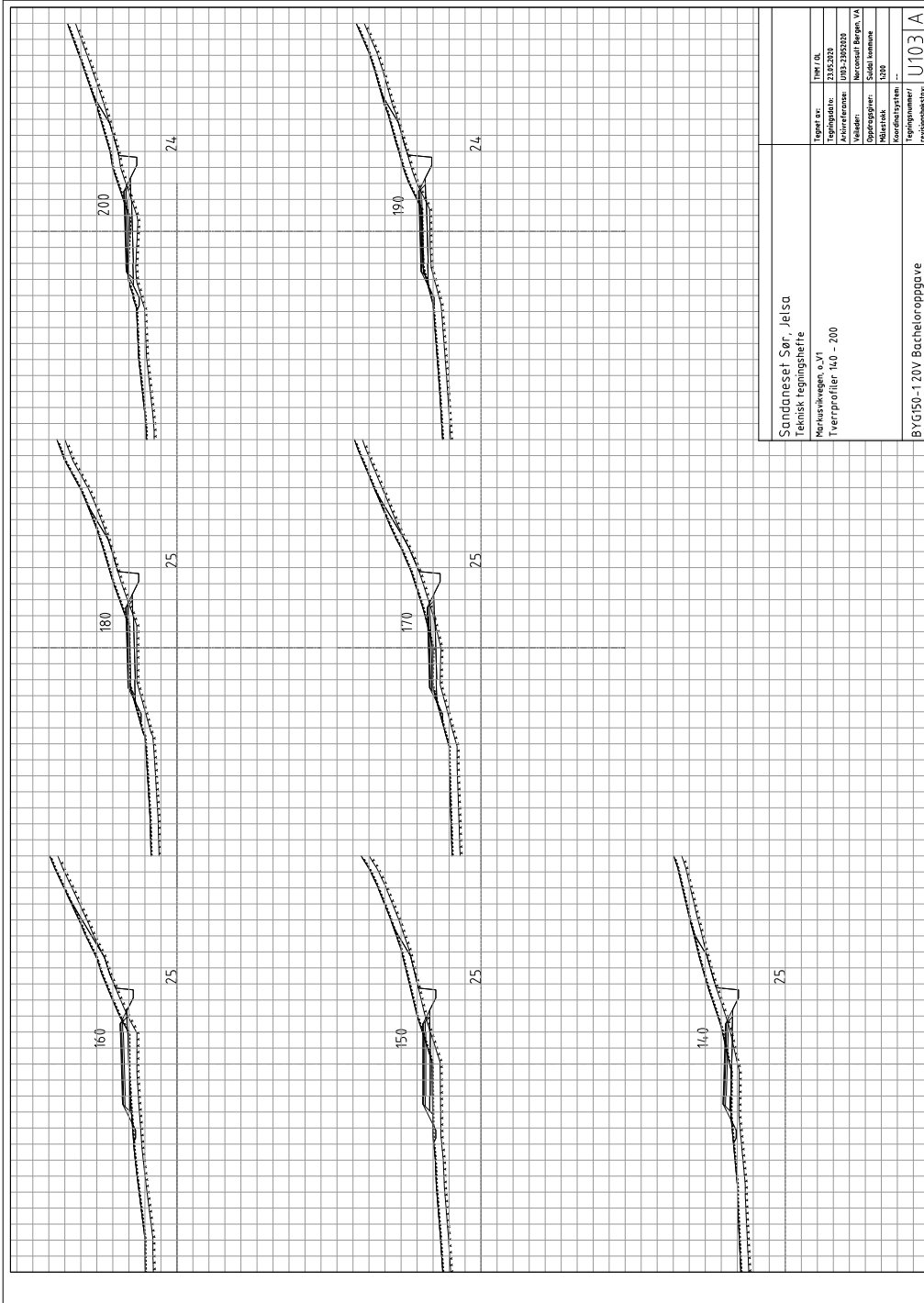
Trasé	Seksjon	Profil		Lengde (m)	Utgraving (m³)	Sprengning (m³)	Geotekstil (m²)	Fundament (m³)	Omhyllingsmaser (m³)	Tilbakelyngingsmaser (m³)	Oversludd (m³)	
		Start	Slutt									
Grand Total:												
VA_0_VA_1	0	0,00	0,00	0,00	5 717,52	0,00	4 749,91	383,68	8 591,1	4 511,10	755,31	
Samlings o_V1	Seksjon 3 - 4	0,00	38,44	38,44	185,05	0,00	198,13	0,00	0,00	0,00	0,00	
Stikkrenne o_V1-o_V2	Seksjon 9 - 10	0,00	14,94	14,94	16,97	0,00	30,53	0,51	39,67	130,12	41,92	
Stikkrenne o_V2	Seksjon 15 - 16	0,00	31,04	31,04	87,21	0,00	55,27	2,61	4,36	65,25	15,43	
Stikkrenne o_V1-o_V3	Seksjon 17 - 18	0,00	20,08	20,08	104,77	0,00	53,22	3,48	9,19	83,02	13,44	
Stikkrenne o_V1	Seksjon 19 - 20	0,00	14,81	14,81	14,81	0,00	0,00	1,61	0,00	14,81	0,00	
Stikkrenne o_V1_kryssst	Seksjon 21 - 22	0,00	9,31	9,31	14,81	0,00	0,00	1,61	0,00	10,02	3,79	
o_V2_etterf	Seksjon 25 - 24	0,00	58,68	58,68	325,01	0,00	315,96	28,98	65,77	230,39	71,58	
o_V2_etter1	Seksjon 24 - 26	58,68	97,13	38,46	102,57	0,00	137,88	10,72	17,86	79,36	15,27	
o_V2-PS	Seksjon 28 - 27	0,00	76,58	76,58	278,38	0,00	309,59	13,35	46,25	219,48	36,96	
o_V2-PS	Seksjon 27 - 28	0,00	76,58	76,58	278,38	0,00	309,59	13,35	46,25	219,48	36,96	
PS (o_V2-o_V3)	Seksjon 31 - 28	0,00	42,73	42,73	1033,71	0,00	207,90	9,55	43,53	950,40	41,72	
o_V1-4 med SP	Seksjon 35 - 36	0,00	61,13	61,13	298,22	0,00	334,60	5,94	77,88	214,41	62,37	
o_V1-4 med SP	Seksjon 36 - 53	61,13	86,44	25,31	664,77	0,00	513,03	104,76	96,69	472,18	145,37	
o_V3	Seksjon 37 - 38	0,00	79,94	79,94	393,41	0,00	271,17	13,61	41,21	256,65	21,09	
o_V3	Seksjon 38 - 39	0,00	55,00	55,00	271,68	0,00	17,78	1,78	6,94	202,84	21,05	
o_V3	Seksjon 39 - 40	159,81	214,81	55,00	271,68	0,00	17,78	1,78	6,94	202,84	21,05	
o_V4	Seksjon 41 - 42	0,00	51,83	51,83	246,10	0,00	220,28	3,85	56,50	185,25	42,32	
o_V4	Seksjon 42 - 43	51,83	79,02	27,18	92,80	0,00	104,76	4,51	19,35	68,83	17,09	
o_V3 VL	Seksjon 48 - 45	0,00	8,48	8,48	15,19	0,00	26,39	0,74	3,73	10,72	3,40	
o_V3 VL	Seksjon 45 - 46	0,00	8,48	8,48	15,19	0,00	26,39	0,74	3,73	10,72	3,40	
o_V3 VL	Seksjon 46 - 47	0,00	43,86	43,86	2,68	0,00	0,00	0,00	0,00	2,68	0,27	
o_V1-2	Seksjon 4 - 49	0,00	25,11	25,11	102,23	0,00	120,01	11,37	21,18	69,82	25,43	
Markusveia	Seksjon 49 - 50	25,11	53,87	28,76	95,61	0,00	106,47	1,62	19,27	74,41	13,76	
Markusveia	Seksjon 54 - 55	0,00	15,96	15,96	42,26	0,00	55,59	2,70	7,90	31,66	7,43	
Markusveia	Seksjon 55 - 56	0,00	41,92	41,92	36,28	0,00	48,33	1,39	6,45	26,76	4,63	
Markusveia	Seksjon 56 - 57	28,325	11,67	16,65	36,28	0,00	43,31	1,16	4,29	16,83	3,51	
Markusveia	Seksjon 57 - 58	41,92	86,50	44,58	181,69	0,00	184,69	17,16	26,19	138,24	29,63	
o_V1-3	Seksjon 50 - 59	0,00	24,84	24,84	93,67	0,00	113,40	2,06	24,74	66,86	20,12	
o_V1-3	Seksjon 59 - 60	24,84	57,41	32,57	86,68	0,00	116,63	3,56	19,32	63,79	16,51	
o_V1-3	Seksjon 60 - 61	57,41	106,62	49,21	174,08	0,00	180,00	6,14	29,99	137,83	22,47	



