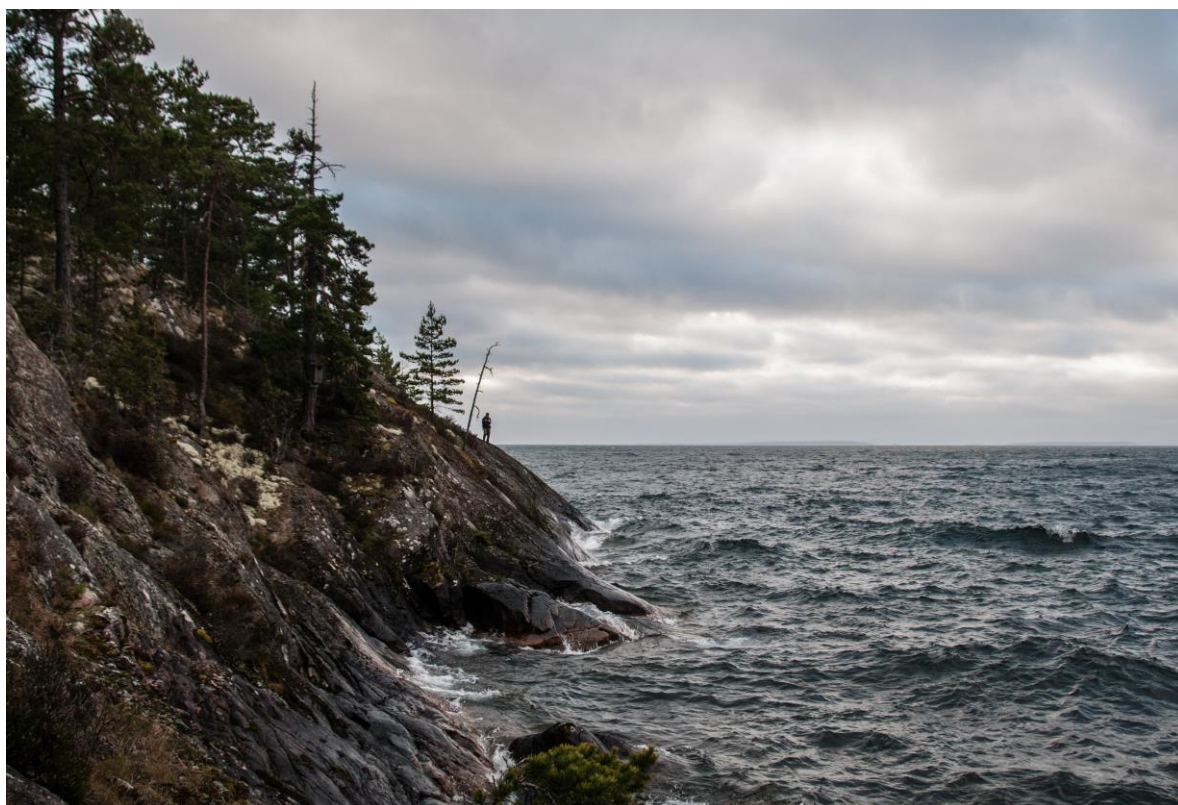




Vätternvatten - Utvidgad utredning bergtunnel

Säkrare beslutsunderlag för nästa steg

Koncept 2013-04-29

Rev 2015-02-20

Rev 2016-01-29

Vätternvatten - Utvidgad utredning bergtunnel

Säkrare beslutsunderlag för nästa steg

Koncept 2013-04-29

Rev 2016-01-29

Beställare: Örebro Kommun
Box 33300
701 35 Örebro

Beställarens representant: Lars Ferbe

Konsult: Norconsult AB
Box 8774
402 76 Göteborg

Uppdragsledare Bertil Israelsson

Handläggare: Berggeologi:
Peter Wilén, Magnus Zetterlund, Sid Patél,
Jesper Petersson

Miljökonsekvenser:
Annika Blix

Cadsamordning:
Peter Wallander

Uppdragsnr: 102 13 64

Filnamn och sökväg: n:\102\13\1021364\0-mapp\beskrivningar utredningar
pm\fordjupad bergutredning 2015\utvidgad utredning
bergtunnel\vätternvatten, rapport bergtunnel 150219.doc

Kvalitetsgranskad av: Sara Kvartsberg

Tryck: Norconsult AB

Innehållsförteckning

1	Sammanfattning.....	5
2	Inledning.....	6
2.1	Projekt Vätternvatten.....	6
2.2	Utvidgad utredning bergtunnel	6
2.3	Byggmetoder för bergtunnel	7
2.3.1	Konventionell tunneldrivning	7
2.3.2	TBM	8
3	Förutsättningar	10
3.1	Vattenbehov – kapacitet.....	10
3.2	Tunnelstorlek – flödesförluster	11
3.3	Fältundersökningar	11
3.3.1	Fältundersökningar, steg 1.....	12
3.3.2	Fältundersökningar, steg 2.....	12
3.3.3	Fältundersökningar, steg 3.....	13
4	Tunnelsträckning	14
4.1	Lokalisering av bergtunneln – principer och alternativ	14
4.1.1	Arbetstunnlar	15
4.1.2	Geologiska förhållanden	17
4.1.3	Svaghetszoner	20
4.1.4	Erfarenhet – bergbyggnation.....	22
4.1.5	Hydrogeologi.....	22
4.1.6	Övriga intressen.....	24
5	Drivning arbetstunnlar.....	26
6	TBM-borrad tunnel.....	28
6.1	Principutförande.....	28
6.1.1	Bergförstärkning.....	28
6.1.2	Injektering och sonderingsborrning	29
6.1.3	Drivningsalternativ	30
6.2	Tidplan	30
6.3	Kostnader	33
7	Konventionell tunneldrivning.....	35
7.1	Principutförande.....	35
7.2	Tidplan	36
7.3	Kostnad.....	37

8	Jämförelse av byggmetoder.....	39
8.1	Miljö	39
8.1.1	Produktionsaspekter.	39
8.1.2	Grundvattenmagasin.....	39
8.1.3	Schaktmassor	40
8.2	Bergförstärkning och injektering	40
8.3	Kostnader och tid	40
8.4	Osäkerheter	41
8.5	Referensprojekt.....	42
8.5.1	Saltsjö tunneln	42
8.5.2	Ormen.....	43
8.5.3	Nord-Jæren, Stavanger.....	43
8.5.4	Kjøsnesfjorden	44
8.5.5	Fullortsborrade tunnlar i Norge.....	44
8.5.6	Jämförelsekostnader	46
9	Utbyggnadsprocess – skeden.....	47
10	Diskussion.....	48
11	Slutsatser.....	50
11.1	Fortsatta undersökningar	51
12	Litteratur	52

Bilagor

- Bilaga 1** Vättern water supply tunnel, TBM alternative: feasibility study.
Basler & Hofmann 2013.
- Bilaga 2** Förslag tunnelsträckning, plan
- Bilaga 3** Förslag tunnelsträckning, profil
- Bilaga 4** Geologisk beskrivning
- Bilaga 5** Grundvattenbrunnar
- Bilaga 6** Beräknade tryckförluster i borrarad tunnel
- Bilaga 7** Alternativa tunnelareor

1 Sammanfattning

Vättern som råvattentäkt för Örebro och omkringliggande kommuner har studerats under flera år. Ett alternativ för transport är en bergtunnel från norra Vättern till Hallsberg. Denna studie är en utvidgning av tidigare utredningar för att få ett säkrare beslutsunderlag för tunnelalternativet. Rapporten redovisar en jämförelse mellan två olika drivningsmetoder, TBM (tunnelborrningsmaskin) och konventionell drivning med borrhning och sprängning. Metoden med TBM-drivning har studerats av Basler&Hofmann, Schweiz som underkonsult.

Det är goda möjligheter ur bergbyggnadssynpunkt att utföra en tunnel från Hargemarken i söder till Håkamo i norr, med enbart mindre konflikter med övriga intressen. För TBM-borrhning har två diametrar undersökts 3,5 m och 4,0 m. Mindre area är inte praktiskt möjligt att bygga ur arbetsteknisk synvinkel. Flödesmässigt innebär den minsta tunnelarean en maximal kapacitet på ca 5 m³/s, vilket mer än väl täcker även Mälardalskommunernas behov.

Jämförelser mellan tunneldrivning med konventionell drivning och fullortsborrhning med TBM visar att metoderna är relativt likvärdiga ur byggtknisk och ekonomiska aspekter. Kostnaderna som sammanfattas i nedanstående tabell skall ses som jämförande kostnader mellan de två byggmetoderna. Kostnadsberäkningarna har uppdaterats med hänsyn till resultaten från de fältundersökningar som utförts under 2013-2016.

Alternativ	Jämförande kostnader miljoner SEK
TBM –tunnel $\varnothing = 3,5\text{ m}$	1000-1100
TBM –tunnel $\varnothing = 4,0\text{ m}$	1250-1350
Konventionell tunnel, 16 m ² area	1050-1100

Total byggtid för bergtunneln styrs av antalet drivningsfronter. Från utförda analyser bedöms en drivningstid på 3-4 år vara rimlig.

Norconsults bedömning med nuvarande förutsättningar och osäkerheter är att kostnaderna är likvärdiga för konventionell tunneldrivning och TBM-drivning. Ur livslängd och underhållsperspektiv bedöms en TBM tunnel vara mer fördelaktig på grund av den skonsammare drivningen och det cirkulära tvärsnittet. Även ur miljösynpunkt är TBM-borrhning att föredra.

Norconsults rekommendation är att fortsatt utredning inriktas för TBM-borrad tunnel men att konventionell drivning skall finnas kvar som ett möjligt alternativ. Arbetstunnlar och monteringshallar och kortare sträckor av huvudtunneln kommer att drivas konventionellt (borrhning och sprängning).

2 Inledning

2.1 Projekt Vätternvatten

Ett antal kommuner inom Örebro län söker strategiskt lösningar för sin framtida vattenförsörjning. Många av kommunerna saknar idag möjlighet till reservvattenförsörjning, dvs. alternativ vid störningar i de ordinarie anläggningarna eller vattentäkterna.

Kommunerna och Länsstyrelsen i Örebro län har genom Norconsult utarbetat en förstudie avseende regional vattenförsörjning från Vättern. Denna presenterades 2011-10-11. Förstudien behandlar fem alternativa lösningar, varav två avser leverans av råvatten från Vättern till respektive kommun och tre leverans av renvatten från ett gemensamt vattenverk med råvatten från Vättern. De alternativ som idag bedömts som mest intressanta är de med bergtunnel från Vättern till en punkt söder om Hallsberg. Bergtunneln skulle möjliggöra att Vätterns vattennivå, ca + 88 m kan utnyttjas med självtryck till slättområdena norr om Hallsberg och därmed kunna nå ett flertal intressenter även i Mälardalen.

2.2 Utvidgad utredning bergtunnel

Föreliggande utredning utgör en utvidgning av tidigare utredningar för att få ett säkrare beslutsunderlag för tunnelalternativet för Projekt Vätternvatten. Syftet är att öka detaljgraden och ge ett underlag för beslut om eventuell fortsatt arbetsprocess. Rapporten kan ses som en del i den fördjupade förstudien med fokus på genomförbarheten. Följande delar har studerats i rapporten:

- Tunnelsträckning. Utgående från tidigare förstudie har en möjlig tunnelsträckning studerats med avseende på geologi, hydrogeologi, övriga intressen samt bygg- och driftaspekter.
- Tunneldrivning. Teknisk och ekonomisk jämförelse mellan tunnelbormaskindrivning (s.k. TBM-borning) och konventionell tunneldrivning. Fördjupning med avseende på produktionslösningar för att möjliggöra tunneldrivningen. Ska utmynna i en rekommendation om lämplig drivningsmetod.
- Förslag på fortsatta undersökningar. Detta innebär planering av den fortsatta undersökningsprocessen och identifikation av vilka steg och vilken information som krävs för att genomföra projektet.

Arbetet har utförts av Norconsult AB med det schweiziska konsultföretaget Basler Hofmann som underkonsult för TBM-delen. I bilaga 1 presenteras en engelskspråkig rapport från Basler & Hofmann gällande TBM-delen, vilken har översatts i och sammanfattats i denna huvudrapport. Underlaget utgörs av tidigare delar av förstudien:

- Förstudie regional vattenförsörjning från Vättern, steg 2 och 3. Norconsult 2011-10-11
- Förstudie regional vattenförsörjning från Vättern, steg 2 och 3. Fördjupning. Bergab. 2012-02-28.
- Förstudie regional vattenförsörjning från Vättern, steg 2 och 3. Fördjupning. Utvidgad bergutredning. Bergab. 2012-08-29.

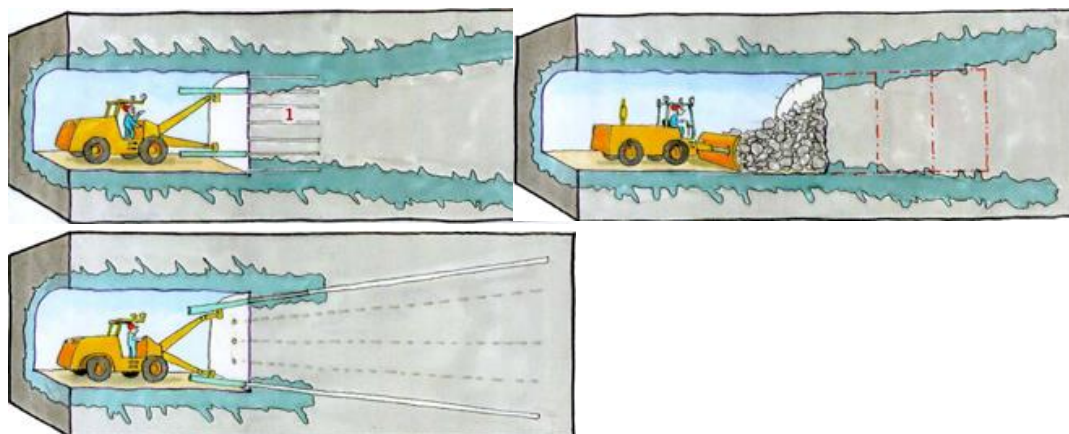
2.3 Byggmetoder för bergtunnel

För tunneldrivning i hårt berg, som för detta projekt, är det två metoder som är aktuella; konventionell drivning med borrar och sprängning eller fullortsborrning med TBM.

Om man väljer konventionell tunneldrivning, utförs hela tunneln inklusive arbetstunnlarna med denna metod. Vid beslut att utföra tunneldrivningen med TBM kommer en del av drivningen ändå utföras med konventionella metoder för t.ex. arbetstunnlar, montagehallar och mot intaget från Vättern.

2.3.1 Konventionell tunneldrivning

Med konventionell tunneldrivning avses ett förfarande där berguttaget sker genom att borrarade hål laddas med sprängämne och som vid detonation fragmenterar berget. Borrningen utförs med hjälp av ett ortdrivningsaggregat som är utrustat med en eller flera bergborrar. Efter sprängning av salvan lastas denna ut. Därefter utförs bergskrotning och vid behov också bergsäkringsarbeten och förinjektering. Därefter upprepas proceduren för nästa salva.

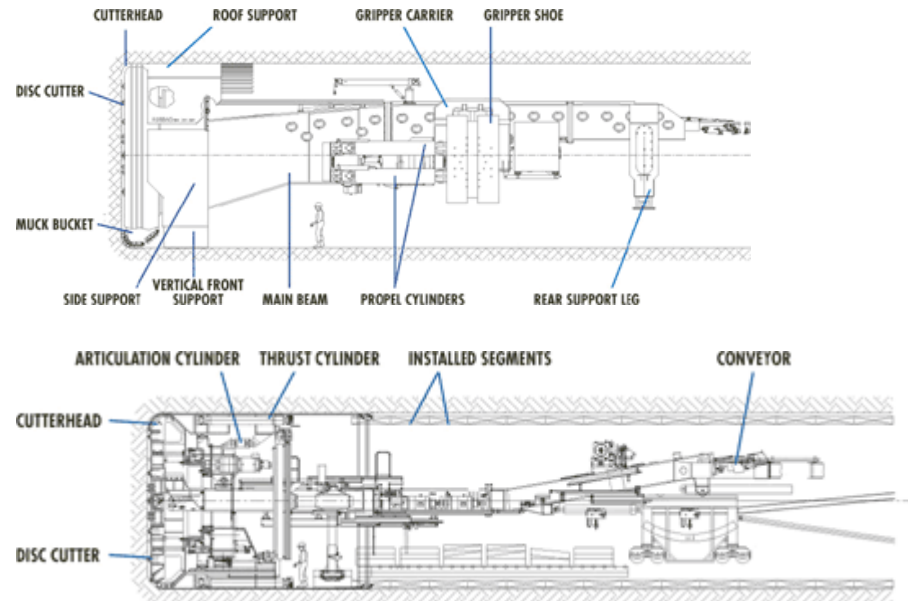


Figur 2-1 Borring och utlastning av salva överst. Förinjektering underst.

2.3.2 TBM

TBM är en engelsk förkortning för *Tunnel Boring Machine* som på svenska översätts till fullortsborrningsmaskin eller tunnelborrningsmaskin. En TBM består i princip av ett roterande cirkulärt skärhuvud, ett kraftsystem och en försörjningsdel. Skärhuvudet är försett med rullskär (*disk cutters*) som pressas med högt tryck mot tunnelfronten samtidigt som det roteras varvid berget spräcks upp. Det losshållna materialet skrapas upp genom öppningar i skärhuvudet och transporteras ut via transportband.

