

Emne: Ljåstadbakken
 Dato: 10.09.2024
 Skrevet av: Per Espen Dahle

Oppdragsgiver: Visjons-bygg AS
 Oppdragsnr: 20254
 Kontrollert av: Tor Albert Oveland

Ljåstadbakken – Rammeplan VA

1 BAKGRUNN

Pollen Bygg & Eiendom AS har utarbeidet forslag til detaljreguleringsplan for et område betegnet Ljåstadbakken i Froland kommune. Planområdet er på totalt 6 290 m² og består av eiendommen Gnr 2 Bnr. 349 samt deler av eiendommene 2/11 og 2/299.

1706 m² avsettes til konsentrert småhusbebyggelse.

Utklipp fra plankartet er vist under:



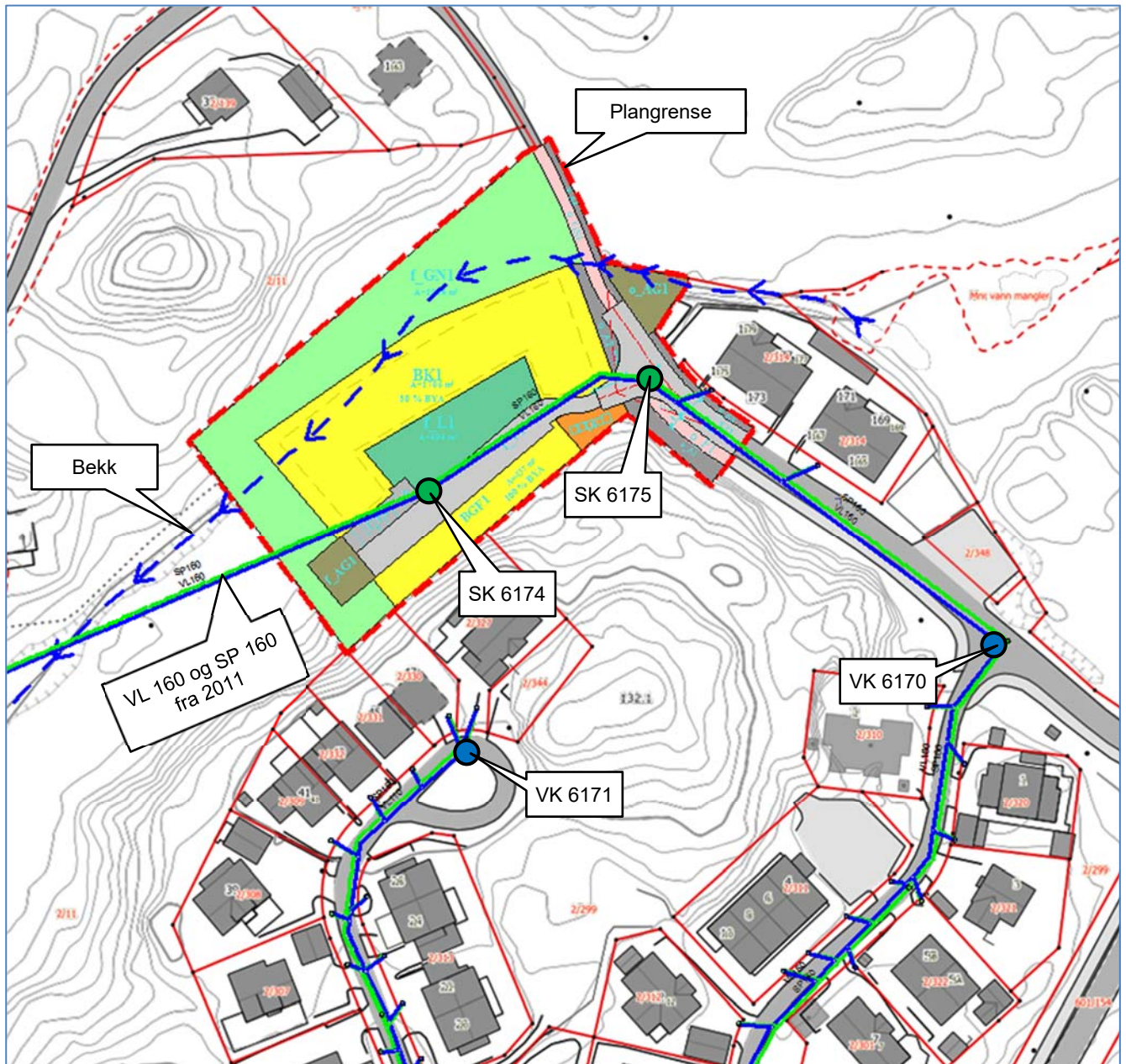
Figur 1 – Utklipp fra plankartet

Aprova AS er engasjert for å utarbeide rammeplan for vannforsyning, spillvann og overvann for reguleringsområdet.