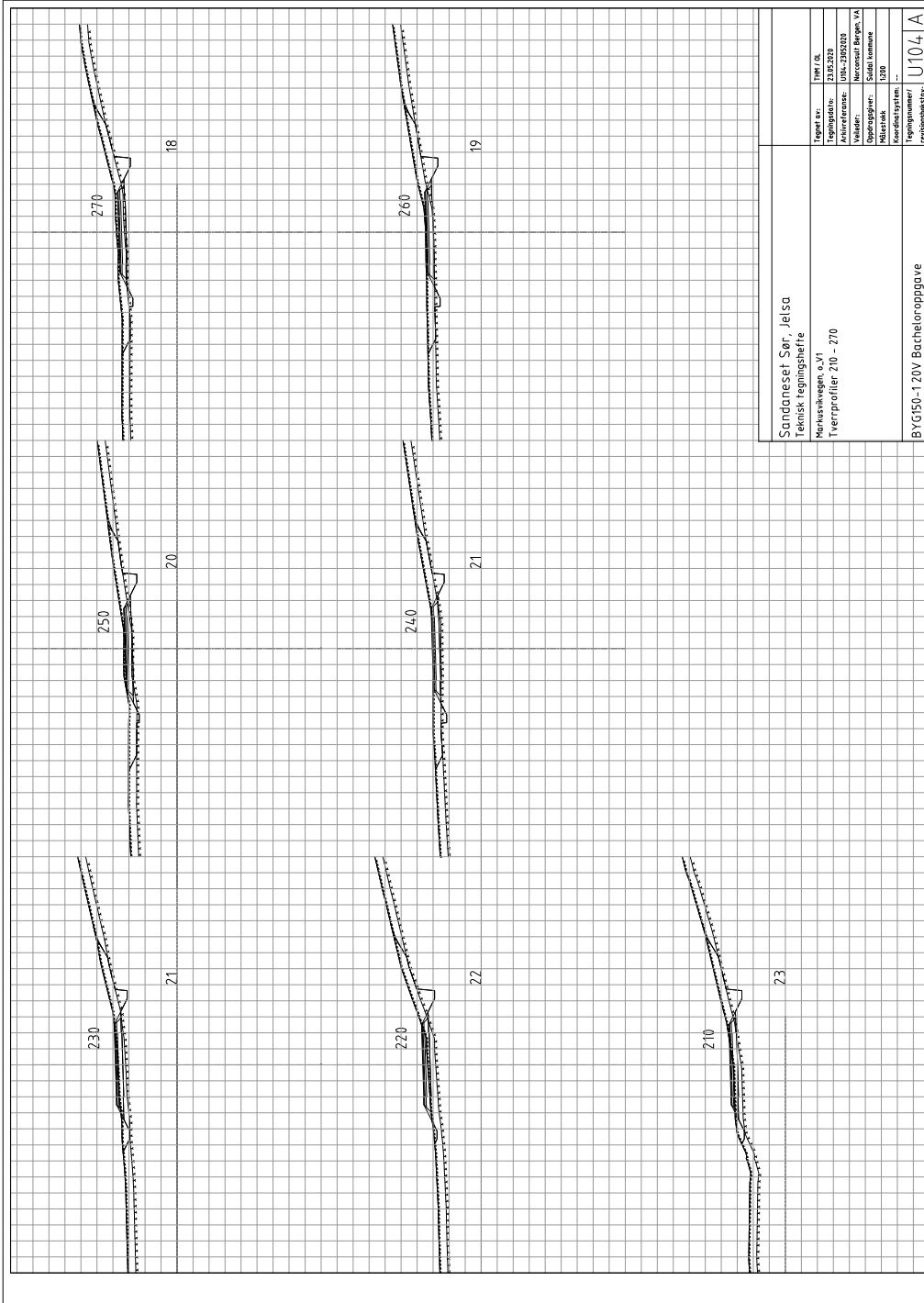
Sandnesset Sør, Jelsa		DMF / DL
Teknisk tegningshefte		23.03.2023
Merknadene 0 - VI		081-230-0210
Tverrprofiler 0 - 60		Prosjekt: Nerostet Bergin, VA
		Utbygger: Eidei kommun
		Måstokk: 1:500
		Koordinatsystem: ...
BYG150-120V Bacheloroppgave		U101 A