Beroende på de geologiska, grundvatten- och övriga förhållandena kan konstruktionen antingen vara öppen eller sköldad. Generellt sett är en öppen TBM lämplig för drivning i hårda bergarter och en sköldad TBM lämplig för drivning i mjukare bergarter. Vid drivning med sköldad TBM kläs tunnelväggarna vanligtvis in med betongelement strax bakom borrhuvudet för att säkra tunneln och förhindra vatteninläckage.



Figur 2-2 Öppen TBM överst och sköldad underst. (US Department of transportation, 2011).

3 Förutsättningar

Intagslägen vid Vättern har översiktligt studerats tidigare och ett läge vid Hargemarken bedöms mest lämpligt för bergtunnelalternativet. Även slutpunkten för tunneln söder om Hallsberg, vid Håkamo, har studerats under tidigare skeden. Det finns två närliggande alternativa lägen. Huvudalternativet är en placering strax norr om Håkamoberget, vilket innebär en något kortare bergtunnel jämfört med det andra mer ostligt beläget alternativet.

3.1 Vattenbehov – kapacitet

Det framtida vattenbehovet för aktuella kommuner har i förstudien bedömts till ca 1 m³/s för maxdygn, vilket har förutsatts ligga till grund för den kapacitet som aktuell tunnel bör ha.

Ett visst intresse för vattenförsörjning från Vättern har också uttryckts från kommuner i Mälardalen. Med tanke på diskussioner om försämrad råvattenkvalitet i Mälaren samt klimatförändringar, som skulle kunna medföra saltvatteninträngning vid förhöjt vattenstånd i havet, har även Stockholmsregionen nämnt Vättern som en möjlig framtida alternativ vattentäkt. I Tabell 3-1 nedan presenteras en mycket grov uppskattning av det totala vattenbehovet från Vättern om dessa intressen skulle realiseras.

Tabell 3-1 Grov uppskattning av totalt vattenbehov från Vättern med Mälardalskommuner och Stockholmsregionen

Aktuella kommuner i Örebro län	1 m ³ /s	
Mälardalskommuner	1,2 m ³ /s	Delsumma 2,2 m ³ /s
Lovöverket	2 m ³ /s	
Norsborgs vattenverk	2,8 m ³ /s	
Görvälnverket	1,4 m ³ /s	Totalsumma 8,4 m ³ /s

3.2 Tunnelstorlek – flödesförluster

Med hänsyn till det aktuella vattenbehovet för kommunerna i Örebro län skulle en tunnel med 2 m diameter vara tillräcklig. Den ger en tryckförlust om ca 3 m på sträckan 40 000 m. En så lång tunnel med diametern 2 m är dock inte möjlig att utföra ur arbetsteknisk synvinkel.

Tryckförlusterna i en borrarad cirkulär tunnel har studerats (se Bilaga 6). För en 40 km lång tunnel mellan intaget vid Hargemarken och Håkamo söder om Hallberg har tryckförlusterna för tunneldimensionerna Ø 3,0, 3,5 och 4,0 m beräknats. Råheten i tunneln har antagits till $M=60$. De alternativa tunnelareorna framgår av Bilaga 7.

Av diagrammet i Bilaga 6 framgår att de beräknade förlusterna vid 3,0 m diameter för det aktuella vattenbehovet $1 \text{ m}^3/\text{s}$ är små, endast ca 0,3 m. Även 3,0 m diameter bedöms dock ur arbetsteknisk synpunkt vara för liten. En minimidiameter om 3,5 m har bedömts som erforderlig. Denna dimension ger vid flödet $1 \text{ m}^3/\text{s}$ en förlust om ca 0,1 m.

Dimensionen 3,5 m diameter medger betydligt större hydraulisk kapacitet än $1 \text{ m}^3/\text{s}$. Om man begränsar accepterad tryckförlust till 4 m är kapaciteten ca $5 \text{ m}^3/\text{s}$, vilken skulle täcka även Mälardalskommunernas möjliga behov och 45 % av Stockholmsregionens behov enligt den grova uppskattningen i Tabell 3-1. Om Stockholmsregionen skulle vara aktuell bör dock förutsättningarna för att bygga två tunnlar istället för en analyseras alternativt utföra en tunnel med större diameter.

I diagrammet Bilaga 6 har även lagts den beräknade kapaciteten för en ekvivalent cirkulär tunnel (Ø 3,34 m) där den körbara botten lämnats kvar.

3.3 Fältundersökningar

Fältundersökningar och undersökningsborrningar har utförts under 2013-2016. Undersökningarna är främst inriktade på de mest kritiska passagerna med osäker bergtäckning och större svaghetszoner. Utförande och resultat av undersökningarna redovisas i Bilaga 4 till Systemhandlingen, Vätternvatten bergtunnel – Fältundersökningsrapport. Utförda undersökningar ska ses som ett steg mot ökad kunskap om förhållandena längs planerad tunnelsträckning. Ytterligare undersökningar kommer att behöva göras i projekteringsskedet med en ökad detaljeringsgrad.

Undersökta områden är:

- Passager under sjöarna Tisaren, Multen och Åmmelången avseende förekomst av svaghetszoner i berget.
- Bergtäckningen vid ovanstående sjöar samt vid Hultsjön, Frösshyttan och Verkasjön i de södra delarna.
- Läge, utbredning och bergkvalitet vid de större svaghetszonerna.
- Karakteristiska egenskaper för bergmassa längs planerad sträckning.
- Området öster om Åmmelången med avseende på äldre gruvverksamhet.
- Möjliga arbetstunnelpåslag längs planerad sträckning
- Intagsområdet vid Harge.
- Mynningsområdet vid Håkamo.

3.3.1 Fältundersökningar, steg 1

I ett första skede utfördes undersökningar som syftar till att erhålla kompletterande basinformation. Detta utgjordes av:

- Fältkartering av sträckan samt kompletterande geologisk hållkartering. Identifiering av möjliga svaghetszoner, känsliga områden och andra riskfaktorer.
- Geofysiska undersökningar (seismik) för att fastställa bergöverytans läge och identifiera svaghetszoner.
- De föreslagna lägena för arbetstunnlar studeras i fält (tillfartsvägar, tunnelpåslag, etableringsområden samt upplag för schaktmassor från tunneldrivningen etc.).

3.3.2 Fältundersökningar, steg 2

Baserat på resultaten från undersökningarna i det första skedet utformades ett undersökningsprogram med kärnborrning för att öka informationen vid planerade passager av större svaghetszoner och erhålla materialdata för berg. Förutom kartering av bergprover utfördes även vattenförlustmätningar i de kärnborrade hålen som underlag till bedömning av inläckagemängder och injekteringsbehov.

Totalt utfördes 3 stycken kärnborrhål under steg 2. Borrkärnor från de delar av hålen som är belägna i eller i anslutning till svaghetszoner karterades med avseende på bergart och bergkvalitet. Materialprover från borrkärnorna analyserades i laboratorium för bestämning av mineralogi, densitet, DRI (drill rate index), CAI (Cercar abrasiveness index) och CLI (Cutter Life Index).

3.3.3 Fältundersökningar, steg 3

Ytterligare behov av undersökningar och utredningar preciserades i ett tidigare utkast till systemhandling (daterat 2015-02-20). Flertalet av dessa genomfördes under steg 3, 2015–2016, med målsättningen att erhålla förutsättningar för att gå vidare med en mer detaljerad förprojektering avseende tekniska lösningar. Utförda undersökningar inom ramen för steg 3 omfattar följande delar:

- Återstoden av de borrhärdar som inte dokumenterats i detalj under steg 2 karterades med avseende på bergartssammansättning och bergkvalitet.
- Lokal sprickkartering och provtagning av huvudbergarter längs den planerade tunnelsträckningen, samt efterföljande bergmaterialanalys (petrografi, CAI och CLI).
- Kompletterande utredning avseende lokalisering av arbetstunnlar.
- Kontroll av bergtäckning vid sjöpassage och dalgångar med refraktionsseismik och ekolodning i Tisaren, Hultsjön och Frösshyttan.
- Bergteknisk utredning gällande förhållanden och bergutrymmesbehov vid Harge och Håkamo samt ventilationsschakt och tömning av tunnel.

Under arbetet med steg 3 upprättades dessutom en GIS-databas med höjddata och geologisk information för att underlätta eventuella justeringar av tunnelsträckningen.

4 Tunnelsträckning

Tidigare studier av tunnelsträckningar har presenterats i Norconsult (2011), Bergab (2012) samt Bergab (2012b). Utgående från dessa studier har en fördjupad analys utförts med beaktande av geologi, hydrogeologi, tunneldrivning samt övriga intressen för att visa på en lämplig tunnelsträckning. Utöver ovan nämnda utredningar utgörs underlaget av geologiska underlag från SGU (Sveriges Geologiska Undersökning), material från Riksankvarieämbetet samt fältundersökningar.

4.1 Lokalisering av bergtunneln – principer och alternativ

Vid lokalisering av tunneln har en kombination följande aspekter sammanvägts:

- Minimering/Optimering av tunnellängd
- Riksintressen
- Naturskyddsintressen
- Geologi och tolkad strukturgeologi
- Koncentration av bergborrade brunnar
- Större grundvattenakviferer
- Placering av arbetstunnlar

I Bilaga 2 och Bilaga 3 redovisas den studerade tunnelsträckningen i plan och profil, vilka utgör underlag för kostnadsbedömningar och jämförelse av byggmetod. Tunnelsträckningen har utgått från Hargehalvön i sydväst till mynning vid Håkamö. Det förutsätts att vattnet leds från intag i Vättern via ledningar till ett bergtrum med snabbfilteranläggning på Hargehalvön. Detta innebär att själva bergtunneln inte drivs under Vättern. Föreslagen tunnelsträckningen utgår från Alternativ 3 (Bergab, 2012) men har en ökad detaljgrad gällande ovanstående lokaliseringsspekter och därmed en något mer "krökt" sträckning. Den totala tunnellängden är ca 35 600 m. Baserat på fältundersökningarna som genomfördes 2013–2016 har ytterligare justeringar gjorts främst vid Hultsjön och Frösshyttan i södra delen och vid Tisaren i norr.

Ett alternativt läge som innebär att riksintresset för mineralutvinning helt undviks har även studerats. Alternativet innebär att tunnelsträckningen blir ca 100 m längre samt att tunneln passerar då i nära anslutning till Åmmeberg och den djupaste delen av Åmmelången. För detta alternativ har seismiska undersökningar utförts vid

Hultsjön i söder och i Åmmelången. Resultaten från seismiken visar att en tunnelpassage under Åmmelången är extremt svår med hänsyn till bergkvaliteten. Även passage under Hultsjön kan innebära stora risker ur byggsynpunkt. Den alternativa sträckningen passerar även Vättern vid Kärrafjärden som inte är undersökt. Tunneln går nära bebyggelse vid och söder om Åmmeberg och här finns förutom bebyggelse mycket bergbörade brunnar och bergvärmeanläggningar som kan påverkas både vid bygg- och driftskedet.

Studien visar att passage är möjlig, men att det innebär en ökad byggkostnad och förmodligen även en ökad tillståndshantering p.g.a. passage under delar av Åmmeberg samhälle.

4.1.1 Arbetstunnlar

Längs den föreslagna sträckningen har möjliga lokaliseringar av arbetstunnlar identifierats vilket redovisas i Bilaga 2. Redovisade längdmätningar utgår från rekommenderade läge längs tunnelsträckningen och anpassning av påslagsläge för respektive arbetstunnel kan göras utgående från lämpliga bergförhållanden, markförutsättningar samt markägarintressen.

De redovisade lägena för arbetstunnlarna är identifierade utgående från bergtekniska/bergguttagsaspekter, hänsyn till motstående intressen såsom riksintresse för naturvård, kulturmiljövård och mineralutvinning, geologiska förutsättningar, möjligheter till etablering samt närhet till infrastruktur. Lämpliga tunnelpåslagens lämplighet har utvärderats under platsbesök. Det skall poängteras att förutom läge kan det även finnas behov av att justera antalet arbetstunnlar beroende på vald bergguttagsmetod. Med föreslagna lägen möjliggörs upp till 11 parallella arbetsfronter vid berguttag. Hur många som verkligen utnyttjas beror förutom val av bergguttagsmetod även på vilken kapacitet entreprenören besitter samt produktionsordning för de olika bergguttagsstaperna. Konventionell tunneldrivning gynnas av många tunnelfronter då maskinkostnaden är en mindre del av totalkostnaden medan antalet TBMer samt logistiska aspekter är avgörande för behovet av arbetsfronter vid TBM-drift.

I Tabell 4-1 redovisas förslag på lägen och längder (med en förutsatt snittlutning på 10 %) för ett antal lämpliga arbetstunnlar. Lägena längs tunnelsträckningen redovisas även i Bilaga 2 och Bilaga 3. I några av de alternativ som presenteras i Bilaga 1 finns ett antal ytterligare påslagslägen. Dessa har inte inkluderats i beskrivningen.

Tabell 4-1. Förslag på placering av arbetstunnlar. En lutning på 10 % har antagits vid beräkning av längd.

Arbetstunnel	Läge	Ungefärlig längd [m]
AT 1	0/550–0/650	380
AT 2	4/850	370
AT 3:a	13/300	770
AT 3:b	12/150	830
AT 3:c	9/820	560
AT 4:a	17/370	830
AT 4:b	20/120	710
AT 4:c	21/800	930
AT 5:a	27/300	1 300
AT 5:b	27/830	1 100
Norra påslaget (huvudalternativ)	35/667	–
Norra påslaget (reservalternativ)	36/426	–

Arbetstunnel 1

Föreslås utföras i på Hargehalvön, ett större höjdområde väster om Riksväg 50, drygt 0,5 km från planerat intag vid Vättern. Tre alternativa påslagslägen (AT1:a–AT1:c) har identifierats. Arbetstunnelns längd blir ungefär lika lång oavsett val av påslagsläge. Avstånd till AT 2 är ca 4,3 km.

Ett rekommenderat utförande av intaget är att från AT 1 driva konventionellt ned mot Vättern och där bygga ett mindre bergrum för en silstation. Intagsledningar till bergrummet ansluts via horisontella borrhål (se principskiss i avsnitt 4.1, Systemhandling 1).

Arbetstunnel 2

Föreslås utföras vid Frösshyttan i anslutning till Väg 585, ca 1,5 km nordost om Hultsjön. Avstånd till AT 1 är ca 4,3 km och till AT 3 mellan 5 och 8,5 km.

Arbetstunnel 3

Tunneln är främst planerad för att i förväg driva tunneln med konventionellt berguttag genom Dalby/Åmme svaghetszon (läge AT3a och AT3b) samt möjliggöra start eller slutpunkt för TBM-drivning. Arbetstunneln avses att nyttjas för service av tunneln och tömning av tunneln efter att tunneln färdigställts. Tre alternativa lägen längs en sträcka på ca 3,5 km föreslås. De två nordliga lägena (AT 3:a och AT

3:b) ligger strax SO om Åmmelången inom riksintresseområde för mineral, medan det tredje (AT 3:c) är beläget vid Långviken, drygt 3 km söder om de övriga. Avstånd till AT 2 är 5–8,5 km och till AT 4 mellan 4,1 och 12 km, beroende på val av alternativ för lokalisering.

Arbetstunnel 4

Arbetstunnel 4 (AT 4) planeras i anslutning till Rönneshytta. Tre alternativa lägen föreslås längs en sträcka på ca 3,8 km. Det sydligaste läget (AT 4:a) är lokaliserat SO om sjön Multen, det centrala läget (AT 4:b) vid Löcknaklint längs Väg 597 och det nordligaste läget (AT 4:c) söder om Mörtsjön längs Väg 596. Avstånd till AT 3 är 4,1–12 km och till AT 5 5,5–10,5 km, beroende på val av alternativ för lokalisering.

Arbetstunnel 5

Två alternativa lägen föreslås för Arbetstunnel 5 (AT 5), vilken lämpligen lokaliseras i området söder om Tisaren. För AT 5:a föreslås en etablering strax väster om gården Norra Nyckelhult, medan AT 5:b planeras ca 700 m närmare Tisaren. Bägge etableringslägena är lokaliserade i omedelbar anslutning till enskilda vägar. Avstånd till AT 4 är 5,5–10,5 km och till huvudalternativet för Norra påslaget vid Håkamo 8,3–8,8 km.

Norra påslaget Håkamo

Det norra bergpåslaget planeras vid Håkamo. Huvudalternativet förslås ligga strax norr om Håkamoberget. Ett ytterligare alternativ, som skulle kräva en längre bergtunnel, är att förlägga påslaget till ett område norr om Stugumoberget. I områdena finns befintliga grusvägar och påslag kan förmodligen utföras i anslutning till dessa. Avstånd till AT 5 är 8,3–8,8 km.