Oppdragsgiver er Visjons-bygg AS.

2 DAGENS SITUASJON

Kartutsnittet under viser eksisterende VA-anlegg ved planområdet:



Figur 2 - Eksisterende VA-anlegg

2.1 Vannforsyning og brannvannsdekning

Yttertjenn boligfelt er forsynt gjennom en $\varnothing 160$ PVC fra 2011. Figur 2 viser ledningstrase og plassering av de nærmeste vannkummene med brannuttak.

2.2 Spillvann

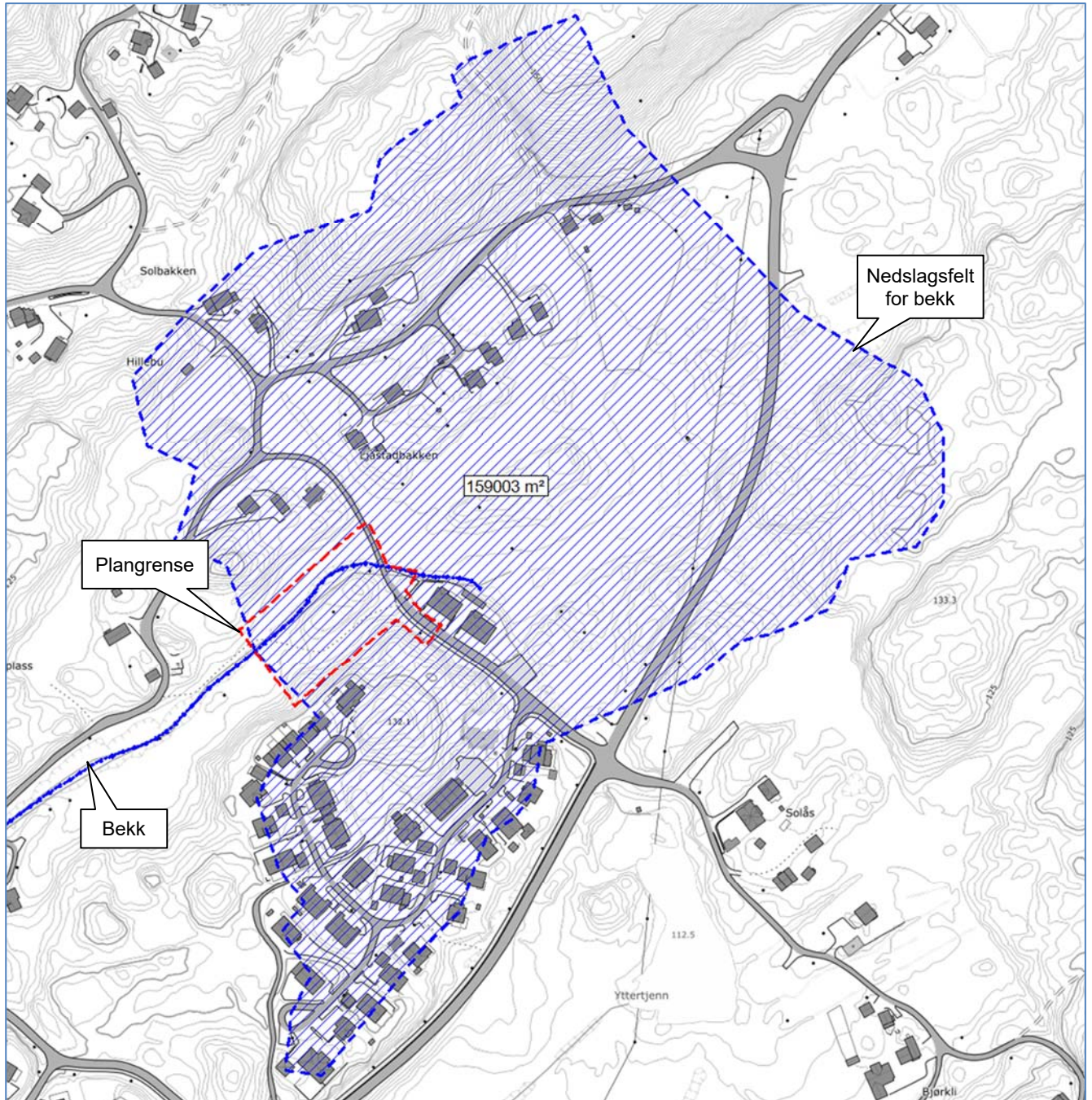
Kommunal spillvannsledning $\varnothing 160$ PVC fra Yttertjenn boligfelt ligger gjennom planområdet.