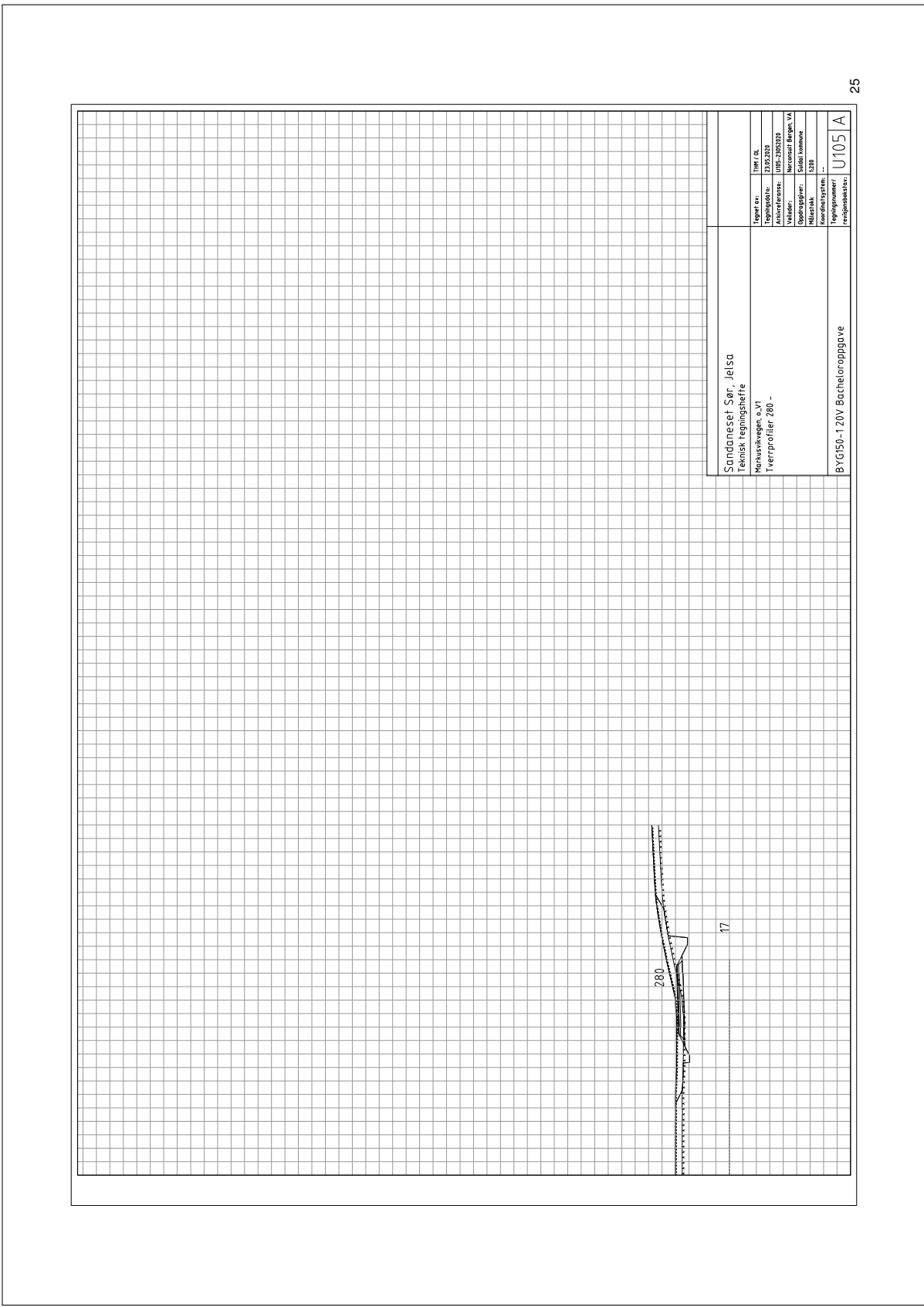
Sandnesset Sør, Jelsa		Tittel / DL	
Teknisk tegningshefte		232/202	
Mekusbyveien, s. 11		Tegningsdato:	
Tverrprofiler 70 - 130		10/12/2020	
		Arkivreferanse:	
		1002-232/2020	
		Veikoder:	
		Norsvestl. Bergen, VA	
		Oppdragsgiver:	
		Eideiendomme	
		Målestokk:	
		1:500	
		Koordinatsystem:	
		...	
		Tegningsnummer/	
		Prosjektnummer	
		U102 A	
BYG150-1 20V Bacheloroppgave			