4.1.2 Geologiska förhållanden

Tre huvudsakliga bergartstyper uppträder längs den föreslagna tunnelsträckningen, enligt SGU:s berggrundskartor 9F Finspång NV och 9F Finspång SV (Wikström, 1989):

- **Felsiska metavulkaniter** (metaryolit och metadacit)
- **Äldre gnejsiga granitoider** (granit, granodiorit och tonalit)
- **Yngre graniter** (grovporfyrisk granit och ögongnejs)

Tillsammans upptar de över 99 % av berggrunden längs den föreslagna tunnelsträckningen med en relativt likvärdig fördelning av de tre huvudsakliga bergartstyperna (mellan 30-40% av planerad sträckning upptas av respektive bergartstyp).

Berggrunden i de centrala delarna upptas generellt av ett stråk med felsiska vulkaniter omväxlat med gnejsiga granitoider och smärre förekomster av amfibolit. Detta stråk har en strukturell utsträckning i NV-SO riktning, vilket framgår av den geologiska kartan i Bilaga 4. Bergartskontakterna längs den föreslagna sträckningen är företrädesvis vertikala till brant stupande, ofta mot sydväst (se profil i Bilaga 3). Mer detaljer om de tre huvudsakliga bergartstyperna finns i Bilaga 4.

Gångar av främst diabas och pegmatit är vanligt förekommande längs den föreslagna sträckningen. Två generationer av diabas förekommer, en med ost-väst orientering och en med huvudsaklig NNV-SSO orientering. Diabaser av bägge generationer stupar vertikalt. De diabaser som uppträder i området har generellt en tjocklek mindre än 100 m, öster om Sänna har dock en ca 200 m bred gång karterats. Svärmar av ost-västligt orienterade diabaser förekommer både söder om Tisaren och söder om Zinkgruvan (se Bilaga 4).

Smärre förekomster av kalksten har påträffats i anslutning till de felsiska metavulkaniterna i södra delen av intresseområdet, men de antas inte uppträda längs den föreslagna tunnelsträckningen. Kalkstenen bryts vid Brännlyckan, söder om Zinkgruvan.

Två enaxiella hållfasthetstester för de felsiska metavulkaniterna har tillhandahållits från Zinkgruvan av Lars Malmström (Tabell 4-2). För övriga huvudbergarter saknas uppgifter, men de antas ha en likartad hållfasthet (möjligtvis något lägre) som de felsiska metavulkaniterna med värden i spannet 220–260 MPa. Det genomsnittliga kvartsinnehållet i de felsiska vulkaniterna och de yngre graniterna är relativt likvärdigt, med ca 10 vol.% lägre innehåll i de äldre gnejsiga granitoiderna (Tabell 4-2). Notera dock att variationerna inom varje bergartsled är betydande med standardavvikelser på 7–10 vol.%, samt att en del av metavulkaniterna norr om Zinkgruvan är kvartsfattiga och lokalt är kvartsinnehållet obefintligt.

För att få ett ungefärligt mått på livslängden för borrhäls vid TBM-borring längs den planerade sträckningen redovisas även den ekvivalenta kvartshalten (eQu norm till 100 % kvarts) i Tabell 4-2, beräknad med det samband som anges av Thuro (1997). Ett högt till mycket högt slitage på borrhäls indikeras beaktande kvartsinnehållet.

Tabell 4-2 Kvartsinnehåll, ekvivalent kvartshalt och enaxiell tryckhållfasthet i huvudbergarterna längs den planerade tunnelsträckningen. Petrografiska analyser från Wikström, et al. (1997) redovisade i Bilaga 4 till Systemhandlingen, Vätternvatten bergtunnel – Fältundersökningsrapport. Uppgifter om enaxiell tryckhållfasthet från Lars Malmström, Zinkgruvan.

Bergart	Kvarts medelvärde $\pm 1\sigma$ [vol. %]	eQu medelvärde $\pm 1\sigma$ [%]	UCS* [MPa]
Felsiska metavulkaniter	35 $\pm$ 10 (n = 13)	54 $\pm$ 8 (n = 13)	257 264
Gnejsiga granitoider	28 $\pm$ 10 (n = 7)	49 $\pm$ 9 (n = 7)	–
Yngre graniter	37 $\pm$ 7 (n = 4)	59 $\pm$ 5 (n = 4)	–

* UCS = Enaxiell tryckhållfasthet.

För att undersöka bergarternas tekniska beskafterheter vid TBM-borring har det utförts analyser på huvudbergarterna i området från prover tagna och redovisade i Bilaga 4 till Systemhandlingen, Vätternvatten bergtunnel – Fältundersökningsrapport, för beräkning av följande parameterar:

- Cerchar Abrasivity Index (CAI), indikerar slitage
- Drillability Rate Index (DRI), indikerar borrhastighet
- Cutter Life Index (CLI), indikerar livslängd på borkronor

Resultaten redovisas i Tabell 4-3 och indikerar generellt ett relativt högt slitage (mycket högabrasivt till extermt abrasivt) på borrhutrustning och en låg till medium borrhastighet. Skillnaden mellan de olika huvudbergarterna med avseende slitage (CAI) är mindre än variationerna inom enskilda bergartsled. Borrhastighet och livslängd på borkronor (DRI och CLI) är klassade som låg till medium. Skillnaderna i borrhastighet mellan de olika huvudbergarterna kan i viss utsträckning kompenseras av orientering på sprickor och foliation (gnejsighet), samt graden av sprickighet. Det ska dock poängteras att det endast utförts en analys av respektive huvudbergart och spridningen inom respektive bergartsled är okänd.

Tabell 4-3 Borrbarhetsparametrar för huvudbergarterna, inklusive diabas, längs den planerade tunnelsträckningen (se Bilaga 4 till Systemhandlingen, Vätternvatten bergtunnel – Fältundersökningsrapport).

Bergart	CAI medel $\pm$ 1 σ	DRI	CLI
Felsiska metavulkaniter	3,8 $\pm$ 0,2 (n = 4)	31(låg)	5.0(låg)
Äldre gnejsiga granitoider	3,9 $\pm$ 0,2 (n = 4)	54 (medium)	5.1(låg)
Yngre graniter	3,8 $\pm$ 0,4 (n = 2)	42 (låg)	9.5(medium)
Diabas	–	37(låg)	8.7(medium)

4.1.3 Svaghetszoner

De påtagliga deformationszonerna i området, ofta med plastiska föregångare, har en orientering från NV-SO till nord-syd. Flera av dem är sannlikt relaterade till Vätterns förkastningszon. Det vertikala förkastningsbeloppet kan vara betydande med en rörelse som genomgående är nedåt för det östra blocket (se Bilaga 3 och 4).

Området i anslutning till Vättern är generellt påverkat av deformationszonen som löper längs sjön mot söder. En betydande grad av uppsprickning kan förväntas.

Dalby/Åmme svaghetszon

En av de mest betydelsefulla, större deformationszonerna i området som löper längs Åmmelången (markerad Dalby/Åmme förkastningszon i Bilaga 4). SGUs berggrundskarta 9F Finspång SV (Wikström, 1989) indikerar att zonen med förgreningar är upp till 600 m bred längs den planerade sträckningen. Borrningar och refraktionsseismik visar dock att förekomsten av stråk med kraftigt uppkrossat berg är betydligt mer begränsad. Längs östra sidan av Åmmelången och dess södra förlängning bildar zonen ett horst-graben system med kraftigt uppkrossade zoner på uppskattningsvis 50 m bredd (se Bilaga 4 till Systemhandlingen, Vätternvatten bergtunnel – Fältundersökningsrapport). Även borrningar i zonen väster om Zinkgruvan visar på delar som är vittrade, kraftigt uppspruckna och vattenförande ner till 400–450 m djup (Bergab, 2012).

Sänna svaghetszon

Refraktionsseismik vid Hultsjön indikerar en relativt omfattande volym av försämrad bergkvalitet i och i anslutning till zonen (se Bilaga 4 till Systemhandlingen, Vätternvatten bergtunnel – Fältundersökningsrapport). Både refraktionsseismik vid

Frösshyttan och ett borrhål NV om Zinkgruvan (Bergab, 2012) visar däremot på en mer begränsad zontjocklek, ca 35 m med förhållandevis dåligt berg.

Södra Tisaren

Längs södra kanten på Tisaren löper en betydande normalförkastning i ost-västlig riktning. Tjocklek och omfattning är ännu osäker, men bergnivån ligger på ca +70 i anslutning till zonen enligt de refraktionsseismiska undersökningarna utförda under steg 3 (se profil #3 i Bilaga 4 till Systemhandlingen, Vätternvatten bergtunnel – Fältundersökningsrapport), vilket indikerar att bergtäckningen kan vara kritisk vid en tunnelpassage. Även längre västerut, vid Talludden/Granliden, löper en zon med betydande utsträckning i NV-SO riktning. Zonen är spröd-plastisk till sin karaktär och kärnborrning tillsammans med refraktionsseismik visar på ett upp till 35 m brett, kraftigt uppkrossat stråk och en lägsta bergöveryta på +71 (se profil #1 i Bilaga 4 till Systemhandlingen, Vätternvatten bergtunnel – Fältundersökningsrapport).

Vid Sandviken (seismikprofil #2 i Bilaga 4 till Systemhandlingen, Vätternvatten bergtunnel – Fältundersökningsrapport), mellan de båda andra seismiklinjerna, förefaller förutsättningarna vara bäst, med mest gynnsam bergtäckning (en lägsta bergnivå på +81) och en väldefinierad zon med sämre bergkvalité i anslutning till land och i övrigt seismiska gånghastigheter ≥ 5000 m/s.

Övriga svaghetszoner

En annan svaghetszon av betydande utsträckning längs den föreslagna sträckningen är Multen/Hjortkvarn zonen. Det finns ännu inga tillförlitliga uppgifter om denna zons egenskaper och omfattning eftersom fullständiga refraktionsseismiska undersökningar inte varit möjliga att genomföra p.g.a. närheten till järnvägen (se Bilaga 4 till Systemhandlingen, Vätternvatten bergtunnel – Fältundersökningsrapport).

Mindre deformationszoner/förkastningar (lineament) som är markerade på SGUs kartor är generellt tolkade från topografiska och magnetiska data. Erfarenheter från andra undermarksprojekt har visat att dessa ”zoner” inte alltid existerar. Dock utfördes en refraktionseismisk undersökning tvärs ett sådant lineament i förlängningen av Verkasjön, vilken indikerade omfattande förekomster av försämrad bergkvalité (se Bilaga 4 till Systemhandlingen, Vätternvatten bergtunnel – Fältundersökningsrapport).

4.1.4 Erfarenhet – bergbyggnation

Erfarenheter från Zinkgruvan som sammanställts av (Bergab, 2012) visar att det generellt inte varit några problem med stabilitet för bergutrymmen med spännvidder mindre än 5 m. Bergkvaliteten är generellt mycket god med låg sprickfrekvens. I området finns dock ett antal förkastningszoner orienterade i nord-syd och NO-SV riktning. Ortsdrivning genom den nord-sydligt orienterade Knalla förkastningszon (Bilaga 4) har gjorts utan bergtekniska problem. Zonen är ungefär 75 m bred med huvudsakligen läkta sprickor. Gruvan är generellt att betrakta som torr med små inflöden.

Sprickfrekvensen är vanligtvis förhöjd längs kontaktzonen mellan diabasgångar och sidoberg, och stabilitetsproblem kan förekomma. Kärnbörning i yngre graniter väster om de malmförande metavulkaniterna har visat på homogenitet och god bergkvalitet.

4.1.5 Hydrogeologi

4.1.5.1 *Brunnar*

I Bilaga 5 redovisas ungefärligt läge för energi- och drickvattenbrunnar från SGUs brunnssdatabas. Även om lägena inte alltid är exakta ges en bild av var större koncentrationer av brunnar finns. Dricksvattenbrunnar är generellt relativt grunda och framför allt de brunnar som är placerade i jordlagren kommer förmodligen enbart att påverkas marginellt av en bergtunnel. Energibrunnarna däremot är borrarade till djup som generellt är betydligt djupare än planerad tunnelnivå. Med beaktande av att man bör ha en säkerhetszon mellan bergtunneln och brunnarna samt att det för privatpersoner på villatomter finns begränsade möjligheter att välja alternativa lägen för eventuellt nya brunnar, har tunnelsträckningen valts utanför områden med energibrunnar. I en fortsatt tillståndsprocess måste dock en brunnsinventering utföras för att identifiera samtliga brunnar som kan beröras samt dess läge och djup.

4.1.5.2 *Grundvattenakvifärer*

Betydande grundvattenakvifärer finns främst i isälvsavlagringarna mellan sjön Multen och Rönneshyttan samt mellan Mörtsjön och vidare norrut mot Åsbro, det så kallade Lerbäcksmagasinet. I Lerbäcksmagasinet är isälvsavlagringarna 15–30 meter mäktiga med en grundvattennivå på mellan +125 (norr om Kyrksjön) till +135 (norr om Mörtsjön). Jordmäktigheten är undersökt i några sonderingspunkter men bör undersökas noggrannare vid passagekorridoren.

4.1.5.3 Inläckage

Enligt förstudien (Norconsult AB, 2011) är utvärderad mediankonduktivitet från brunnssdata inom berört område ca 5×10^{-8} m/s. Med beaktande av bedömd grundvattennivå samt en förhöjd hydraulisk konduktivitet vid passage av zoner (ansatt till 1×10^{-7} m/s) kan bedömt inläckage för en otätad tunnel beräknas enligt:

$$q = \frac{2\pi \cdot \bar{K} \cdot H}{\ln\left(\frac{2 \cdot H}{r_t}\right) + \xi}$$

Där:

K= Median konduktivitet [m/s]

H= Grundvattennivå [m]

r_t = Tunnelradie [m]. Ansatt till 1,75 m.

ξ = Skin-faktor [-]. Kan generellt ansättas till 2.

Utgående från detta har inläckaget beräknats längs föreslagen sträckning med bedömd grundvattennivå samt förhöjd hydraulisk konduktivitet vid passage av zoner. I Tabell 4-4 redovisas beräknade inläckage.

Tabell 4-4. Beräknat inläckage längs tunneln utan respektive med tättningsåtgärder.

	Inläckage liter/min, 100 m	Totalt inläckage (liter/s)
Byggskede, utan injektering	20	130
Driftsskede, utan injektering	14	90
Driftsskede, med selektiv injektering	5–10	30–60

Tätning av omgivande berg med injektering kommer att krävas för en del av sträckan. Detta för att dels minska omgivningspåverkan och dels för att minimera risken för driftsproblem genom inflödande grundvatten. Delsträckor där tättningsinsatserna bedöms vara viktiga är sjöpassagerna, under grundvattenakvifererna samt vid passage av större zoner. Erfarenheter från andra bergprojekt i motsvarande bergförhållanden visar att större inläckage av vatten förekommer i bergartskontakter, i anslutning till diabasgångar och andra diskontinuiteter i berget. Med ansatsen att injekteringen sänker den hydrauliska konduktiviteten till ca 5×10^{-8} m/s längs den del av sträckningen som injekteras (20 %, 7 120 m), och övriga delar av berget

har en hydraulisk konduktivitet mellan ca 1×10^{-8} och 5×10^{-8} m/s kommer inläckaget att minskas till 5–10 l/min, 100 m tunnel vilket totalt medför ett inläckage till hela tunneln på 30–60 liter/s. Detta beror både på bergets hydrauliska konduktivitet och på omfattningen av injekteringen.

4.1.6 Övriga intressen

Korridorer för tunnelsträckningar som hittills varit aktuella för utredning innebär att tunneln passerar riksintressen för mineralutvinning, kulturmiljövård samt naturvård. Riskerna med en tunneldragning under övriga intressen har ännu inte studerats i detalj och kommer att vara beroende av tunnelns djup och placering, val av metod och eventuellt även tid för genomförandet. De övriga intressen som passerar av den nu föreslagna tunnelsträckningen beskrivs kort från intaget i söder och norr utifrån områdenas skyddsvärda egenskaper:

Norra Vätterns skärgård är av riksintresse för både naturvård och friluftsliv. Intaget kommer att placeras inom riksintresset för naturvård. Området har höga naturvärden som framförallt grundas på den ställvis gamla skogen med typisk vegetation på öarna. Mångfalden är stor både vad gäller fågelliv, insekter och fisk, bland annat utgör skärgården tillväxtområde för vätternrödingen. Skyddet syftar till att bevara en unik sötvattensskärgård från bebyggelse och annan exploatering. Intaget planeras inte inom riksintresseområdet för friluftsliv.

I anslutning till intaget i Vättern finns också ett kommunalt naturreservat, Hargemarken, som ligger längs den klippiga kuststräckan av Vätterns nordöstra strand. Reservatet avser att skydda hållmarkstallskogar och frodiga lövskogar som växer här. Tunnelns sträckning passerar genom området, föreslaget läge för arbetstunneln är dock utanför naturreservatets gränser.

Sydost om Åmmeberg ligger Zinkgruvan, som är av riksintresse för mineralutvinning. Här utvinns zink, bly och silver. Föreslagen tunnelsträckning passerar genom de västra delarna av riksintresset och till viss del även genom delar av område som har undersökningstillstånd. Alternativet att flytta tunnelkorridoren något till väster innebär att tunneln hamnar under tätorten Åmmeberg. Konflikten mellan en tunnel för dricksvattenförsörjning och utvinning av mineral bedöms inte bli någon stor fråga, i och med att tunneln planeras nära Åmmeberg där en eventuell brytning skulle innebära att tätortens bevarande riskeras.