Høyden i eks. SK 6174 er **112,63**. Videre mot Heståskerret ligger ledningen med minimumsfall. Lokal senking av ledningsanlegg for å bedre fallforhold fra den planlagte bebyggelsen er derfor vanskelig.

2.3 Overvann

Det er ikke kommunalt overvannsanlegg i nærheten.

Det ligger en bekk gjennom planområdet. Nedslagsfeltet er på ca. 159 da:



Figur 3 – Nedslagsfelt bekk

3 FORSLAG TIL PRINSIPPLØSNING

Eksisterende VA-ledninger ligger delvis inne på arealet som avsettes til konsentrert småhusbebyggelse. Ledningsanlegget må legges om slik at det blir liggende i kjøreveg.

På skissen nedenfor er foreslått løsning vist:



Figur 4 - Foreslått løsning for VA

3.1 Vannforsyning og brannvannsdekning

Kravet til minste vannmengde for brannslukking i småhusbebyggelse er 20 l/s. Brannkum må plasseres innenfor en avstand av 25-50 m fra inngangen til hovedangrepsvei.

På grunn av for lang avstand til eksisterende vannkummer må det etableres en ny vannkum med brannuttak i nærheten av ny bebyggelse. Foreslått plassering er vist på skissen over.

I detaljprosjekteringen må det avklares om stikkledningene skal tilkobles i en felles fordelingskum eller direkte på den kommunale ledningen.

3.2 Spillvann

Avløp fra ny bebyggelse kan tilkobles eksisterende $\varnothing 160$ PVC.

3.3 Overvann fra planområdet

Den planlagte utbyggingen vil gjøre at andelen tette flater øker. Dette fører til hurtigere avrenning fra området med tilhørende økning av overvannsmengdene. Utbygger/tiltakshaver er ansvarlig for at overvannsmengder ikke øker som følge av tiltaket.

All økning av overvannsmengder skal fortrinnsvis håndteres lokalt på egen eiendom med basis i tretrinnsstrategien for overvannshåndtering:

1. Fang opp og infiltrer
2. Forsink og fordrøy
3. Sikre trygg flomvei

Overslagsberegninger viser at nødvendig volum for å fordrøye et 25-årsregn vil være ca. 30-40 m³. Volumet kan fordeles på et eller flere basseng og foreslås etablert som åpen løsning med fordrøyning i groper/fordypninger på terrenget. Utløp fra fordrøyningsbasseng kan være gjennom infiltrasjon til grunnen eller til bekken via ledningsanlegg med begrenset kapasitet.

Arealer som kan være aktuelle for etablering av fordrøyning er vist med blå skravor på figur 4.

3.4 Bekk og flomvei

Eksisterende bekk må legges noe om og ledes i ny trase rundt byggeområdet slik at sikkerhet i forhold til flom ivaretas. Omfang av omlegging er skissert på figur 4.

Bekken må dimensjoneres slik at det ikke er fare for oppstuvning ved planområdet eller på oppstrøms områder.

Det må vurderes om geotekniker skal engasjeres for å avklare om det må gjøres tiltak i forbindelse med utbygging i nærheten av dagens bekkeløp.

3.4.1 Beregning av avrenning

Beregning av avrenning er gjort etter den rasjonelle metoden med klimafaktor og påslagsprosent for avrenningskoeffisient. Nedslagsfelt er vist i figur 3.