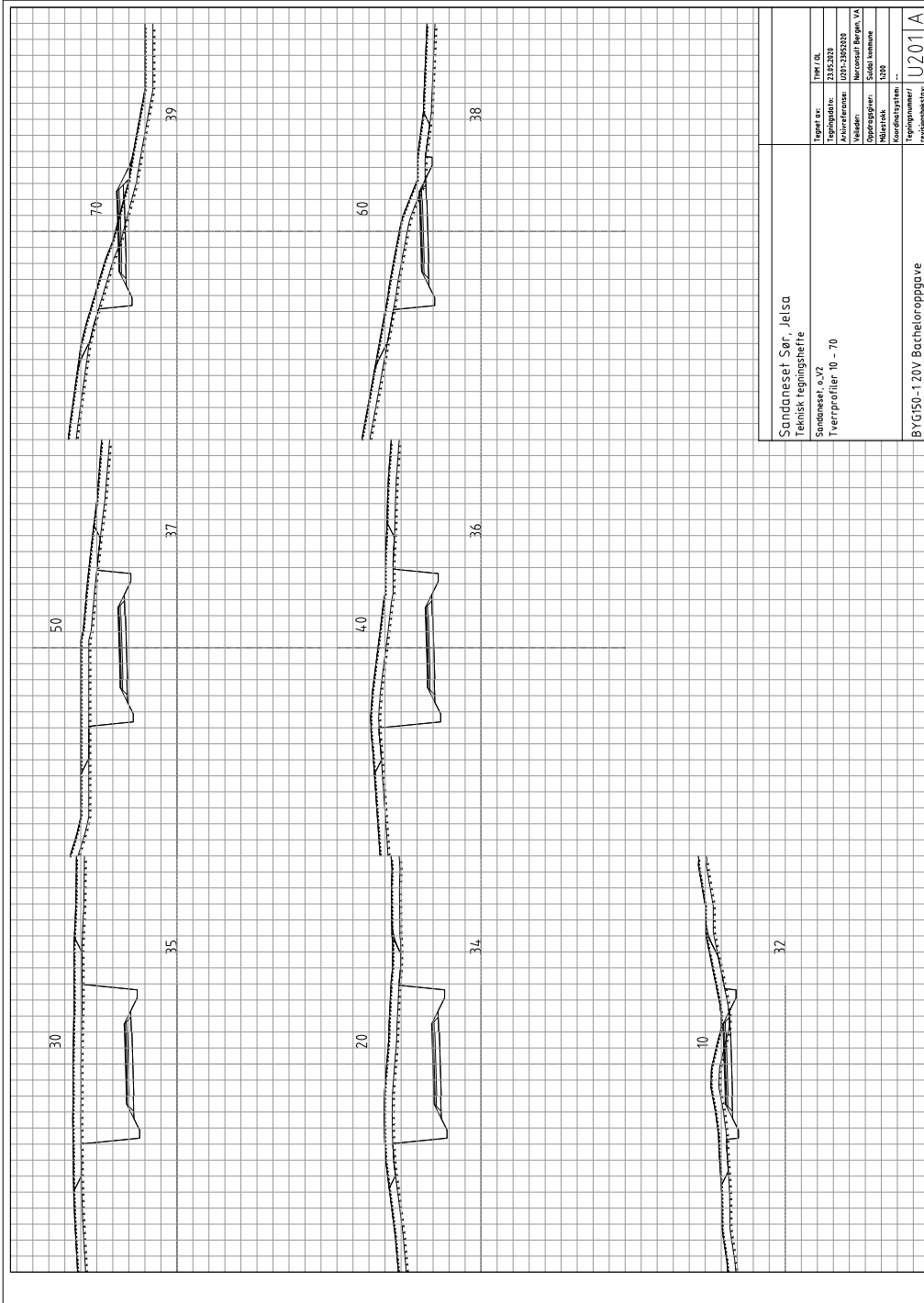
Sandnesset Sør, Jelsa		Byggesystem	U103 A
Teknisk tegningshefte		Prosjektant	
Mekus, Sivertsen & VIT		Byggesystem	U103 A
Tverrprofiler 14.0 - 20.0		Prosjektant	
Prosjekt nr.:	1047 / 04	Byggesystem	U103 A
Tegningsdato:	23.05.2020	Prosjektant	
Arkivreferanse:	1053-2302020	Byggesystem	U103 A
Veikoder:	Norconsult Bergen, VA	Prosjektant	
Oppdragsgiver:	Statens vegvesen	Byggesystem	U103 A
Måstokk:	1:500	Prosjektant	
Koordinatsystem:	...	Byggesystem	U103 A
Prosjektets navn:	...	Prosjektant	