Direkt norr om Zinkgruvans tillståndsområden för undersökning och bearbetning finns Vena gruvfält, som är av riksintresse för kulturmiljövården. Den föreslagna

sträckningen innebär att tunneln går igenom de centrala delarna av gruvfältet. Området utgörs av en industrimiljö med hytt- och gruvområden som haft en kontinuerlig brukstid sedan medeltiden till 1800-talets slut. Det finns flera fasta fornlämningar inom riksintresseområdet, dessa skyddas enligt Kulturminneslagen.

Två riksintressen för naturvård passeras. Det ena utgörs av Lerbäcksmön som är ett ca 12 km² stort sandfält med dyner söder om Hallsbergåsens randdelta vid Lerbäck. Det andra riksintresset för naturvård utgörs av Tisarförkastningen som är en mer än 30 km lång förkastning i väst-östlig riktning längs Tisarens södra strand. Tunnelsträckningen korsar förkastningen i syd-nordlig riktning. I området finns naturbetesmark med lång kontinuitet och en bitvis art- och individrika växtsamhällen. Mellan Åmmeberg och Rönneshytta finns ett ytterligare ett område av riksintresse för naturvård, Multna, vars värden består av öppna naturbetesmarker. Tunnelsträckningen gränsar till Multnas östra delar men passerar aldrig den östra gränsen.

Söder om Tisaren finns ett gammelskogsområde som skyddas genom Natura 2000 och som kommunalt naturreservat. Området består av en djup sprickdal med branta sidor, vilket gjort området svårtillgängligt för skogsbruk. Tunnelsträckningens korridorer angränsar till området utan att passera dess gräns.

Generellt sett kan sägas att det framförallt är placeringen av arbetstunnlar och etableringsytor samt utformningen av intaget i Vättern som kommer att få betydelse för vilket avtryck man gör i skyddsvärda områden i samband med ett genomförande av tunneln. Arbetstunnlarnas lägen har i aktuellt förslag anpassats för att undvika intrång i riksintressen, naturskyddsintressen och fasta fornlämningar. I övrigt ligger tunnelsträckningen på mellan 30–100 meters djup under markytan, med en minsta bergtäckning på ca 20 m.

5 Drivning arbetstunnlar

Nedan redovisas de antaganden och beräkningar som utförts för att bedöma kostnader och tider för drivning av arbetstunnlarna. Följande antaganden är gjorda för drivning av arbetstunnlarna:

- Fem stycken arbetstunnlar som ansluter till huvudtunneln vid ca 0/600 (AT1), 4/850 (AT2), 12/200 (AT3), 20/120 (AT4) samt 27/300 (AT5) samt drivning från den norra påslaget.
- Drivs i en lutning på 10 %
- Längd är: AT1 = 380 m, AT2 = 370 m, AT3 = 830 m, AT4=800 m samt AT5 = 1 200 m.
- Teoretisk area är ca 35 m²
- Drivningshastighet är 7 m/dag

Förstärkningsbehovet är uppdelat på fyra olika alternativ enligt Tabell 5-1 utgående från bedömda bergförhållanden. Denna indelning gäller för samtliga drivningsalternativ i studien. Det som skiljer för olika alternativ är fördelning mellan de olika typförstärkningslösningarna.

Tabell 5-1 Föreslagna typförstärkningar för berguttag

Typ	Bergförhållanden	Förstärkning
0	Mycket gynnsamma (stabila) bergförhållanden.	–
1	Gynnsamma bergförhållanden, där utfall av kilar är möjliga. Applicering av bergbult om så krävs.	Stålnät ≤ 4 bergbultar (L = 2 m)
2	Kilar kan förväntas uppträda med systematik. Applicering av systembultning.	Stålnät 6 bergbultar (L = 2 m) Sprutbetong (d = 10–15 cm)
3	Svaghetszoner med kraftigt uppsprucket berg. Systematisk applicering av stålbågar.	Stålnät Stålbågar (UNP 100, a = 1 m) Sprutbetong (d = 20 cm)

I Tabell 5-2 redovisas bedömda kostnader för drivning av arbetstunnlarna per meter samt procentuell fördelning av den totala längden för arbetstunnlarna som respektive förstärkningslösning och injektering krävs. Då dessa antas drivas med en

större tvärsnittsarea än vattenledningstunneln samt utföras i en bergmassa som generellt har sämre bergkvalité antas högre enhetskostnader för arbetstunnlarna än motsvarande kostnader för konventionell drivning av vattenledningstunneln. Det antas även att förinjektering krävs för samtliga arbetstunnlar men i varierande omfattning längs tunnlar beroende på risken för omgivningspåverkan.

Tabell 5-2 Grundkostnader för konventionell drivning av arbetstunnlarna, förstärkningslösningar och injektering angivet som kr/m. Procentsatser anger total andel av sträckan.

Aktivitet	Arbetstunnlar
Berguttag D&B	20 540
Typförstärkning 0 (40%)	-
Typförstärkning 1 (35%)	4 927
Typförstärkning 2 (15%)	12 210
Typförstärkning 3 (10%)	19 708
Förinjektering (100%)	5 460

Utgående från dessa enhetskostnader redovisas i Tabell 5-3 en summering av bedömda kostnader för samtliga fem arbetstunnlar. I redovisade kostnader ingår ett generellt påslag på 10 % för oförutsedda kostnader samt ett påslag på 10 % för administrativa och byggherrekostnader.

Tabell 5-3 Bedömda kostnader för drivning av samtliga arbetstunnlar

Aktivitet	Kostnad
Arbetstunnlar drivning	88 300 000
Arbetstunnlar injektering	24 000 000
Arbetstunnlar bergförstärkning	24 000 000
Summa arbetstunnel	136 300 000
	[38073 kr/m]

6 TBM-borrad tunnel

Detta kapitel avseende tunnelborrning baseras på Basler & Hofmanns rapport, Vättern Water Supply Tunnel, TBM-alternative: feasibility study, 2013. Rapporten är bifogad som Bilaga 1. Det ska noteras att de utvärderingar som gjorts i Basler & Hofmanns rapport baseras på en längd av 35 500 m för huvudtunneln.

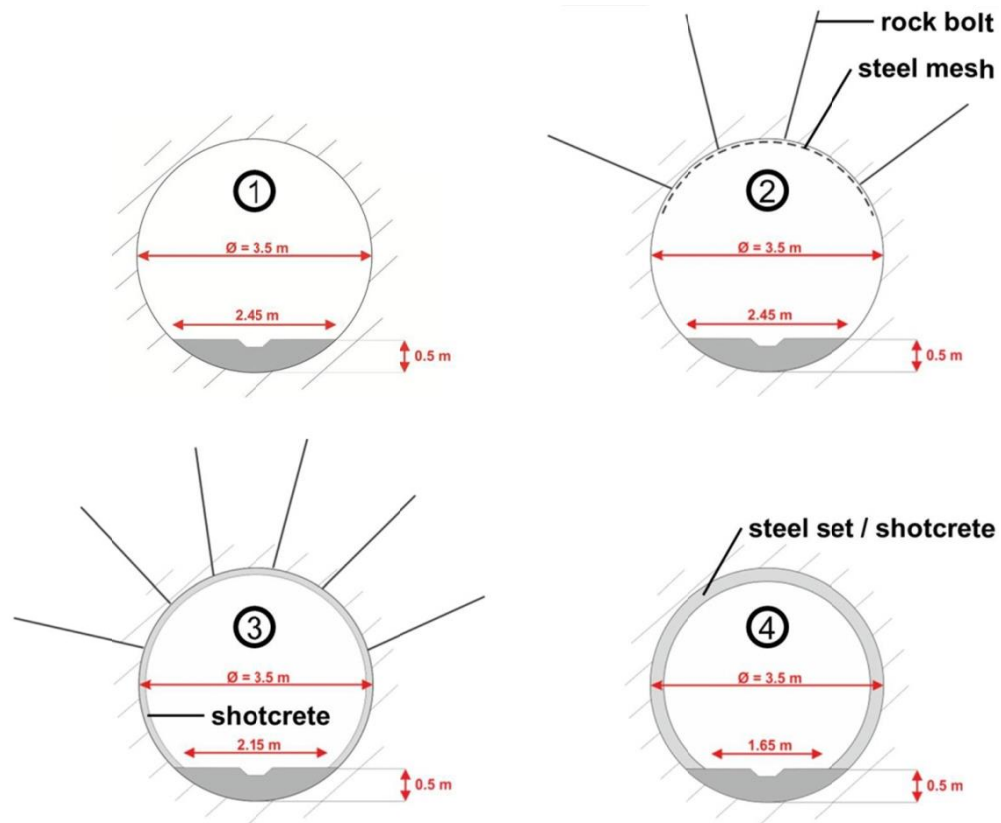
6.1 Principutförande

De förmodade övervägande gynnsamma bergförhållandena medger att en öppen TBM används (Figur 2-2). Eftersom de hydrauliska kraven (kapacitet, inklusive friktionsförluster) kan tillgodoses med en tunneldiameter på 2 m eftersträvas användandet av en så liten TBM som är logistiskt möjligt. För Vätternvattenprojektet innebär det att TBM med diametrar på 3,5 och 4,0 m har utretts. Främst av utrymmesskäl (t.ex. för ventilation) är en diameter på 3,5 m lämplig för tunnelsträckor på maximalt 5 km, medan en diameter på 4,0 m rekommenderas för sträckor på 8–10 km.

Person- och materialtransporter i huvudtunneln sker med tåg. Ett enkelspår bedöms vara tillräckligt. För det krävs ett stabilt, horisontellt tunnelgolv, förslagsvis av platsgjuten betong. Med en diameter på 3,5 m innebär det att tunnels tvärsnittsarea minskar med 0,9 m² och den fria ytan uppgår till 8,8 m² (Figur 6-1).

6.1.1 Bergförstärkning

En grov bedömning baserat på de förmodade bergförhållandena är att ungefär 50 % av tunnelstäckningen kräver någon form av förstärkningsåtgärd. Fyra olika typförstärkningar har föreslagits och utformning av dessa i en TBM-tunnel redovisas i Figur 6-1. För typförstärkning 4 krymper den fria tvärsnittsytan till 7,1 m². Bedömda kostnader för de olika typförstärkningsalternativen redovisas i Tabell 5-1 ovan.



Figur 6-1 Tvärsnitt av en TBM-borrad tunnel med diameter på 3,5 m som (1) oförstärkt och (2–4) tre förslag på typförstärkningar, vilka detaljeras mer i Tabell 5-1

6.1.2 Injektering och sonderingsborrning

Förinjektering kan krävas vid passager under sjöar och i svaghetszoner. I tunnlar med diameter på 3,5 eller 4,0 m är 4–8 injekteringsborrhål tillräckligt. För tillämpning av förinjektering vid TBM-borrning finns två alternativ:

- En avtagbar borrhög kan monteras i fronten på TBM-aggregatet.
- Om mer systematisk förinjektering krävs vid drivningen kan en permanent rigg användas som är monterad längre bak på aggregatet.

Dessa borrhöggar kan även användas för att undersöka bergförhållandena 40–50 m framför drivningsfronten.

6.1.3 Drivningsalternativ

I Bilaga 1 redovisas ett underlag för drivning av berguttag med TBM. Utgående från detta underlag har en anpassning utförts av antalet drivningsfronter, arbetstunnlar och TBMer vilket resulterar i ett koncept baserat på 3 st TBMer samt att den södra delen (ca 600 m), arbetstunnlar, bergpåslag och montagehallar drivs med konventionell borrhning och sprängning. Beräkningarna är utförda med följande förutsättningar:

- Huvudtunnelns längd är ca 35 600 m
- Tre montagehallar anläggs med en total längd av 730 m
- Tre arbetstunnlar, AT1, AT3 samt AT4 enligt kapitel 4.1.1..

Detaljer avseende tidsplan och kostnader framgår av de efterföljande avsnitten.

Ur arbetsmiljösynpunkt, av praktiska och logistiska orsaker kan ytterligare arbetstunnlar vara aktuella. Som alternativ till mellanliggande arbetstunnlar kan ventilationsschakt (borrhål) krävas (vid en 3,5 m diameter tunnel behövs kompletterande ventilation vid drivningssträcka över 5 km).

6.2 Tidplan

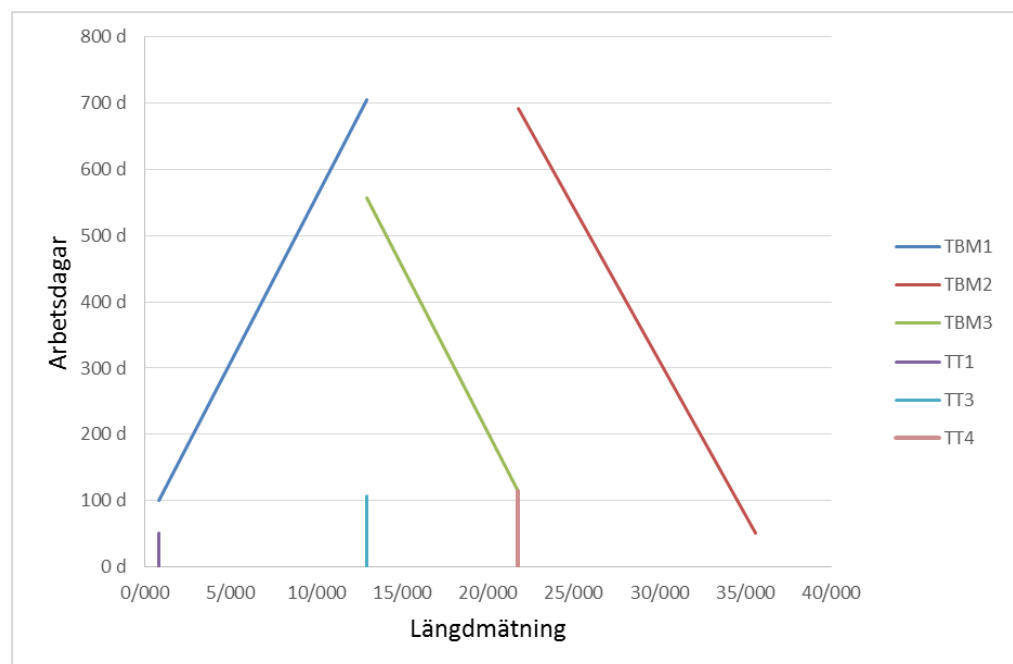
Vid drivning med TBM blir mobiliseringstiden lång beroende på att nya maskiner skall beställas, tillverkas och monteras. Beställningstiden för en TBM är ca 1 år och monteringen av varje TBM tar ytterligare ca 3 månader.

Resultaten från undersökningar av bergmassan som redovisa i Bilaga 4 till Systemhandlingen, Vätternvatten bergtunnel – Fältundersökningsrapport tyder på hårda bergarter vilka föranleder högt till medelhögt slitage på borrhustningen. Baserat på detta samt erfarenhetsvärden från drivning i hårt berg medför att indriftshastigheten för TBM har bedömts vara ca 20 m per arbetsdag. Detta baseras på följande förutsättningar:

- Arbete sker i tre skift med drivning i två skift följt av underhåll och bergförstärkning i det tredje skiftet.
- Indrift 6 mm/varv, rotationshastighet 6,8 varv/minut.
- Utnyttjandegrad (verkligt berguttag) på 35 % för TBM.

Indriften illustreras i ett exempel i Figur 6-2. Sträckan mellan 0/600-35/600 antas i huvudsak drivas med TBM medan sträckan söder om 0/600 samt arbetstunnlar antas drivas konventionellt. I detta fall används tre TBM-aggregat för drivning vid tre fronter. TBMer monteras vid AT1 och AT4 samt vid det norra tunnelpåslaget. Redovisat exempel ska ses som ett översiktligt exempel på möjligt indriftstid med en bedömd hastighet på ca 20 m/dag för TBM-delarna och 7 m/dag för delar som drivs konventionellt. Detta resulterar i en indriftstid på ca 700 dagar. Om TBM-driften skulle vara 25 % lägre (15 m/dag) medför detta en total tid på ca 900 dagar och om hastigheten är 25 % högre (25 m/dag) skulle detta innebära en total tid på drygt 600 dagar. Det som främst påverkar indriftstiden bedöms vara geologiska förutsättningar, antalet angreppspunkter (arbetstunnlar) samt entreprenörens kapacitet och utrustning. En diskussion över hur geologiska förutsättningar påverkar drivningshastighet vid fullortsborrning går att finna i Bilaga 4 till Systemhandlingen, Vätternvatten bergtunnel – Fältundersökningsrapport. Givet exempel förutsätter t.ex. att det är möjligt att driva på minst 4 fronter samtidigt. Tidskritiska sträckor bedöms vara:

- Arbetstunnlar samt det norra påslaget där TBMer ska monteras
- Drivning av TBM mellan AT1 och AT3
- Drivning av TBM mellan norra bergpåslaget och AT4



Figur 6-2 Framdriftsprognos för TBM-borrning med tre aggregat, från AT1, AT4 och från det norra bergpåslaget.

De sträckor som bedöms ta längst tid och därmed är mest tidskritiska enligt Figur 6-2 är TBM-sträckorna mellan AT1 och AT3 samt från norra bergpåslaget till AT4. För att minska tid för drivning från norra bergpåslaget kan ett alternativ vara att nyttja AT5 (km 27/300-27/830) istället för AT4.