Forutsetninger for overvannsberegninger

Den rasjonelle formel: $QT = C \cdot i \cdot A$

QT = Avrenning for valgt returperiode, T (l/s)

C = Avrenningskoeffisient, midlere

i = Dimensjonerende nedbørsintensitet (l/s*ha)

A = Areal nedbørfelt (ha, 10 000 m²)

Nedbørdata: **Stasjon 36060 Arendal Brannstasjon**

Valgt returperiode, IVF-kurve: **100** år

Påslag avrenningskoeffisient, C : **25** %

Klimafaktor, K_f : **1,4**

Tilrenningstid

- for naturlige felt, t_c : $t_c = 0,6 \cdot L \cdot H^{-0,5} + 3000 \cdot A_{SE}$

Avrenningskoeffisient		
Areal nedbørsfelt	A	15.90 ha
Avr. fakt. på permeable flater	<i>clav</i>	0.3
Avr. fakt. på "tette" flater	<i>chøy</i>	0.8
Andel "tette" flater	<i>tettand</i>	15 %
Midlere avrenningskoeffisient for n år og påslags-%:		
n=10 år	<i>C10</i>	0.375
n=20-30 år (+10 %)	<i>C20-30</i>	0.413
n=50 år (+20 %)	<i>C50</i>	0.450
n=100 år (+25 %)	<i>C100</i>	0.469
n=200 år (+30 %)	<i>C200</i>	0.488
Valgt returperiode og tilhørende koeff.	<i>C100</i>	0.469
Klimafaktor, Kf		
	<i>1.4</i>	1.4
Konsentrasjonstid, grunnlag		
Lengden av feltet	<i>L</i>	440 m
Høydeforskjell i feltet	<i>H</i>	45 m
Andel innsjø i feltet	<i>vann</i>	0
Konsentrasjonstid, naturlig		
	<i>tc</i>	39 min
Konsentrasjonstid urban		
	<i>tc</i>	5 min
Valgt konsentrasjonstid	<i>tc</i>	35 min
Gjentaksintervall		
		100 år
Intensitet ved tc	<i>ic</i>	137 l/sha
Beregnet avrenning	<i>Qavr</i>	1430 l/s

Beregningen gir en avrenning på 1430 l/s ved 100 års gjentaksintervall og klimafaktor 1,4.

Denne vannmengden skal håndteres i den omlagte bekken slik at det ikke oppstår skader eller ulemper for planområdet eller fører til oppstuvning oppstrøms.

3.4.2 Nødvendig bekketverrsnitt forbi planområdet

Mannings formel brukes for dimensjonering av bekketverrsnittet.

Bekken foreslås utformet som trapesformet renne med bunnbredde 0,5 m og sidehelling 1:1. Det er lagt til grunn at fallet på strekningen kan bli ca. 0,5%.

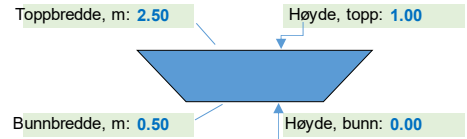
Oppsummering av beregning er vist på neste side.

Kanalstrømning - kapasitetsberegning

Strømningstilfelle: Normalstrømning
Formel: Mannings formel

Sidehelling 1, venstre	B1/H1	1.00	
Sidehelling 2, høyre	B2/H2	1.00	
Bunnbredde	m	0.50	
Mannings 1, venstre	M1	20	0.050 = n-verdi
Mannings 2, høyre	M2	20	0.050 = n-verdi
Mannings bunnflate	Mb	20	0.050 = n-verdi
Fall, gj.snitt, m/m	le	0.005	0.5 %

Mål på flomrenne:



Tverrsnitt: Trapes

	B bunn senter-ut	B topp senter-ut	H diff
Venstre	0.25	1.25	1.00
Høyre	0.25	1.25	1.00