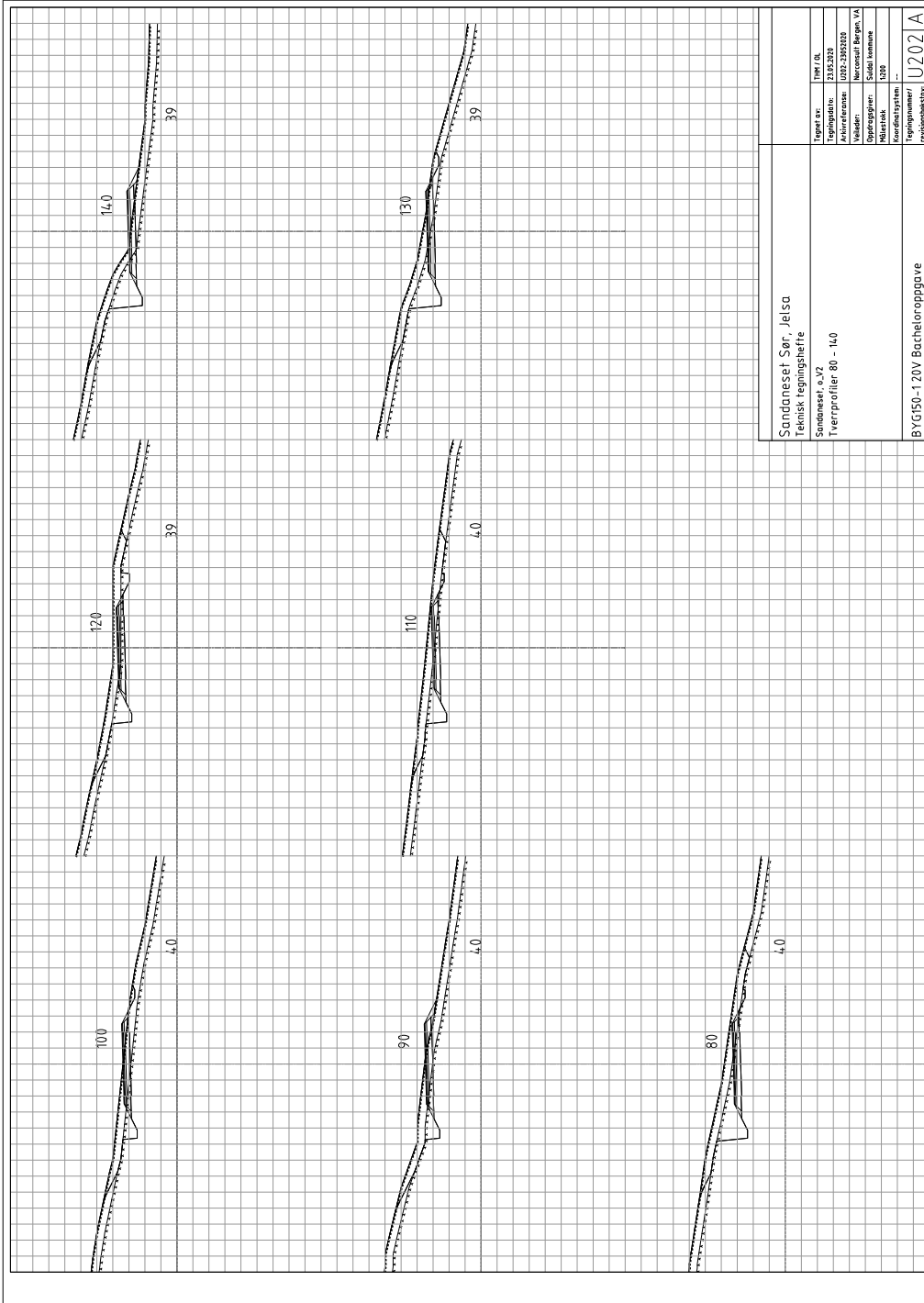
Sandneset Sør, Jelsa		Tittel og:		DM7/04
Teknisk tegningshefte		Tegningsdate:		23.05.2020
Markusvingen s/vt		Anvender:		UHL-230320
Tverrprofiler 210 - 270		Utsteder:		Norconsult Bergen VA
		Typeprosjekt:		Bidra kommun
		Målestokk:		1:200
		Koordinatsystem:		--
		Prosjektnummer/		U104_A
		Prosjektbeskrivelse:		



Sandneset Sør, Jelsa		DMF / DL
Teknisk tegningshefte		2321.2320
Merknadene: a, VI		Prosjekt: UPE-232020
Tverrprofiler 280 -		Arbeidsfase: Hovedsakl. Byggh. VA
		Veikoder: Hovedsakl. Byggh. VA
		Spesifisering: Bilde nummer
		Målestokk: 1:200
		Koordinatsystem: --
BYG150-1 20V Bache/oppagve		Prosjektnummer/
		Prosjektet: U105 A