Enskilda tunnelsträckor är mellan 8-12 km beroende på vilka etapper som utförs i vilken ordning. Eftersom vissa delsträckor är längre än 10 km bör dock samtliga arbetstunnlar utföras för att dels underlätta för underhåll av TBMen samt för att säkerställa ventilationen. Det kan dock krävas ytterligare ventilationsschakt längs sträckan där vertikala schakt borras från markytan eller raiseborras kan utgöra förbindelser för ventilation, el samt eventuellt tillförsel av processvatten.

Bedömd indriftshastigheten för TBM baseras på erhållna bergmaterialanalyser och bergmassans karterade strukturella egenskaper. Basler & Hofmann har utfört beräkningar på indrivningshastighet under 2016 både för den norska modellen utvecklad vid NTNU och en modell som utarbetats av Gehring (1995). Den norska modellen grundar sig på empiri och använder maskin-, bergarts- och bergmasse-specifika korrigeringar. Även Gehrings modell är empirisk, men baseras på enaxiell tryckhållfasthet och framdrivande kraft. Bägge modellerna ger jämförbara resultat enligt Basler & Hofmann där NTNU-modellen ger en något högre indrivningshastighet. I bägge modellerna är orientering av sprick/svaghetsplan i förhållande till drivningsriktningen och grad av uppsprickning i bergmassan en betydande korrigeringsfaktor. Förutsättningarna i beräkningen har ansatts till ingen eller en närvarande sprickgrupp och en enaxiell tryckhållfasthet av 200–240 MPa. Vilket givet nötningsegenskaperna hos bergarterna resulterar i en drivningshastighet på 4–6 mm/varv. Finns fler än en sprickgrupp närvarande, vilket är ett rimligt antagande, blir drivningshastigheten > 6 mm/varv. Starkt utvecklad foliation inverkar också positivt på drivningshastigheten, vilket kan vara av betydelse i felsiska graniter och äldre granitoider. Basler & Hofmann har beräknat en framdrift förutsatt en indrift på 4–6 mm/varv, en utnyttjandegrad av 35–50% för fullortsborrmaskinen och förhållandet 0.5–0.7 mellan medel och maximal hastighet vid rotation av kronan. Fallet med hög utnyttjandegrad och hög medelhastighet har inte utvärderats då en aggressivare framdrift generellt kräver mer underhåll, vilket skulle minska utnyttjandegraden. Givet dessa förutsättningar har Basler & Hofmann beräknat en framdrift på mellan 14–29 m/dag.

De laboratorieresultat som redovisas i Kapitel 4.1.2 ger mätetal som beskriver de analyserade bergarternas nötningspotential. Vid fullortsborrning kan mätetalen relateras till behovet att byta hårdmetallskär. Enligt förutsägelser för livstid på

hårdmetallskär ger CAI = 4.0 en fast volym på 100–200 m³ per utnött disk, eller ett prognosticerat behov av byte av 1–2 skär/dag. Förbrukningshastigheten varierar med graden av förgrejsning och tryckhållfastheten på bergarten. CLI kan utvärderas på liknande sätt, dock varierar livslängden per hårdmetalldisk med storleken på disken. Ett intervall för CLI på 5–10 ligger mellan 15 och 55 h. Vid konventionell drivning finns även en korrelation mellan livstid på ett 45 mm hårdmetallstift och CAI. Där ett CAI runt 4 ger en livstid på 1 000 bormeter per utnött stift (i förlängningen per krona).

6.3 Kostnader

Kostnaderna för drivning med TBM enligt de förutsättningar som angivits ovan och baserat på underlag från Bilaga 1 redovisas i Tabell 6-1. Kostnaderna redovisas som kr/m.

Tabell 6-1 Grundkostnader för TBM-drivning, förstärkningslösningar och injektering av de TBM-drivna delarna angivet som kr/m. Procentsatser anger total andel av sträckan.

Aktivitet	Alternativ 1 (Ø = 3,5 m) [kr/m]	Alternativ 2 (Ø = 4,0 m) [kr/m]
TBM-borrning	17 562	22 941
Typförstärkning 0 (50%)	-	-
Typförstärkning 1 (40%)	1355	1355
Typförstärkning 2 (8%)	8931	9397
Typförstärkning 3 (2%)	13 124	14 804
Förinjektering (20%)	8709	8709

I de södra delarna från 0/600 till intag, arbetstunnlar samt i samband med monteringshallar antas tunnel drivas konventionellt. Förutsättningar för dessa beräkningar anges i kapitel 6.2.

Uttransport av massor från de TBM-borrade delarna antas utföras med transportband. Kostnaden för detta är bedömd till 120 kr/m³.

I Tabell 6-2 redovisas en sammanställning av de totala kostnaderna för hela tunneln inkluderande TBM drift av ca 34 000 m, konventionellt uttag för monteringshallar ca 730 m, konventionellt uttag 600 m i söder samt konventionellt uttag för arbetstunnlar ca 2150 m. I dessa kostnader ingår ett generellt påslag på 10% på samtliga

kostnader för oförutsedda händelser samt en kostnad motsvarande 10% för administrativa och byggherrekostnader.

Tabell 6-2 Bedömda kostnader för TBM-borrning, förstärkning och förinjektering samt konventionell drivning med D&B tunnlar och arbetstunnlar.

Aktivitet	Ø = 3,5 m	Ø = 4,0 m
TBM-borrning	723 000 000 kr	944 000 000 kr
Injektering TBM-borrade delar	72 000 000 kr	72 000 000 kr
Bergförstärkning TBM-borrade delar	63 000 000 kr	66 000 000 kr
Uttransport bergmaterial transport-band	49 800 000 kr	65 000 000 kr
Tunneldelar med konventionell drivning	34 000 000 kr	34 000 000 kr
Injektering delar med konventionell drivning	1 900 000 kr	1 900 000 kr
Bergförstärkning delar med konventionell drivning	7 600 000 kr	7 600 000 kr
Summa huvudtunnel	951 300 000 [26 722 kr/m]	1 190 500 000 [33 457 kr/m]
Arbetstunnlar		81 500 000 [38 084 kr/m]
Totalsumma	1 032 800 000 [27 366 kr/m]	1 272 000 000 [33 704 kr/m]

Detta innebär en total kostnad för samtliga tunnlar på ca 27 370 kr/m för 3,5 m diameter samt ca 33 700 kr/m för 4 m diameter.

För att bedöma kostnadspåverkan av osäkerheter i de geologiska förutsättningarna har analyser utförts av påverkan av ett ökat behov av injektering och förstärkning:

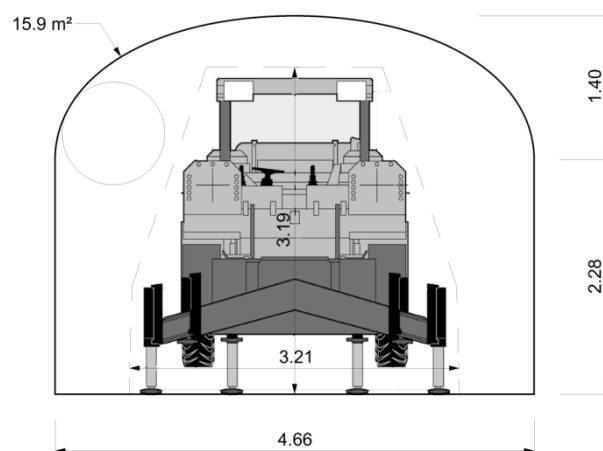
- Typförstärkning 0, minskar med 50%
- Typförstärkning 1, ökar med 25%
- Typförstärkning 2 och 3, ökar med 100%
- Förinjektering, ökar med 100%

Med dessa förändrade geologiska förutsättningarna skulle den totala kostnaden öka med ca 15 %.

7 Konventionell tunneldrivning

7.1 Principutförande

En så liten tunnelarea som möjligt eftersträvas för att minimera berguttaget och därmed också bergförstärkningsmängder, tidsåtgång och kostnader. För att uppfylla kraven på vattenöverföringskapaciteten behövs en tunnelarea av ca 3-4 m², men för att kunna driva tunneln rationellt med konventionella metoder behövs en större tunnelarea än detta av utrymmesskäl för de maskiner som skall användas vid tunneldrivningen.



Figur 7-1 Tvärsnitt för konventionellt driven tunnel. Ortdrivningsaggregat och ventilationstub Ø 1 m inritat.

För konventionell tunneldrift föreslås en tunnelarea på ca 16 m² med en bredd på ca 4,7 m och höjd på ca 3,7 m (Figur 7-1). Med jämna mellanrum breddas tunneln genom att nischer sprängs ut. Dessa skall vara tillräckligt stora för att tillåta mötande trafik och kunna användas som vändplats för fordon. Nischerna fungerar också som upplag för arbetsmaterial, parkering och utrymme för installationer.

Normal borrlängd är 5 m per sprängsalva vilket ger minst 80 m³ fast volym (mot-svarande ca 130 m³ skrymvolym) eller ca 212 ton berg att lasta ut efter varje sprängsalva. Vid förinjektering används ortdrivningsaggregatet ("Boomer") för att borra injekteringshål i tunnelkonturen framför tunnelfronten. Injekteringshålen antas vara 20 m långa och vinklas ut från tunneln så att hålbotten sticker ca 4 m utanför tunnelkonturen, se Figur 2-1.

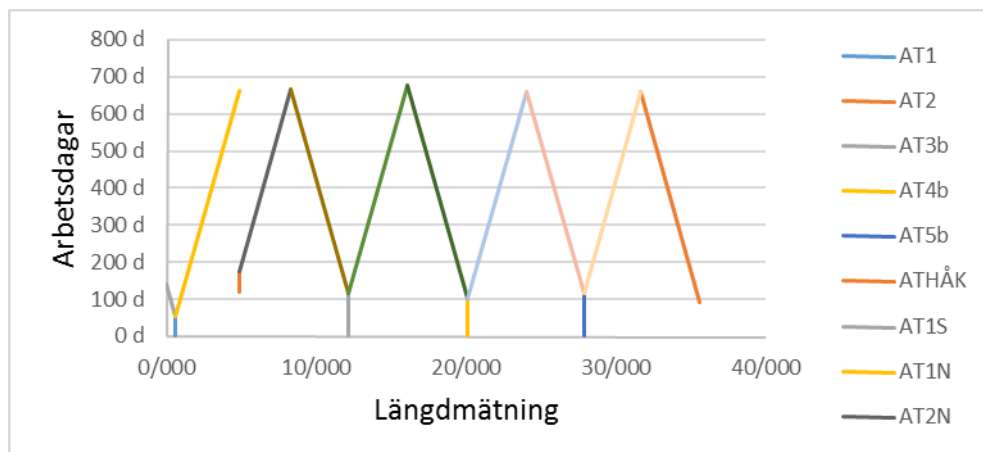
7.2 Tidplan

En framdriftsprognos för konventionell tunneldrivning har gjorts baserat på följande förutsättningar:

- Huvudtunnelns längd är 35 600 m.
- Indriftshastigheten vid ”normala” bergförhållanden är 10 m/dag och för svårare förhållanden halva denna (gäller normalsektion).
- Förhållande som kräver förinjektering uppskattas utgöra ca 20 % av den totala tunnelsträckan.
- Nischer sprängs ut med 300 m mellanrum. Dessa görs 20 m långa och indriftshastigheten är hälften av den för normalsektion (Figur 7-1).
- Den effektiva indriftshastigheten inklusive uttag vid svårare förhållanden, förinjektering och uttag för nischer är 7 m/dag.
- Fem arbetstunnlar byggs AT1-AT5 enligt kapitel 4.1.1.
- Tunneldrivning sker parallellt på samtliga nio fronter i huvudtunneln.

Med angivna förutsättningar blir byggtiden för tunnarna ca 675 arbetsdagar enbart avseende tunneldrivningsarbetet. I Figur 7-2 nedan visas indriften grafiskt. Som framgår av diagrammet utgörs den kritiska linjen av tunneldrivningen mellan arbetstunnel 5 (AT5 Norr) och huvudtunnels norra påslag (Norra påslaget Söder). Tidsåtgången kan här reduceras väsentligt med en ytterligare arbetstunnel vid sektion ca 31/000 omedelbart norr om sjön Tisaren som skulle öppna upp ytterligare två tunnelfronter.

Beräkningen är utförd med en effektiv indriftshastighet på 7 m/dag inkluderande passager med svårare förhållanden. Med 25 % ökad hastighet (8,8 m/dag) skulle den total bergguttagestiden vara ca 550 dagar medan vid en 25% mindre indriftshastighet (5,3 m/dag) medför en total tid för bergguttaget på ca 900 dagar.



Figur 7-2 Framdriftsprognos för konventionell tunneldrivning. Arbetsstunnlar betecknas "AT" och "Söder" respektive "Norr" anger drivningsriktning för respektive front.

7.3 Kostnad

En översiktlig uppskattning av drivningskostnader för bergtunnel med konventionell drivning utgående från typförstärkningar enligt Tabell 5-1 redovisas i Tabell 7-1.

Tabell 7-1 Grundkostnader för konventionell drivning av vattenledningstunnel, förstärkningslösningar och injektering angivet som kr/m. Procentsatser anger total andel av sträckan.

Aktivitet	Kostnad [kr/m]
Berguttag D&B	15 800
Typförstärkning 0 (50 %)	-
Typförstärkning 1 (40 %)	3 790
Typförstärkning 2 (8 %)	9 392
Typförstärkning 3 (2 %)	15 160
Förinjektering (20 %)	7 178

I Tabell 7-2 redovisas en sammanställning av de totala kostnaderna för drivning av samtliga tunnlar konventionellt. I redovisade kostnader ingår ett generellt påslag på 10 % för oförutsedda kostnader samt ett påslag på 10 % för administrativa och byggherrekostnader.

Tabell 7-2 Kostnadsberäkning för konventionell drivning av samtliga tunnlar inklusive bergförstärkning och injektering.

Aktivitet	Kostnad
Berguttag	805 000 000 kr
Bergförstärkning	110 716 000 kr
Förinjektering 20%	36 200 000 kr
Summa vattenledningstunnel	951 916 000 kr [26 511kr/m]
Arbetstunnlar	136 300 000 kr [38 073 kr/m]
Totalsumma	1 088 216 000 [27 775 kr/m]

8 Jämförelse av byggmetoder

8.1 Miljö

8.1.1 Produktionsaspekter.

Konventionell drivning innebär en större miljöpåverkan under byggnationen då samtliga arbetsfordon drivs med diesel vilket måste ventileras ut. Användning av sprängmedel, vilka innehåller kväveföreningar, måste också hanteras vid konventionell drivning.

TBM med tillhörande transportband drivs med el, 1 000 – 1 100 kW för varje TBM-aggregat. Kräver att tillräcklig effekt dras fram till påslagslägena men under drift är utsläppen små.

En stor del av den omgivningspåverkan som märks från ett tunnelprojekt är de bergmaterialtransporter som sker från påslaget. Detta utförs främst av lastbilstransporter vilket innebär påverkan på befintligt vägnät och med ökat buller lokalt. Transportvägar och transportlängd beror på avsättning och efterfrågan av bergmaterial vilket bör studeras i en fortsatt projektering.

Drivning med TBM eller med sprängning ger upphov till buller och vibrationer. Vid TBM-drift är det frågan om mer kontinuerliga vibrationer vilka avtar när maskinen passerat medan vid sprängning är det frågan om intermittent påverkan när salvan tas ut. Generellt passerar föreslagen sträckning enbart ett mindre antal fastigheter och med beaktande av tunnelns djupläge bör risken med denna påverkan vara liten.

8.1.2 Grundvattenmagasin

Grundvattenmagasinet i berg påverkas av den avsänkning som sker genom inläckage till tunneln. Vid partier med mer uppsprucket berg kan inläckaget bli betydande. För att minska inläckaget utförs därför injektering med cement för att tätas berggrunden och därigenom minska inläckaget. Omfattningen av detta arbete är oavhängigt val av drivningsmetod eftersom det är naturliga svaghetszoner i bergmassan som skall tätas genom cementinjektering.

Vid konventionell tunneldrivning med borrhning och sprängning fås en skadezon närmast tunnelkonturen som orsakas av sprängningen. Denna kan variera kraftigt i

utsträckning beroende på utförandet av sprängningen. I skadezonen, som är mer uppsprucken än det intakta berget, kan vattenföringen bli högre vilket i sin tur kan bidra till ett ökat inläckage. Vid drivning med TBM fås ingen motsvarande skadezon.

8.1.3 Schaktmassor

På grund av den mindre tvärsnittsarean vid drivning med TBM (10 m² kontra 16 m²) erhålls mindre mängder schaktmassor som skall hanteras. Dock utgör schaktmassorna från TBM drivning ett flisigare bergmaterial som är mindre lämpligt som krossmaterial.

På grund av sprängmedlen som används vid konventionell tunneldrift innehåller dessa schaktmassor kväveföreningar. Dessa har en hög löslighet i vatten och kan därför lätt lakas ur från upplagda schaktmassor och hamna i grundvattnet.