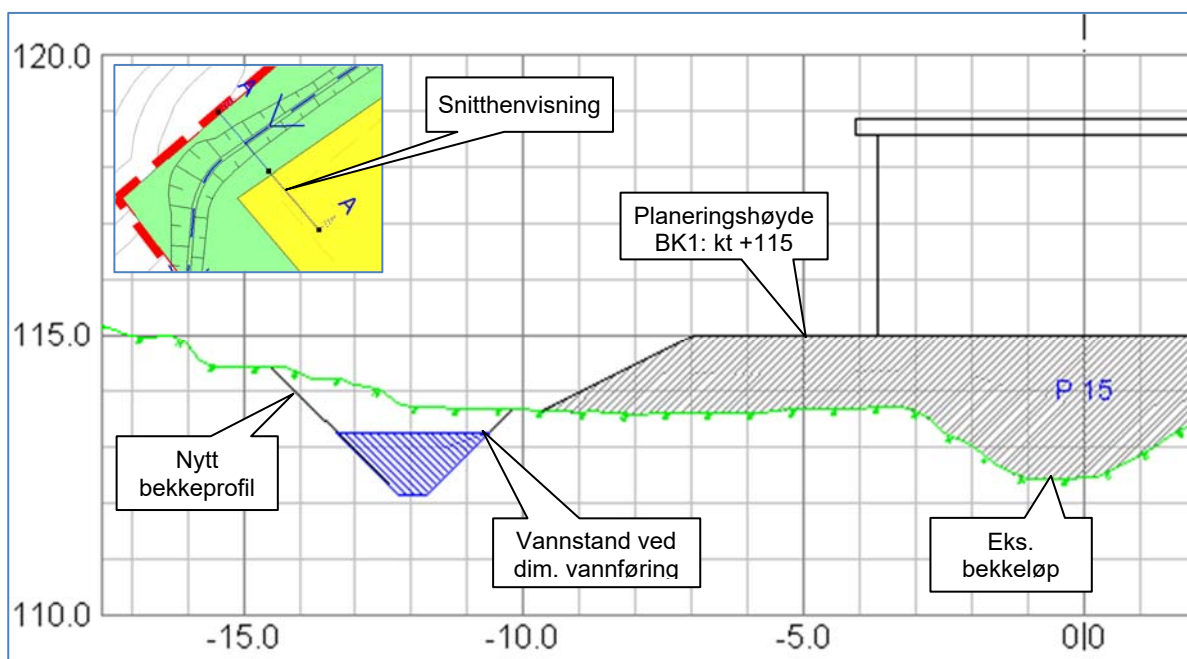
Lengde renne: 110 m
Høydediff: 0.5 m
Fall: 0.005 m/m

Beregningsresultat ved økende vannhøyde:

Oppstuvings høyde	Fall	Vått tverrsnitt	P1	P2	Våt omkr	Hydr. rad	Mannings	Hastighet	Vannføring
m	le m/m	A m ²	m	m	P m	R m	M res	Ur m/s	Q l/s
0.10	0.004545	0.06	0.14	0.14	0.78	0.08	20.00	0.24	15
0.20	0.004545	0.14	0.28	0.28	1.07	0.13	20.00	0.35	49
0.30	0.004545	0.24	0.42	0.42	1.35	0.18	20.00	0.43	102
0.40	0.004545	0.36	0.57	0.57	1.63	0.22	20.00	0.49	177
0.50	0.004545	0.50	0.71	0.71	1.91	0.26	20.00	0.55	276
0.60	0.004545	0.66	0.85	0.85	2.20	0.30	20.00	0.60	399
0.70	0.004545	0.84	0.99	0.99	2.48	0.34	20.00	0.66	550
0.80	0.004545	1.04	1.13	1.13	2.76	0.38	20.00	0.70	731
0.90	0.004545	1.26	1.27	1.27	3.05	0.41	20.00	0.75	943
1.00	0.004545	1.50	1.41	1.41	3.33	0.45	20.00	0.79	1 189
1.10	0.004545	1.76	1.56	1.56	3.61	0.49	20.00	0.84	1 470
1.20	0.004545	2.04	1.70	1.70	3.89	0.52	20.00	0.88	1 788
1.30	0.004545	2.34	1.84	1.84	4.18	0.56	20.00	0.92	2 145
1.40	0.004545	2.66	1.98	1.98	4.46	0.60	20.00	0.96	2 542
1.50	0.004545	3.00	2.12	2.12	4.74	0.63	20.00	0.99	2 981

Stipulert vanndybde ved 100-årsflom i bekk med bunnbredde 0,5 m er 1,1 m.

På skissen under er det vist hvordan bekkeløpet langs planområdet kan utformes.