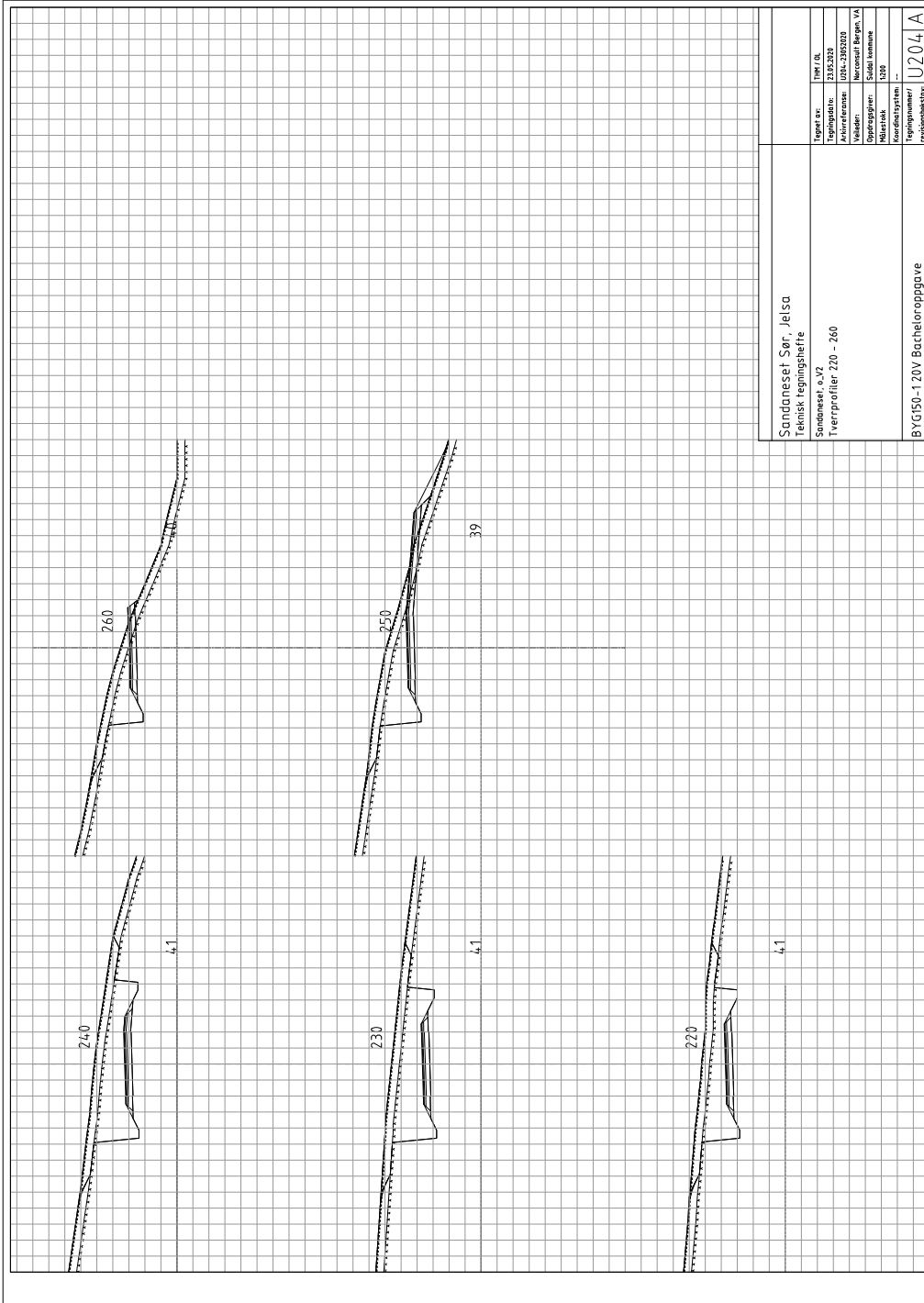


Sandnesset Sør, Jelsa		Type: 01	1001 / 01
Teknisk tegningshefte		Tegningsdato: 23.05.2020	
Sandnesset s. 70		Arkivreferanse: 1057-2302020	
Tverrprofiler 10 - 70		Veikoder: Herdsvall, Bergan, VA	
		Oppdragsgiver: Statens vegvesen	
		Målestokk: 1:500	
		Koordinatsystem: ...	
		Tegningsnummer/Prosjektnummer: U201A	
BYG150-120V Bacheloroppgave			



Sandnesset Sør, Jelsa		Tittel / BL	
Teknisk tegningshefte		1331.202	
Sandnesset s. 1/2		Tegningsdato: 10/02/2002	
Tverrprofiler 80 - 140		Arkivreferanse: 102/2392/00	
		Veikoder: Herkomst: Bergen, VA	
		Typeoppdrag: Sjøtilkonnekt	
		Måstak: 1:500	
		Koordinatsystem: ...	
		Tegningsnummer/Prosjektnummer: U202 A	