8.2 Bergförstärkning och injektering

Konventionell drivning med borrar sprängning bedöms medföra mer bergförstärkning och injektering. Ökad bergförstärkning beror på att berget spricker upp mer vid sprängning och att geometrin gör att risken för blockutfall ökar. Injekteringsarbetet ökar dels beroende på ett större tunneltvärsnitt som medför fler injekteringshål men pga. av sprickbildning ökar även injekteringsvolymen.

Det cirkulära tvärsnittet vid en borrarad tunnel innebär att risken för blocknedfall minskar. Injekteringsomfattning blir lägre, både borrar och volym, men injekteringsarbetet är svårare till följd av det begränsade utrymmet.

8.3 Kostnader och tid

Tidsåtgången för bergtunnelarbetena behöver inte vara avgörande för projektets totala tidplan. Byggtiden kan optimeras när det gäller antal fronter och/eller TBM-maskiner.

Norconsults bedömning med nuvarande förutsättningar och osäkerheter är att kostnaderna är likvärdiga för konventionell tunneldrivning och TBM-drivning.

Kostnadsuppskattningarna för TBM är främst beroende av val av tunneldiameter. En tunnel med diameter 4 m är ca 15 % dyrare jämfört med en på diameter 3,5 m. För en konventionellt driven tunnel påverkar en tvärsnittsarea något större än 15 m²

inte kostnaderna i samma omfattning men om en mindre tvärsnittsarea väljs kommer det kräva särskilda maskiner och produktionslösningar vilket kan medföra betydande kostandsökningar.

En TBM konstrueras för de bergförhållanden den är tänkt att verka i. Detta gör att större avvikelser från de förutsatta förhållandena kan påverka indriftshastigheten. Detta kan dock innebära såväl ökad (t.ex. fler sprickset) som minskad (t.ex. ökad kvartshalt) hastighet. Konventionell drivning är inte lika känslig för ändringar i bergförhållanden utan har en relativt konstant indriftshastighet oavsett förändringar i bergförhållanden.

Enligt NTNUs kostnadsmodell (Zare, 2007) kan en förbättring av borrhållanden från dåliga till bra förhållande öka indriftshastigheten med 300-400 % samtidigt som uttagskostnaderna minskar till mellan 30 och 50 %. Motsvarande inverkan för konventionell drivning är till mellan 20 och 40 % på indriftshastigheten och 20 till 30 % på uttagskostnaden.

Schaktmassor från konventionell drift lämpar sig bättre för användning som krossmaterial som är användbart inom projektet eller kan säljas. På grund av den större tvärsnittsarean erhålls större mängder schaktmassor att hantera vid konventionell drift. Schaktmassorna från TBM är flisigare och har ett mer begränsat användningsområde som krossmaterial. I kostnadsuppskattningarna har intäkter och kostnader från schaktmassor inte medtagits för någon drivningsmetod.

Det pågår och planeras flertalet stora infrastruktur- och bergprojekt i Sverige med planerat byggskede under åren 2020-2025, t.ex. Förbifart Stockholm, Västlänken, Ostlänken och Citylink (TBM-borrad kraftledningstunnel). Detta kan medföra en minskad konkurrens som påverkar prisbilden. Samtidigt innebär TBM-borning att utländska entreprenörer kommer att vara intresserade.

8.4 Osäkerheter

Bergförhållanden bedöms inte vara en osäkerhet för projektets genomförande, däremot behövs ytterligare undersökningar i projekteringsskedet för att öka detaljkunskapen och ge underlag för projektering av detaljerade lösningar i byggskedet.

Bedömning av osäkerheter avseende kostnader och tider redovisas för respektive drivningsmetod.

Avseende byggmetod skiljer sig inte brytningsmetoderna särskilt mycket avseende osäkerheter. Erfarenheterna från de få TBM-borrade tunnlar som byggts i Sverige och Norge med motsvarande bergförhållanden är mycket goda, det gäller såväl det slutliga utfallet som prognos för byggtid och kostnad.

8.5 Referensprojekt

I detta kapitel beskrivs ett antal relevanta referensprojekt som är av intresse för Vätternvattenprojektet.

Tabell 8-1 Referenstunnlar med likvärdiga förhållanden som Vätternvattentunneln

TBM	Användning	Längd	
Saltsjötunneln, Stockholm	Dagvatten	6,5 km	
Ormen, Stockholm	Bräddavlopp	2,7 km	(Sundin, o.a., 1992)
Nord-Jæren, Stavanger	Avlopp	8,1 km	(Berdal Strømme)
Konventionell drift			
Kjøsnesfjorden	Vattenkraft	21,5 km	(Wallis, 2009)

8.5.1 Saltsjötunneln

Saltsjötunneln är en avloppstunnel i centrala Stockholm. Tunneln är 7,6 km lång varav 6,5 km är fullortsborrad med en öppen TBM, diameter 3,5 m, från Atlas Copco.

Berggrunden består av amfibolitisk gnejs, ådergnejs samt röd och grå granit. Förstärkningsinsatser och injektering förekom i zoner med mylonit och pegmatit samt i kontakter mellan gnejser och graniter. Förstärkningsbehovet bedöms ha blivit betydligt större vid konventionell tunneldrivning. Av sex vattenförande avsnitt kan fem hänföras till svaghetszoner.

Relativt omfattande injektering har krävts i områden med normalsprucken bergmassa där sonderingar inte visat på injekteringsbehov. Ur stabilitetssynpunkt har endast 1 % av bergmassan förstärkts.

8.5.2 Ormen

Den så kallade Ormentunneln i Stockholm är en 2,7 km lång tunnel i central Stockholm (Sundin, o.a., 1992). Tunnelarbetena utfördes 1991-92 och syftet med tunneln är att fungera som bräddavloppsmagasin. Samma bormaskin, dock med vissa modifieringar, som vid arbetena för Saltsjötunneln har använts. Modifieringarna bestod av bland annat av förbättrad sondborrningsutrustning som medgav påhugg runt hela tunnelprofilen.

Berggrunden utgörs huvudsakligen av graniter och gnejser med typiska enaxiella tryckhållfastheter på 150-220 respektive 65-180 MPa. Den genomsnittliga indriftshastigheten i graniterna var mellan 1,65- 1,91 m/timme och för gnejserna mellan 1,95- 2,08 m/timme.

På grund av krav på litet inläckage, max. 2 liter/minut och 100 meter tunnel, blev injekteringsarbetena omfattande och kunde inte alltid utföras under nattsiftet som var planerat. Detta i sin tur ledde till mindre tillgänglighet för tunnelborrning som endast var tillåtet under dag- och kvällsskiftet.

8.5.3 Nord-Jæren, Stavanger

I Stavanger har mellan år 1989-90 har 8 kommuner i Nord-Jæren byggt en gemensam avloppsanläggning som inkluderat en 8 km lång tillloppstunnel som borraras med en öppen TBM, diameter 3,5 m.

Drivning har till största delen skett i berggrund med fyllitisk sammansättning, men även lager med metamorfa sedimentära bergarter ingår. Den typiska enaxiella hållfastheten i fylliten är angiven till 43 MPa, men för kvartsitiska partier kan hållfastheten överstiga 300 MPa. I fylliten har indriften rapporterats vara omkring 150 m/vecka. I de kvartsitiska delarna sjönk indriften markant till 2-4 m/timme jämfört med 4-6 m/timme för fylliten. Obetydliga mängder bergförstärkning har krävts, endast 4 st. bultar och betongsprutning i 3 m av tunnelns längd har applicerats.

De beräknade kostnaderna för fullortsborrning i 1989 års prisnivå uppges till 5 690 NOK/m. I dagens prisnivå motsvarar detta ungefär 9 700 NOK/m. Av dessa kostnader hänförs 9 % till maskinkostnader och resterande 91 % till borkostnader.

8.5.4 Kjøsnesfjorden

Vid Kjøsnesfjorden har totalt 21,5 km vattenkraftstunnlar tagits ut med konventionella drivningsmetoder. Av detta har ca en femtedel en tvärsnittsarea på 16 m², samma som föreslagits för konventionella tunneldrivning vid Vättern-vattenprojektet.

Med ett standard Atlas Copco ortdrivningsaggregat och lågbyggda utlastningsmaskiner och truckar har mycket goda indriftshastigheter uppnåtts på i genomsnitt 104 m/vecka, motsvarande 18,9 m/dag baserat på 2×10 timmars skift per dag.

8.5.5 Fullortsborrade tunnlar i Norge

I NTNUs databas för kostnadsmodellering ingår uppgifter från ett stort antal utförda TBM-tunnlar, mestadels i Norge, som är listade i Tabell 8-2 nedan. Den största delen av dessa tunnlar är utförda i hårda bergarter.

Tabell 8-2 Norska tunnlar utförda med TBM mellan 1977-1996.

År	Tunnel	Diameter (m)	Längd (m)
1977	Fosdalen	3,15	670
1978	Eidfjord, Floskefonn	3,25	350
1979	Lier	3,5	1 200
1980	Sildvik schakt	2,53	760
1985	Sørfjord, extension	3,2	1 370
1987	Eidsvåg	8,5	850
1990	Haugesund	3,25	2 500
1972-1974	Trondheim, Høvringen	2,3	4 300
1974-1976	Oslo, Lysaker-Majorstua	3,15	4 300
1977-1978	Kjøpsvik	3,32	1 120
1977-1978	Aurland	3,5	6 200
1977-1981	Oslo, Sandvika-Lysaker	3,35	7 580
1977-1982	Oslo, Majorstua-Bryn	3	7 500
1978-1981	Oslo, Sandvika-Slemmestad	3,5	14 260
1979-1980	Eidfjord, Floskefonn	2,53	2 807
1979-1982	Oslo, Majorstua-Ruseløkka	3	3 300
1980-1982	Sørfjord	3,5	5 840

År	Tunnel	Diameter (m)	Längd (m)
1980-1982	Brattset, Næverdal	4,5	7 000
1980-1982	Brattset, Skamfer	4,5	8 150
1981-1984	Glommedal	3,5	8 022
1982-1983	Sørfjord, extension	3,5	3 010
1982-1983	Mosvik	3,5	5 390
1982-1984	Ulset, Yset	4,5	7 300
1983-1984	Sørfjord, extension	3,2	1 250
1983-1984	Tjodan-Låtervikvatn	3,5	4 865
1983-1984	Ulset	4,5	4 960
1983-1986	Sørfjord, extension	6,25	9 332
1984-1985	Holandsfjord	6,25	4 333
1984-1986	Fløyfjell	7,8	6 850
1984-1987	Sørfjord, extension	3,5	9 206
1985-1986	Heimdal	2,7	2 800
1986-1989	Jostedal, Fagredal	4,5	5 550
1986-1989	Jostedal, Stegagjerdet	4,5	9 001
1987-1988	Sørfjord, extension	4,75	16 562
1988-1989	Stavanger, Bjergsted	3,25	3 850
1988-1990	Sørfjord, extension	8,5	7 308
1989-1990	Stavanger, I.V.A.R.	3,5	8 070
1989-1990	Svartisen, Storjord	3,5	9 277
1989-1991	Svartisen, Trollberget	4,3	17 882
1990-1992	Svartisen, Trollberget	3,5	8 219
1991-1992	Svartisen, Trollberget	3,5	6 162
1991-1992	Meråker	3,5	9 647
1991-1992	Svartisen, Trollberget	5	7 816
1991-1992	Sørfjord, extension	6,5	3 400
1992-1994	Sørfjord, extension	6,5	6 920
1994-1995	Sørfjord, extension west	4,23	4 243
1995-1996	Midmar	3,5	6 424

8.5.6 Jämförelsekostnader

I Tabell 8-3 nedan redovisas exempel på planerade och genomförda projekt med enhetskostnad per meter för jämförelse med de redovisade kostnaderna.

Det finns alltid osäkerheter och skillnader mellan projekt men jämförelse mellan de redovisade kostnaderna för andra tunnlar och de beräknade kostnaderna för Vätternvattentunneln tyder på att redovisad kostnadsbild är i rätt storleksordning.

Tabell 8-3 Jämförelser mellan beräknade kostnader för Vätternvattentunneln och planerade eller utförda projekt.

Tunnel	Drivningsmetod	Längd [km]	Area [m²]	Kostnad [kr/m]
Svartisen, beräknad	D&B	7	29	24 123
	TBM	7	29	27 226
Lerum, faktiska	D&B	8	12	35 017
Kjösnefjorden, budget	D&B	21,5	16-37	26 967
Vätternvatten, d=3,5 m	TBM	35,9	9	27 400
Vätternvatten, d=4,0 m	TBM	35,9	11,5	33 700
Vätternvatten	D&B	35,6	16	27 800

9 Utbyggnadsprocess – skeden

Vätternvattenprojektet är både stort och komplext med hänsyn till bland annat ekonomi, teknik, miljö, juridik och projektadministration. Förverkligas projektet får hittills genomförda undersökningar och utredningar bara anses vara en god början i beredningsfasen. Välgrundade beslut kräver säkra och tydliga underlag.

En systemhandling har utarbetats 2015-02-20 (reviderad 2016-01-29) som redovisar projektets nuvarande status efter genomförd Förstudie och de fördjupningar som genomförts. Den föreslår ett huvudalternativ att gå vidare med. Systemhandlingen blir också ett underlag för de samråds- och prövningsprocesser som skall genomföras med bland annat upprättande av miljökonsekvensbeskrivning, MKB och ansökan om tillstånd till vattenverksamhet. I systemhandlingen pekas även ut de ytterligare undersökningar och utredningar, som kan erfordras innan en detaljprojektering blir aktuell.

För projektets fortsättning föreslås i systemhandlingen en struktur där mer eller mindre fristående ”block” identifierats. Blockindelningen har formats med utgångspunkt från dels administrativa aspekter, ”administrativa block”, dels från tekniska aspekter, ”tekniska block”. Blockens innehåll beskrivs kortfattat så som de uppfattas i nuläget, inklusive kopplingar mellan blocken. Utredningsbehoven bör klargöras och beskrivas närmare för resp. block samt separata program upprättas för hur man går vidare inom ramen för dessa. Blockindelningen förenklar en fördelning av arbetena på fler händer och utredningsresultaten blir lättare att presentera och följa. Underlaget för tillståndsprocessen blir också tydligare. Bergtunneln utgör ett block i denna struktur och har med den senaste revideringen drivits något längre än övriga utredningsdelar.

10 Diskussion

Oavsett byggmetod för tunneldrivning kommer med största sannolikhet förstärkningsbehovet att vara begränsat på sträckan. Erfarenheterna att bygga i området och i motsvarande berggrund på andra platser visar att det innebär små problem och att berget är av hög kvalitet.

För att minimera riskerna för ras samt även för att minimera besiktning- och underhållsbehovet föreslås att tunneln byggs med extra bergförstärkning vid passage av svaghetszoner. Det är även viktigt med en noggrann geologisk kartering för att upptäcka ogynnsamma sprickförhållanden. Vattenhastigheten i tunnel blir begränsad vilket gör att det knappast sker någon erosion av bergytan eller betongen. Det är även en begränsad hydraulisk gradient in mot tunneln när den är i drift. Det innebär dels att inläckaget blir begränsat och även att risken för erosion av sprickfyllnad och därmed på sikt risk för blocknedfall är begränsad.

Det är möjligt att bygga tunneln med en teknisk livslängd på minst 100 år. En väl utförd tunnel kan med stor sannolikhet vara i funktion betydligt längre tid med begränsat eller utan underhåll. Möjligheterna att inspektera tunneln med undervattensrobot/kamera bör utredas och ett system för detta bör byggas in i anläggningen. På detta sätt kan tunneln inspekteras utan längre driftavbrott som en tömning och konventionell inspektion innebär.

Det bör även finnas möjligheter att tömma tunneln på vatten för att kunna utföra arbeten i tunneln. Tunneln innehåller mycket vatten och det kan vara lämpligt att arbetstunneln vid Nyhyttan (AT 3) blir kvar för åtkomst till vattentunneln. Här kan en större mobil pump användas för tömning och vattnet leds via Åmmelången till Vättern. Ytterligare tömningsmöjligheter kan göras med kraftiga djupbrunnspumpar i borrhål intill tunneln. Dessa måste utföras innan tunneln tas i drift. Tunnelprofilen är lagd med lågpunkter varifrån tömning kan ske. Det är även möjligt att installera permanenta rör i tunneln från lågpunkterna för tömning från AT 5, intaget vid Harge och vid Håkamo. Beroende på pumpkapaciteter bedöms tömningen kunna utföras på 4-5 dygn.

Den drivningshastighet som ansats för TBM är lägre än vad som byggts tidigare med motsvarande diameter och berggrund i Norge och Sverige. En skillnad mellan 3,5 och 4 m diameter är den tunnellängd som kan drivas mellan arbetstunnlar. Det är utrymmet för ventilation som är begränsande. För Vätternvattentunneln skulle detta kunna lösas genom att utföra ventilationsschakt och därmed kan 3,5 och 4 m alternativen drivas lika lång sträcka.

De bedömningar som gjorts av tider och kostnader för tunneldrivningen indikerar att båda de studerade metoderna, konventionell drivning och TBM, är ungefär likvärdiga med avseende på kostnader och fördelaktigare med TBM avseende tid.

Ur ett livscykelperspektiv är en fullortsborrad tunnel att föredra eftersom drivningssmetoden är skonsammare mot omgivande berg och det cirkulära tvärsnittet ger en bättre spänningsfördelning och minskad risk för blockutfall.