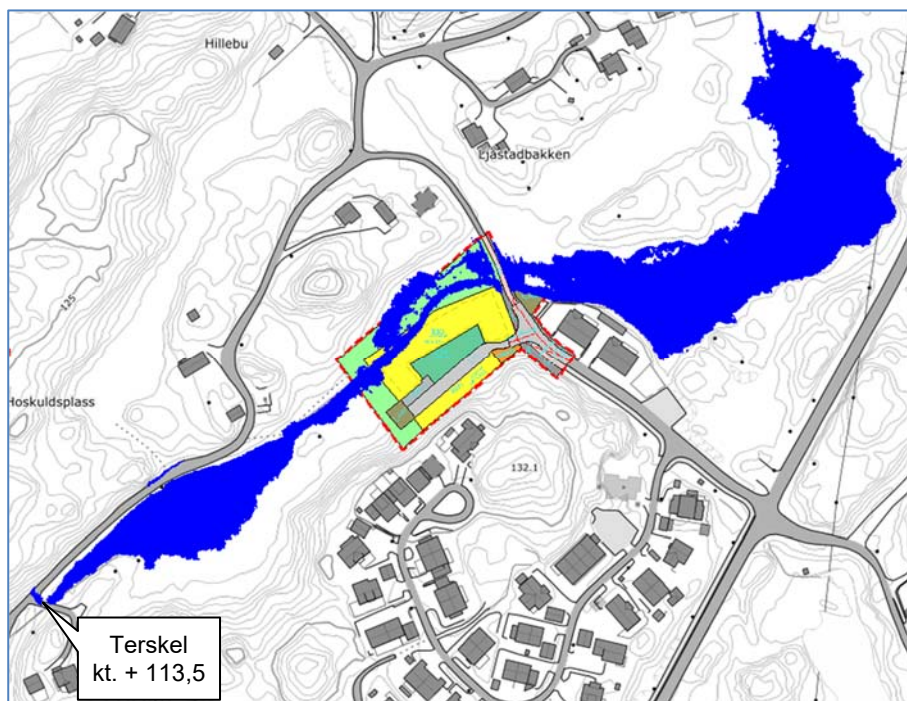


Figur 5 Typisk snitt av bekk langs planområdet

3.5 Tilgjengelig oppstuvingsvolum på terreng

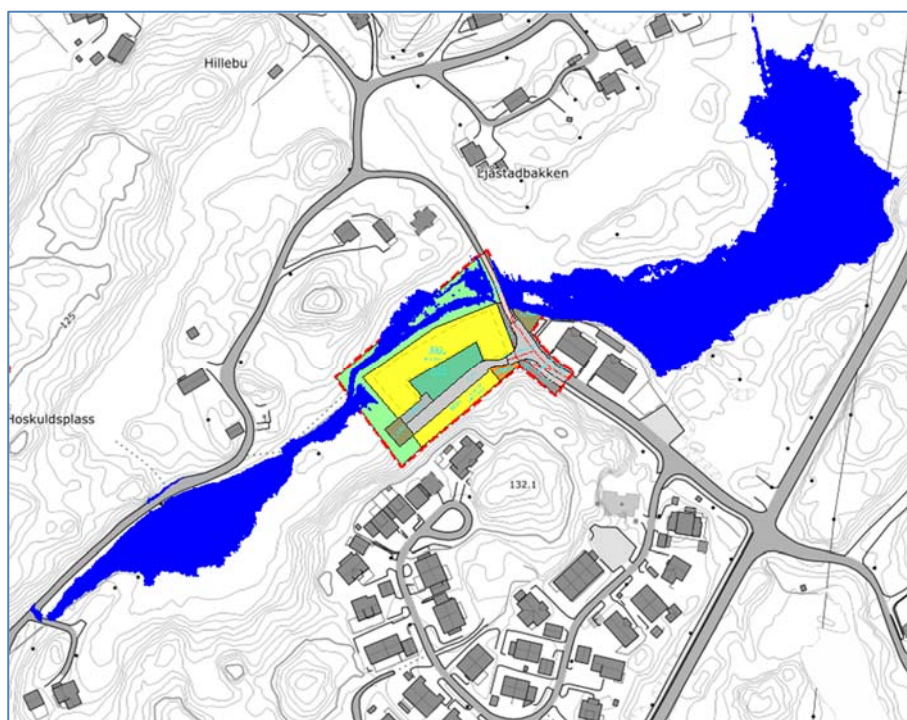
Bekken gjennom området krysser adkomstveien til Heståskjerret 30. Dersom stikkrenna gjennom denne adkomstveien er tett eller ikke har kapasitet vil veien fungere som en terskel med høyde på ca. kt. + 113,5.

Vannflate ved oppstuvning til terskelhøyden er vist på utsnittet under. Teoretisk tilgjengelig volum utgjør 9162 m³.



Figur 6 Oppstuvning til kt. +113,5. Situasjon før utbygging

Utbyggingen med oppfylling over eksisterende bekk reduserer volumet, men siden bekken legges om blir teoretisk volum omtrent det samme som før utbygging: 9176 m³.



Figur 7 Oppstuvning til kt. +113,5. Situasjon etter utbygging

Tiltaket fører altså ikke til reduksjon i tilgjengelig oppstuvingsvolum på terrenget.