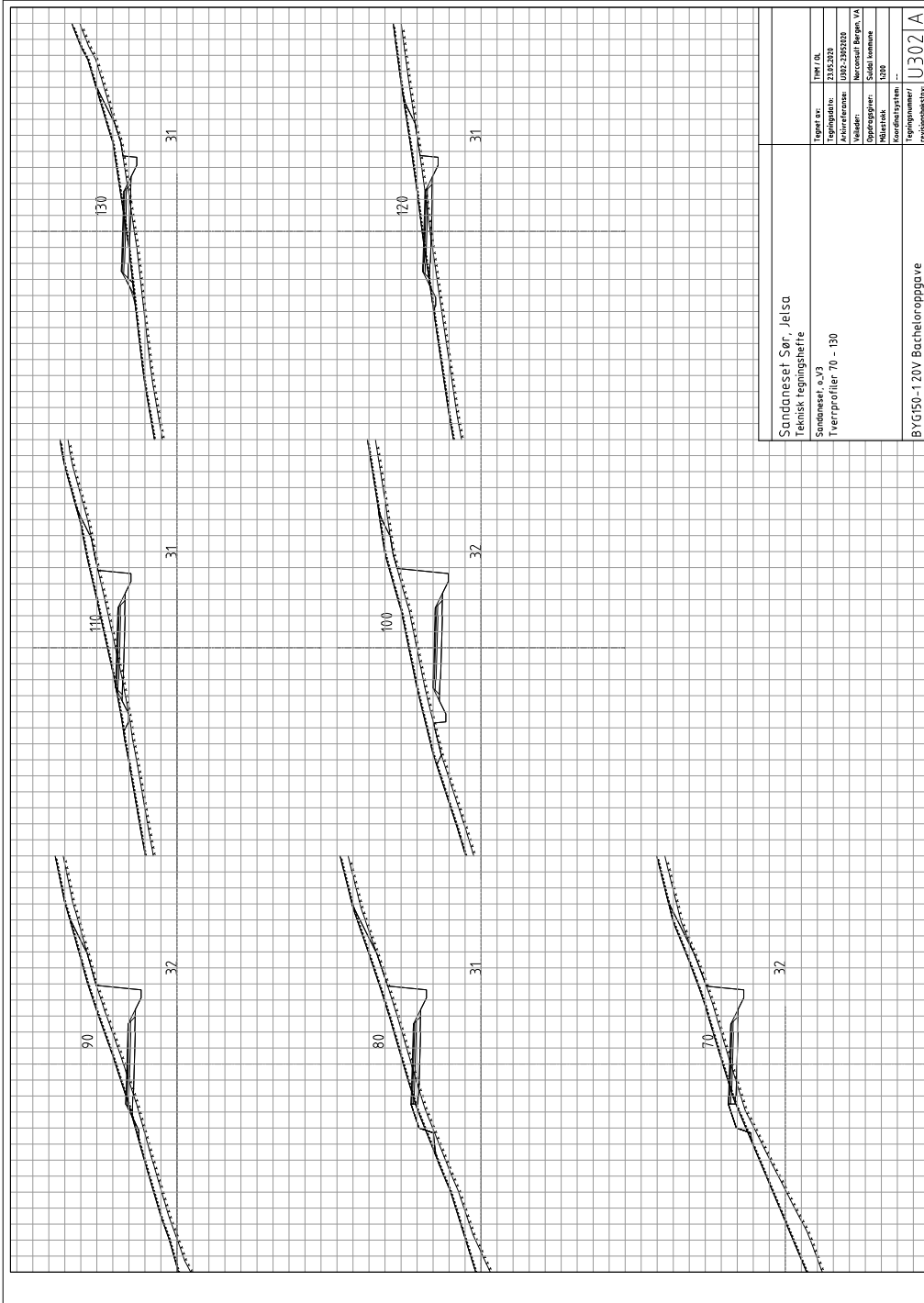




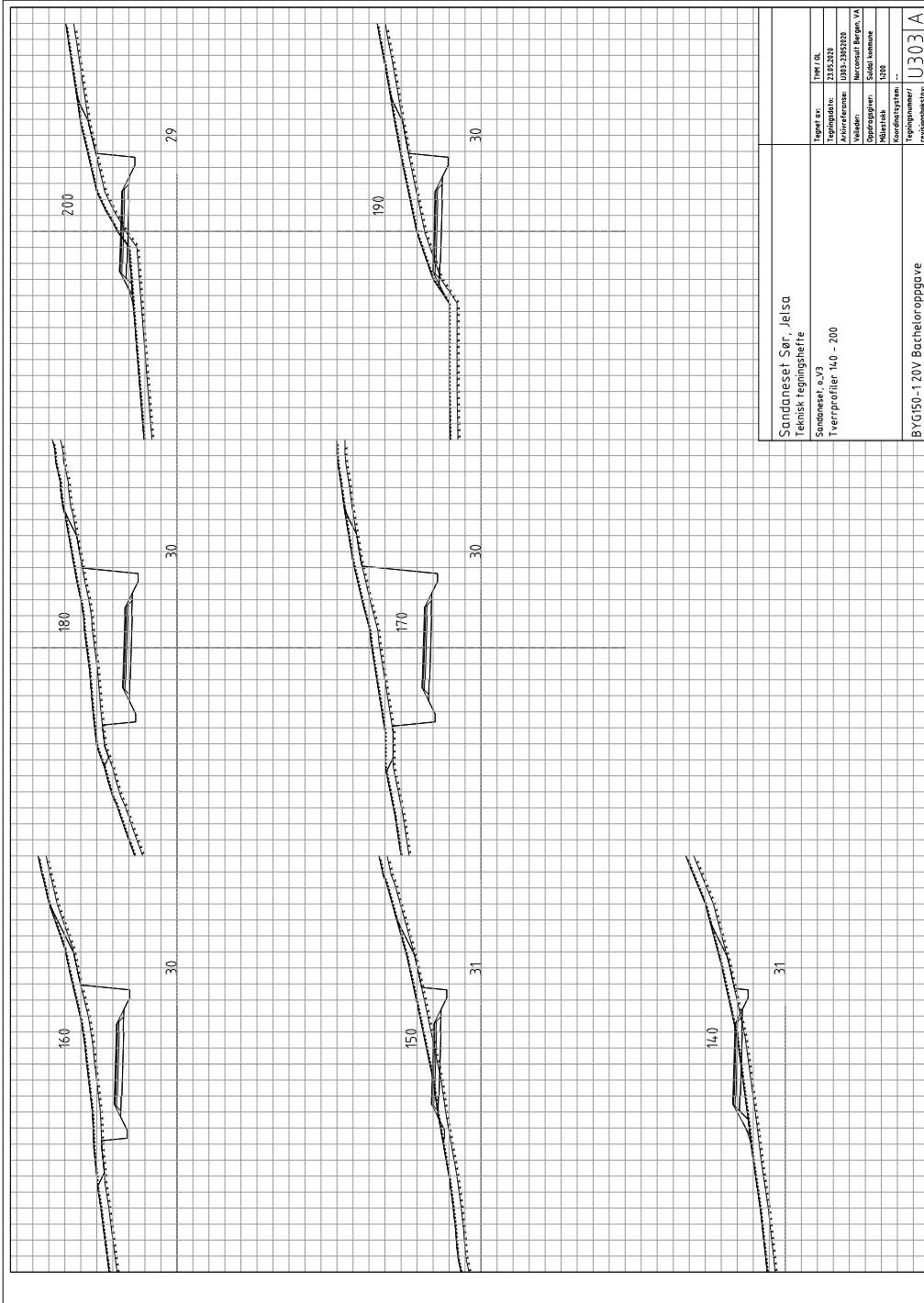
Sandnesset Sør, Jelsa		Tittel / BL	
Teknisk tegningshefte		239.203	
Sandnesset s. 1/2		Tegningsdato: 02.12.2020	
Tverrprofiler 220 - 260		Arkivreferanse: 024-239203	
		Veikoder: Herkomst Bergen, VA	
		Oppdragsgiver: Sivilkomune	
		Måstak: 1:50	
		Koordinatsystem: ...	
BYG150-120V Bacheloroppgave		Tegningsnummer/	
		Prosjektnummer: U204 A	



Sandnesset Sør, Jelsa		Tittel / BL	
Teknisk tegningshefte		Tegningsnr. 1339.2020	
Sandnesset s. 1/2		Aktivitetstype: 081-2302020	
Tverrprofiler 0 - 60		Vekst: Herkomst: Bergen, VA	
		Typeoppdrag: Eksist. kommun	
		Måstak: 1:500	
		Koordinatsystem: ...	
BYG150-120V Bacheloroppgave		Tegningsnummer/Prosjektnummer: U301A	