11 Slutsatser

- De geologiska förutsättningarna för en bergtunnel från Vättern till området strax söder om Hallsberg är goda ur bergbyggnationssynpunkt.
- Redovisat sträckningsalternativ medför enbart mindre konflikter med övriga intressen.
- Rekommendationen är att fortsatt projektering och tillåtlighetsprövning utgår från framtagna sträckningskorridor och föreslagna påslagslägen för arbetstunnlar. Detaljerade val av sträckning och påslag utförs efter samråd med övriga intressenter.
- Total byggtid för bergtunneln styrs av antalet drivningsfronter. Från utförda analyser bedöms en drivningstid på 3-4 år vara rimlig.
- Jämförelser mellan tunneldrivning med konventionell drivning och fullortsborrning med TBM, visar att metoderna är relativt likvärdiga ur byggteknisk och ekonomiska aspekter. Störst fördel med konventionell drivning är en kortare igångsättningstid samt att man kan arbeta på ett flertal fronter parallellt. Drivning med TBM medför en mindre mekanisk påverkan på det omkringliggande berget.
- Ur livslängd och underhållsperspektiv bedöms en TBM tunnel vara mer fördelaktig på grund av den skonsammare drivningen och det cirkulära tvärsnittet.
- Miljö- och omgivningspåverkan bedöms vara mindre för en TBM tunnel.
- Norconsults bedömning med nuvarande förutsättningar och osäkerheter är att kostnaderna är likvärdiga för konventionell tunneldrivning och TBM-drivning.
- Norconsults rekommendation är att fortsatt utredning inriktas på TBM-borrade tunnel för huvuddelen av vattenledningstunneln men att konventionell drivning skall finnas kvar som ett möjligt alternativ. En optimal drivning kan utgöras av en kombination av de båda metoderna. Arbetstunnlar monteringshallar och eventuellt även delar av huvudtunneln kommer behöva drivas konventionellt.

11.1 Fortsatta undersökningar

Fortsatta undersökningar ska utföras för att erhålla detaljkunskaper längs tunnelsträckningen. Förslag på undersökningsområden är:

- Påslagslägen arbetstunnlar. Undersökningar i första hand med seismik kompletterat med geotekniska borrhningar bör utföras vid påslagslägen för att säkerställa att påslag är möjligt att genomföra och erforderlig bergtäckning finns.
- Bergtekniska detaljanalyser av påslagsläge i norr samt montagehallar för TBM
- Fördjupade och detaljerade utredningar av bergmassans egenskaper och dominerande sprickorienteringar.
- Parallell miljö- och tillståndprocess. Det krävs kompletterande hydrogeologiska utredning som underlag till miljö- och tillståndprocessen. Detta kan t.ex. innefatta grundvattenresurser och vattentäkter samt kompletterande utredningar avseende grundvattenförhållanden i jord och berg.

12 Litteratur

Berdal Strømme Fullprofilboring av tunneler og sjakter. Sentralrenseanlegg Nord-Jæren. Boring av tilløpstunnel.

Bergab Förstudie regional vattenförsörjning från Vättern, steg 2 och 3. Fördjupning. Utredning av alternativ tunnelsträckning. [Rapport]. - Göteborg : Bergab, 2012.

Bergab Förstudie regional vattenförsörjning från Vättern. Fördjupning. Utvidgad bergutredning. [Rapport]. - Göteborg : Bergab, 2012.

Gehring, K. Prognosis of advance rates and wear for underground mechanized excavations (in German). Felsbau 13 (6), 439–448. 1995

Hansen Lars Byggbarhetsanalys i ett regionalt perspektiv [Rapport]. - [u.o.] : SKB, 1996.

Jönköpings kommun [Online] // Förslag till vattenskydd för Vättern. - den 16 april 2013. - <http://www.jonkoping.se/byggbomiljo/vattenochavlopp/dricksvatten/vattenskyddsomraden/forslagtillvattenskyddforvattern.4.2c1c6681136cf228417b7e.html>.

Norconsult AB Förstudie regional vattenförsörjning från Vättern steg 2 och 3. Fördjupning. [Rapport]. - Göteborg : Norconsult AB, 2011.

Sundin Nils-Olof och Karlsson Bo Fullborrning av Ormentunneln, Stockholm. Prognos, uppföljning och analys av drivningsdata [Rapport] : BeFo rapport. - Stockholm : SveBeFo, 1992. - ISRN BEFO--92/451-1--SE.

Thuro, K.. Drillability prediction: geological influences in hard rock drill and blast tunneling. Geologische Rundschau 86: 426–438. 1997

US Department of transportation Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Civil Elements [Online] // Chapter 6 - Rock Tunneling. - May 04, 2011. - Mars 19, 2013. - <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/tunnel/pubs/nhi09010/06.cfm>.

Wallis Shani Record drill + blast work in Norway [Online] // Tunneltalk. - 01 2009. - den 11 mars 2013. - <http://www.tunneltalk.com/Jan09-Record-drill+blast-work-in-Norway.php>.

Wikström Anders och Karis Lars Beskrivning till berggrundskartan 10E Karlskoga SO, Af 183. - Uppsala : SGU, 1997. - ISBN 91-7158-568-0.

Wikström Anders. Berggrundskartan 9F Finspång NV. SGU Ser. Af 164.1989

Wikström Anders . Berggrundskartan 9F Finspång SV. SGU Ser. Af 165. 1989.

Zare Shokrollah Prediction model and simulation tool for time and cost of drill and blast tunneling [Rapport] : Doctoral thesis 2007:129 / Department of civil and transport engineering ; NTNU. - Trondheim : NTNU, 2007. - ISBN 978-82-471-2825-1.



Norconsult AB

Theres Svensson gata 11

Box 8774, 402 76 Göteborg

031 – 50 70 00, fax 031-50 70 10

www.norconsult.se

Vättern Water Supply Tunnel

TBM alternative: feasibility study

Customer

Norconsult AB
Theres Svenssons gata 11
SE-41755 Göteborg

Date

24 April 2013



Imprint

Date

24 April 2013

Report No.

B5324.01_Rev0

Prepared by

RAM, MAT

Basler & Hofmann AG
Consulting Engineers

Forchstrasse 395
Postfach
CH-8032 Zürich
Tel. +41 44 387 11 22
Fax +41 44 387 11 00

Bachweg 1
Postfach
CH-8133 Esslingen
Tel. +41 44 387 15 22
Fax +41 44 387 15 00

Mailing list

Bertil Israelsson (Norconsult AB)
Peter Wilén (Norconsult AB)

Contents

1.	Introduction	1
1.1	General	1
1.2	Content	1
1.3	Scope of services and limitations	1
2.	Basics and references	2
3.	Project description	3
3.1	General	3
3.2	Alignment	3
3.3	Typical cross-section	3
4.	Geology and hydrogeology	5
4.1	Geology	5
4.2	Hydrogeology	6
4.3	Previous experiences	7
4.4	Rock parameters	7
4.5	Hazard scenarios	8
4.6	Additional investigations	10
5.	Construction method	11
5.1	General	11
5.2	TBM type	11
5.3	TBM specifications	13
5.4	Tunnel support	14
5.5	Control of water ingress	15
5.6	Rock mass exploration in advance	16
5.7	Points of attack	16
5.8	Rig areas	17
5.9	Logistics	18
6.	Environment	19
6.1	Noise and vibrations	19
6.2	Deposit areas	19
7.	Construction schedule	20
7.1	General	20
7.2	Main assumptions	20
7.3	Construction schedule alternative 1	20
7.4	Construction schedule alternative 2	21
7.5	Construction schedule alternative 3	21
7.6	Construction schedule alternative 4	22

7.7	Construction schedule alternative 5	22
7.8	Construction schedule alternative 6	22
7.9	Construction schedule alternative 7	26
7.10	Optimization	26
7.11	Total construction time	27
8.	Cost estimation	29
8.1	General	29
8.2	Profile types	29
8.3	Overall costs	31
8.4	Equipment costs	32
8.5	Summary	33
8.6	Price level	33
9.	Closing remarks	34

Appendix 1: Alignment**Appendix 2: Geology****Appendix 3: Points of attack**

1. Introduction

1.1 General

Project This report concerns the Vättern Water Supply Tunnel, Sweden (hereafter referred to as "Vättern Tunnel").

Mission Basler & Hofmann AG, Zurich, Switzerland (hereafter referred to as "Basler & Hofmann") has been charged with specific investigations concerning the feasibility of an excavation of the Vättern Tunnel (entire tunnel or sections of it) by means of tunnel boring machines (TBMs).

Commissioner The investigations have been commissioned by Norconsult AB, Göteborg, Sweden (hereafter referred to as "Norconsult").

1.2 Content

General This report summarizes the investigations carried out by Basler & Hofmann and demonstrates the feasibility and suitability of TBMs for the excavation of (at least) given sections of the Vättern Tunnel.

Structure of the report The report starts with a short description of the project under consideration (Section 3) and with the geotechnical evaluation of the rock mass (Section 4). In the following, it discusses the construction method (Section 5) and presents some considerations concerning the environment (Section 6). Finally, the construction schedule (Section 7) and a rough cost estimation (Section 8) are presented.

Updates This document may be updated at a later stage according to the client's requests.

1.3 Scope of services and limitations

Scope of services The scope of services covered by Basler & Hofmann is specific for TBM tunnelling [1]:

- _ Geotechnical evaluation of the rock mass;
- _ Evaluation of the construction method and choice of the TBM type;
- _ Elaboration of typical cross-sections (including temporary tunnel support);
- _ General considerations with respect to logistics and environment;
- _ Working out of a construction schedule;
- _ Rough cost estimation.

Limitation (i) This report deals only with the feasibility of a TBM excavation of the Vättern Tunnel. The drill-and-blast excavation of the Vättern Tunnel, of sections of it or of possible access tunnels is not subject of this report.

Limitation (ii) This report is based on the present project status and knowledge. The basics and documents used are listed in Section 2. Where no information was available, reasonable assumptions were made and clearly marked as such.

2. Basics and references

- | | |
|--------------------|--|
| Agreements | [1] Vättern Water Supply Tunnel, Sweden. TBM feasibility study. Sub-consultant contract, M2013-003 Rev. 1, 04.02.2013. |
| Project documents | [2] Summary of the geological settings. Mail of P. Wilén, Norconsult AB, 07.02.2013.
[3] Horizontal alignment (plan view). Mail of P. Wilén, Norconsult AB, 13.03.2013.
[4] Vertical alignment (longitudinal profile). Mail of P. Wilén, Norconsult AB, 13.03.2013.
[5] Geological map (plan view). Mail of P. Wilén, Norconsult AB, 13.03.2013.
[6] Geological longitudinal profile. Mail of P. Wilén, Norconsult AB, 13.03.2013 and Mail of J. Petersson, Norconsult AB, 08.04.2013.
[7] Zones where points of attack are possible (plan view). Mail of M. Zetterlund, Norconsult AB, 12.04.2013. |
| Mails | [8] Mail of P. Wilén, Norconsult AB, 08.02.2013.
[9] Mail of S. Patel, Norconsult AB, 11.02.2013.
[10] Mail of J. Petersson, Norconsult AB, 18.02.2013.
[11] Mail of P. Wilén, Norconsult AB, 22.02.2013.
[12] Mail of P. Wilén, Norconsult AB, 26.02.2013.
[13] Mail of P. Wilén, Norconsult AB, 04.03.2013.
[14] Mail of M. Zetterlund, Norconsult AB, 05.03.2013.
[15] Mail of P. Wilén, Norconsult AB, 14.03.2013.
[16] Mail of S. Patel, Norconsult AB, 26.03.2013. |
| External documents | [17] Glamheden R., Fredriksson A., Röshoff K., Karlsson J., Hakami H., Christiansson R. (2007): Rock mechanics Forsmark. Site descriptive modelling Forsmark stage 2.2, SKB R-07-31, Svensk Kärnbränslehantering AB.
[18] Ramoni M., Matter J. (2013): On the applicability of tunnel boring machines for the excavation of long strait crossing tunnels. The sixth international symposium on strait crossings, Bergen (in press).
[19] Sängner B. (2006): Disc cutters for hard rock TBM 1986–2006 – history and tendencies of development. Felsbau 24 (6), 46–51.
[20] UBS (2012): Preise und Löhne – Ein Kaufkraftvergleich rund um die Welt. UBS AG, Zürich. |
| Pictures | [21] Picture: Courtesy of Herrenknecht AG, Schwanau, Germany.
[22] Picture: Courtesy of The Robbins Company, Solon, USA.
[23] Picture: Courtesy of Norconsult AB, Göteborg, Sweden. |

3. Project description

3.1 General

Framework

In 2010–2011, Norconsult conducted a feasibility study in which solutions have been searched and analysed to use raw water from the Lake Vättern to ensure future supply of drinking water in the Örebro country.

Rock tunnel

The Vättern Tunnel is one option for the transmission of water via a rock tunnel from Vättern to Hallsberg.

3.2 Alignment

General

The planned horizontal and vertical alignment of the Vättern Tunnel [3], [4] can be found in Appendix 1.

Length of the tunnel

The tunnel starts at the intake in the Lake Vättern (km 00'000), ends at the North portal in Håkamo (km 35'500) near to Hallsberg and is 35.5 km long.

Difference in altitude

The difference in altitude between the two portals is of 2 m (85 m a.s.l. vs. 83 m a.s.l., respectively).

Gradient

The gradient of the tunnel is variable along the alignment. It has been chosen to take account of the location of the intermediate adits in order to allow for uphill excavations. Adjustments may be required in the next project phase after the excavation method of each tunnel section is decided.

3.3 Typical cross-section

Inner diameter

According to [8], the hydraulic requirements (capacity, including friction losses) can be fulfilled with an inner diameter of 2 m (which corresponds to a free surface of 3.1 m²).

Boring diameter

For construction reasons (e.g. space conditions), a bigger boring diameter is necessary. In this report, a boring diameter of 3.5 m (Figure 1) and 4.0 m is assumed.

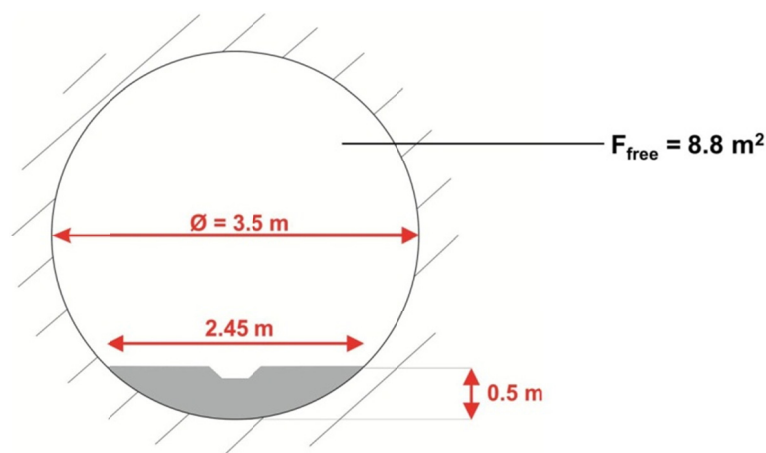


Figure 1

Typical cross-section of the TBM driven tunnel sections (unsupported rock mass)

Cross-section

Figure 1 shows a typical cross-section of the TBM driven tunnel sections of the Vättern Tunnel. As explained later in this report (Sections 4 and 5.4), good rock mass conditions are expected and long sections of the tunnel may be excavated without any tunnel support (this is the case depicted in Figure 1) or with a light "head protection" only. A horizontal tunnel floor is required for logistical reasons.

4. Geology and hydrogeology

4.1 Geology

General	The geological map of the project area [5] and the geological longitudinal profile [6] (expected geology) of the Vättern Tunnel can be found in Appendix 2. The following summary of the geology is based on [2].
Major rock types	In the project area, three major rock types can be identified: _ Felsic metavolcanic rocks; _ Gneissic granitoids; _ Småland-Värmland granites.
Felsic metavolcanic rocks	The felsic metavolcanic rocks are metamorphic coarsened, fine- to medium-grained rocks of rhyolitic composition. They show a more or less distinct planar fabric and are locally metamorphosed into veined gneisses. Layers or dikes of amphibolites occur sporadically. The quartz content is highly variable with a mean of 37 ± 9 (1 σ) vol% (11 samples). However, some of the metavolcanic rocks north of Zinkgruvan are quartz deficient and locally virtually quartz free.
Gneissic granitoids	The gneissic granitoids are medium-grained and predominantly hornblende-bearing with a granodioritic composition. A planar deformational fabric occurs consistently, whereas volumes metamorphosed into veined gneisses are scarcer. More extensive volumes of gneissic granitoids occur at Harge, along the eastern shore of Vättern and along the southern shore of Lake Tisaren. The quartz content of the gneissic granitoids is variable with a mean of 31 ± 9 (1 σ) vol% (4 samples).
Småland-Värmland granites	The dominant type of the Småland-Värmland granites is a coarse porphyritic variety. Both massive and deformed varieties with mineral lineation and/or foliation occur. The Småland-Värmland granites are restricted to two areas: north of Vättern around the Askersund area and in the central part of the belt of metavolcanic rocks. The mean quartz content of the Småland-Värmland granites is 40 ± 5 (1 σ) vol% (3 samples).
Orientation	The bedrock in the central part, generally consisting of a belt of felsic metavolcanics rocks with intercalated gneissic granitoids and subordinate amphibolites, shows regionally a NW–SE strike of the structures. Rock contacts in the area are typically sub-vertical to steeply dipping.
Subordinate rock types	Besides the major rock types described above, in the project area there are also some subordinate rock types: _ Dikes of predominantly dolerite and pegmatite are frequent in the area; two dolerite generations occur: one striking E–W and one mainly NNW–SSE; the dolerite dykes are vertically dipping; none of them exceed 100 m in width; swarms of E–W striking dolerites occur both south of Lake Tisaren and south of Zinkgruvan; _ Minor occurrences of limestone can be found in association with the metavolcanic rocks in the southern part of the area of interest; the limestone is currently quarried at Brännlyckan (south of Zinkgruvan).