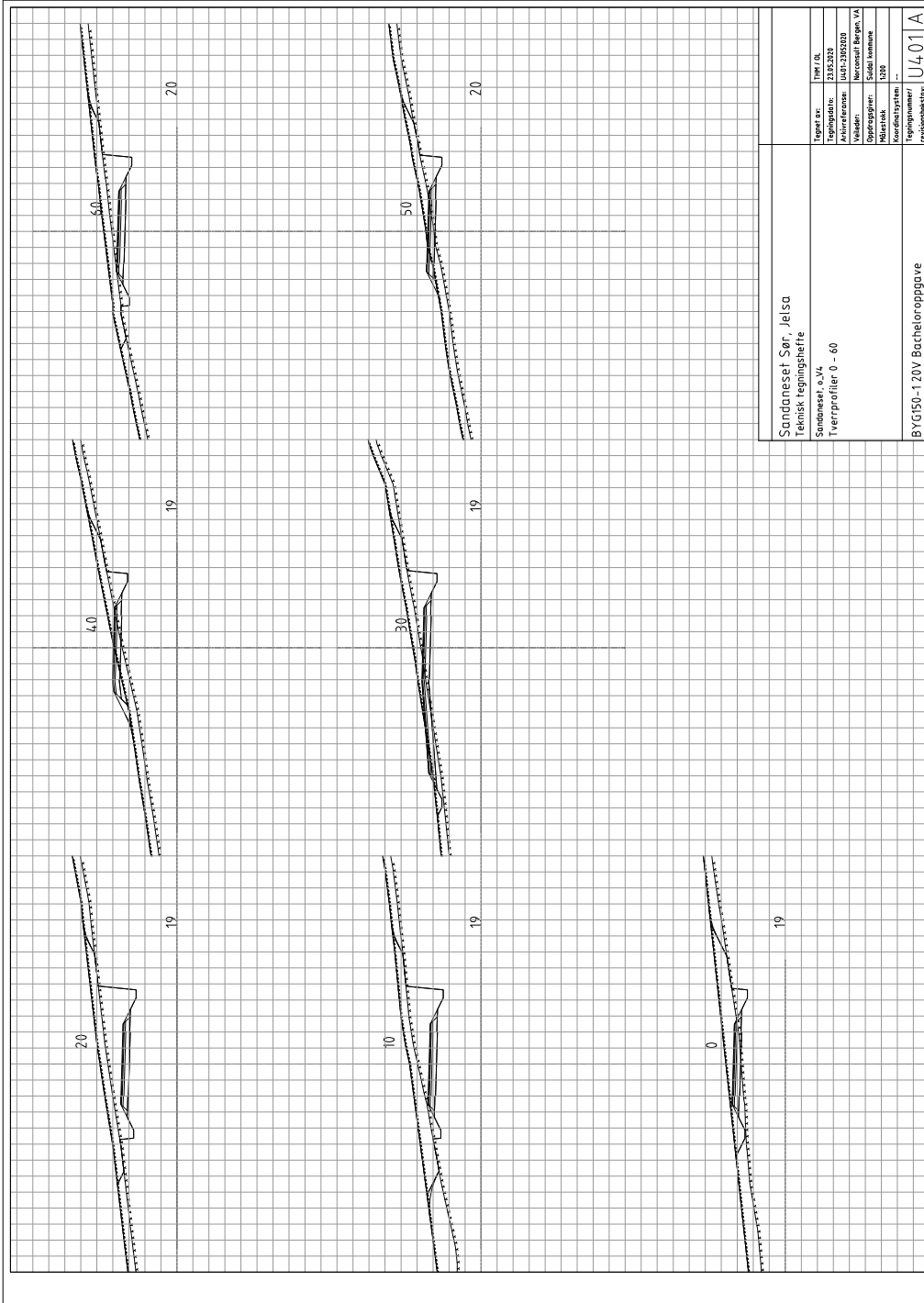
Sandnesset Sør, Jelsa		Tittel / BL	
Teknisk tegningshefte		1335.2020	
Sandnesset s. 1/2		Tegningsdato:	
Tverrprofiler 70 - 130		Aktivitetstype: 0302.2502020	
		Veikoder: Herøyveit, Bergsjø, VA	
		Oppdragsgiver: Statens vegvesen	
		Målestokk: 1:500	
		Koordinatsystem: ...	
BYG150-120V Bacheloroppgave		Prosjektnummer/Prosjektbeskrivelse: U302 A	



Sandnesset Sør, Jelsa		Tittel / BL	
Teknisk tegningshefte		1339.2028	
Sandnesset s. 3/3		Tegningsdato: 09.02.2028	
Tverrprofiler 140 - 200		Anvender: Helsebygg, VA	
		Vedlegg: Sandnesset Bergen, VA	
		Typeprosjekt: Sjøfartshavn	
		Målestokk: 1:500	
		Koordinatsystem: ...	
BYG150-120V Bacheloroppgave		Prosjektnummer/Prosjektbeskrivelse	
		U303 A	



Sandnesset Sør, Jelsa		Tittel / BL	
Teknisk tegningshefte		1339.2028	
Sandnesset s. 1/2		Tegningsdato: 08.12.2020	
Tverrprofiler 210 - 270		Arkivreferanse: 081-2302020	
		Veikoder: Herdsvall, Bergan, VA	
		Typeoppgjør: Slettet område	
		Måsstokk: 1:500	
		Koordinatsystem: ...	
BYG150-120V Bacheloroppgave		Tegningsnummer/	
		Prosjektnummer: U304A	



Sandnesset Sør, Jelsa		Tittel og	
Teknisk tegningshefte		Tittel og	
Sandnesset s. v. v.		Tegningsdato: 23.03.2023	
Tverrprofiler 0 - 60		Arkivreferanse: 1407.23052100	
		Veikoder: Herøyveit, Bergsjø, VA	
		Typeoppdrag: Eksist. kommun	
		Målestokk: 1:500	
		Koordinatsystem: ...	
BYG150-120V Bacheloroppgave		Prosjektnummer/	
		Prosjektbeskrivelse: U401A	



Sandnesset Sør, Jelsa		Type: OL
Teknisk tegningshefte		13.03.2023
Sandnesset s. VA		14.02.2020/20
Tverrprofiler 70 - 110		Herrevassli, Bergen, VA
		Sted: Herrevassli
		Utsnitt: 1350
		Koordinatsystem: ...
		Prosjektnummer/Prosjektbeskrivelse: U4.02 A



Høgskulen
på Vestlandet