Deformation zones, faults (i)

The most prominent deformation zones in the area, often with ductile precursors, are NW–SE to N–S striking. Several of them are probably related to the formation of the Vättern rift zone. Thereby, the vertical displacement may have been considerable with a consistent "east side down" movement. Following deformation zones have been identified:

- _ The area in the proximity to Vättern is largely affected by the deformation zone that runs along the lake towards south; in this zone, a considerable fracturing can be expected;
- _ One of the most important major deformation zones in the area runs along the lake Ämmelången (also known as Dalby/Ämme fault); core drilling in the zone west of Zinkgruvan resulted in drilling problems and core losses; along some sections, the zone is strongly fractured and weathered; furthermore, water inflows occurred at the investigated levels (400–450 m);
- _ A borehole intersected also the NE–SW striking structure north-west of Zinkgruvan (also known as Sänna fault); at this specific intersection the zone is 35 m wide and exhibits sections of rather poor rock quality;
- _ Further deformation zones of considerable extent are the Multen/Hjortkvarn fault and a fault along the southern shore of the Lake Tisaren.

Deformation zones, faults (ii)

The deformation zones in the project area are typically as illustrated in Figure 2. The zone notices itself with an increase of the fracture frequency (damage zone). The rock mass quality decreases towards the core of the zone, where the fracture intensity is very high and crushed rock (cataclasite, breccia or gouge) may be encountered.

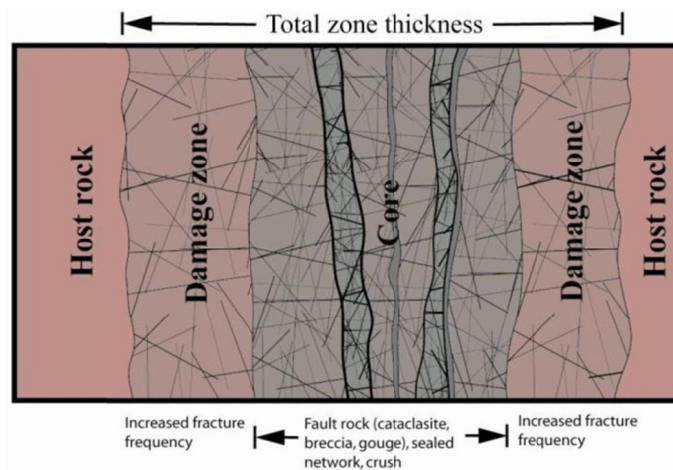


Figure 2

Schematic illustration of a brittle deformation zone [2]

4.2 Hydrogeology

Water ingress

According to [12], the expected water ingress is 5–20 l/min/100m.

Water reservoirs

With respect to the vertical alignment, it has to be mentioned that the Vättern Tunnel runs below some water reservoirs. For example, the Lake Tisaren is crossed under between km 28'000 and km 30'500 with an overburden of only 20 m. In such areas, high water ingress can be expected.

4.3 Previous experiences

Zinkgruvan	Underground works have been done in the Zinkgruvan area. In general, problems with the stability of the tunnel walls and face did not occur for a tunnel span of 5 m or less. The rock mass quality is generally good and the fracture frequency is low.
Knalla fault	In the Zinkgruvan area, the faults strike N–S and NE–SW. Tunnelling has been done through the so called "Knalla fault", which strikes N–S, and no rock stability problems occurred. This fault is approximately 75 m wide and most fractures are sealed. The excavation occurred under rather dry conditions (only small water inflows).
Deformation zones, faults	According to field observations (mining experience) in the project area, the joints in the deformation zones are mostly filled, i.e. the rock quality in the deformation zones is probably better than as depicted in Figure 2 and described above.
Contact zones	The fracture frequency typically increases along the contact zones between dolerites and bedrock. In these contact zones, instabilities may occur.
Mapping	Some of the less extensive deformation zones have been mapped as the result of the interpretation of topographic and magnetic data. Experiences in the past showed that some of these zones do not exist in reality.
TBM tunnelling	According to [15], hard rocks comparable to the ones expected for the Vättern Tunnel were excavated by means of TBMs (boring diameter: 3.5 m) in Sweden (Stockholm, two tunnels) and in Norway (Stavanger, one tunnel) 25–30 years ago. The weekly advance rate was 150–180 m in mostly granite, gneiss and quartzite. Tunnel support was necessary only for a few % of the tunnel length. In Stockholm, pre-grouting has been done along 20% of the tunnel length.

4.4 Rock parameters

Dominant rock types	Investigations concerning the rock parameters in the project area are very sparse. Core drillings in the Småland–Värmland granites revealed rather homogeneous bedrock of good quality. A rough estimation of the uniaxial compressive strength (UCS) has been done based on analyses carried out for similar rocks in the Forsmark area. These investigations suggest that all the three dominant rock types have a UCS in the range 200–240 MPa. Three UCS-measurements carried out for the felsic metavolcanics in Zinkgruvan confirmed this statement showing UCS of 244, 257 and 264 MPa [10].
Deformation zones, faults	For the deformation zones, the rock parameters reported in Table 1 (also recorded in the Forsmark area) are assumed to be representative for the project area. As can be seen in Table 1, the rock parameters of the host rock and of the damage zone are very good. As expected, the rock parameters of the core are less good. Nevertheless, these rock parameters are not problematic.

Table 1

Rock mass parameters for deformation zones in Forsmark; after [17]

Property	Host rock *	Damage zone *	Core *
Deformation modulus [GPa]	45	32	2.7
Poisson's ratio [-]	0.36	0.43	0.43
Cohesion [MPa]	5	4	2
Friction angle [°]	65	51	37
Uniaxial compressive strength [MPa] **	45	23	8
Tensile strength [MPa]	0.3	0.1	0.1

* Defined as in Figure 2 / ** Computed according to cohesion and friction angle

4.5 Hazard scenarios

Limitation

This section summarizes the main hazard scenarios with respect to geology and hydrogeology only. The considerations base on the documents available at the time being (Section 2). The topic and issues mentioned do not claim to be complete. Changes in the boundary conditions of the project as well as an increase of knowledge with respect to geology and hydrogeology will require an update and a new assessment of the hazard scenarios (during planning or construction) with corresponding adjustments of the countermeasures (e.g. tunnel support).

General

The TBM excavation of water tunnels is a standard solution. With this method, a number of projects have been realised worldwide. However, careful and project specific planning work is required in each case. Several hazard scenarios are the same as for drill-and-blast excavation, while other ones are more specific for TBM tunnelling.

Instabilities

A first group of hazard scenarios to be considered is related to the presence of discontinuities (joints, foliation) in the rock mass: rock fall (Figure 3a), instability of rock wedges (Figure 3b), "loosening" (Figure 3c), face instability (Figure 3d) and slabbing or spalling (Figure 3e). The occurrence and the intensity of these phenomena depend on the orientation, on the spacing and on the extension of the discontinuities. For the Vättern Tunnel, these hazard scenarios are evaluated as follows:

- _ Rock fall (range of size: dm^3): to be considered along the entire alignment (working safety);
- _ Instability of rock wedges (range of size: dm^3 – m^3): to be considered along the entire tunnel alignment; as the occurrence and intensity of instabilities depend on the orientation, spacing and extension of the discontinuities, further detailed investigations are required; according to previous experiences (Section 4.3) and taking account of the small boring diameter, long tunnel sections with stable conditions are expected;
- _ "Loosening": to be considered in the deformation zones; this hazard scenario is typical for highly fractured zones, where an instable zone (and not single wedges) develops above the tunnel; in this respect, the fact that the joints in the deformation zones may be filled is favourable;
- _ Face instability: to be considered in deformation zones; however, only in weak zones with heavily fractured rock; also in this respect, filled joints are favourable;
- _ Slabbing or spalling: to be considered in deformation zones.

Wear

For TBM tunnelling, not only the discontinuities but also the compressive strength, the tensile strength and the abrasiveness of the rock are of paramount importance. In fact, high strength and abrasiveness may lead to low penetration rates (slow TBM advance) and major wear of the cutters (Figure 3f) and of the cutter head.

Drainage, water ingress

A further group of hazard scenarios is related to water. On the one hand, the water ingress into the tunnel may lead to drainage of the soil deposits (if any) in the project area and, therefore, may cause loss of valuable humidity-dependent vegetation or inadmissible surface settlements with potential damages to buildings and infrastructure (Figure 3g). On the other hand, major water ingress may lead to a complete flooding of the tunnel in the case of a hydraulic connection to a big water reservoir (Figure 3h). Furthermore, in such a case the water pressure to be faced may be very high. For the Vättern Tunnel these hazard scenarios are evaluated as follows:

- _ Inadmissible drainage: to be considered in the tunnel sections with major water inflow; in this respect, limit values for the water ingress in the short and in the long term have to be defined; according to previous experiences (Section 4.3) rather dry conditions are expected;
- _ Inadmissible surface settlements: if any, to be considered in the tunnel sections running below built-up areas (with foundations on soil) where drainage (see above) may occur; according to the actual project knowledge, along the alignment clay layers sensitive to drainage are not present;
- _ Major water inflow: in general, the expected water ingress (Section 4.2) is not problematic for TBM tunnelling; the hazard scenario has to be considered for the tunnel sections running below water reservoirs with a low overburden; further investigations concerning the possibility of a hydraulic connection between the water reservoir and the tunnel are recommended.

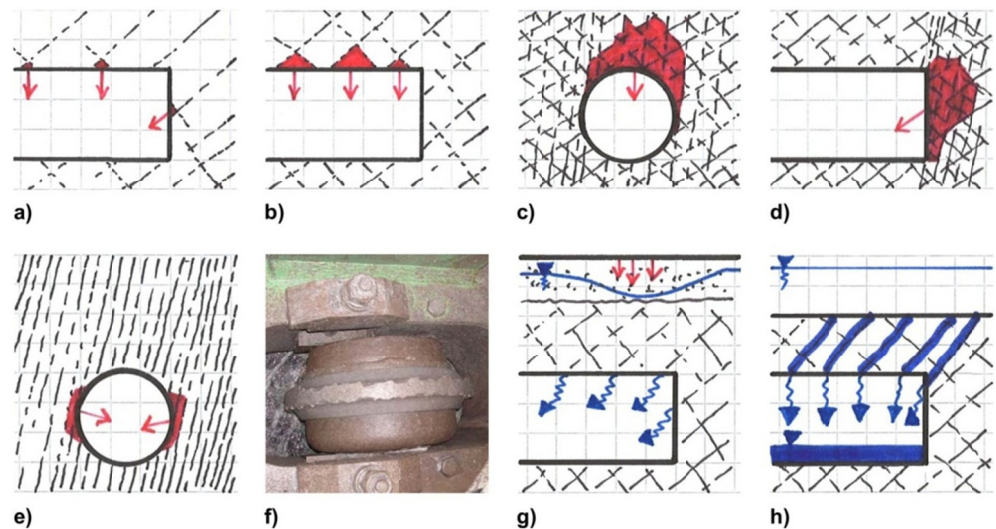


Figure 3

Typical hazard scenarios (hard rock TBM tunnelling) [18]: a) rock fall; b) instability of rock wedges; c) "loosening"; d) face instability; e) slabbing or spalling; f) major wear of the cutters [21]; g) inadmissible surface settlements; h) major water ingress

Deformations

Inadmissible deformations of the tunnel (due, e.g., to squeezing or swelling of the rock mass) are not expected.

4.6 Additional investigations

Field investigations

For the next project phase, further investigations should be carried out. Emphasis should be put on following topics:

- _ The location and characterization of the fault zones;
- _ The expected water ingress;
- _ The possibility of a hydraulic connection between the crossed under water reservoirs and the Vättern Tunnel; according to [11], crossing under the lakes the overburden is of at least 20 m but the sediment cover and the quality of the bedrock under the lakes is not known.

Lab tests

Lab tests should be carried out in order to get representative rock parameters for the expected rocks. With respect to TBM performance (penetration, wear) not only the UCS but also the tensile strength and the abrasiveness are of interest. Corresponding lab tests are the uniaxial compression test, the Brazilian test and the Cerchar-test.

Rock mass exploration in advance

Rock mass exploration in advance (during TBM tunnelling) is recommended at this stage of the project, as the available geological and hydrogeological data is relatively sparse.

5. Construction method

5.1 General

Drill-and-blast

As shown later in this report (Section 7), the access tunnels and the section between km 00'000 and km 02'900 may be excavated by means of drill-and-blast.

Limitation

Drill-and-blast is not discussed in this report. The following considerations apply for TBM tunnelling only.

5.2 TBM type

General

For hard rock tunnelling, three main types of TBMs exist. These are the so called "gripper TBM", "single shield TBM" and "double shield TBM" (Figure 4).

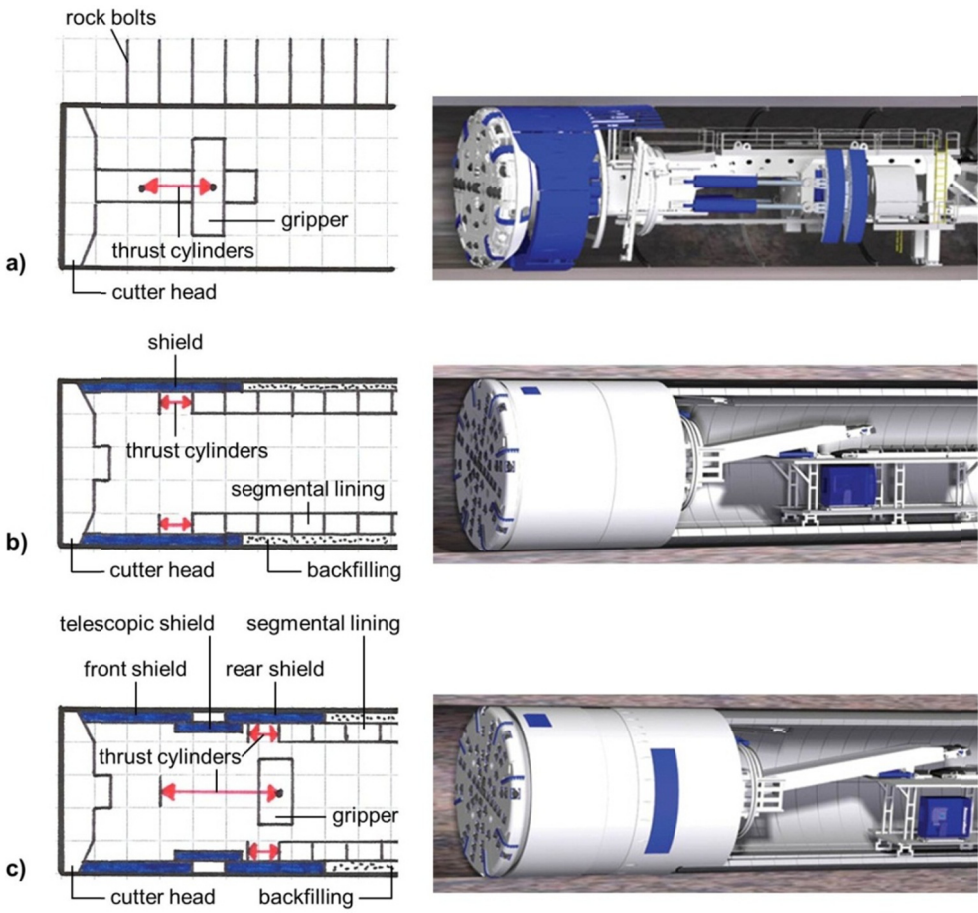


Figure 4
Hard rock TBMs [18]: a) gripper TBM [22]; b) single shield TBM [22]; c) double shield TBM [22]

Gripper TBM (i)

A TBM excavates the rock by means of cutters which are fitted on the cutter head and pushed against the tunnel face. When a gripper TBM (Figure 4a) is applied, the reaction forces resulting from the applied thrust force (approximately 6 MN for a gripper TBM with a boring diameter of 3.5 m) and torque are accommodated by means of grippers, which are tended up radially against the tunnel walls. In account of this, an efficient TBM advance presupposes sufficient gripper bracing, i.e. the bearing capacity

of the rock mass surrounding the grippers has to be high enough for the accommodation of the gripper forces. Considering the generally good rock quality, this is the case for the Vättern Tunnel.

Gripper TBM (ii)

Small diameter gripper TBMs are generally equipped with a shield protecting the machine and the crew from rock instabilities (Figure 5). After the shield, the rock mass is visible and accessible for the installation of support measures. Against instabilities, rock bolts, steel mesh, shotcrete and steel sets can be installed. The quantity of support measures to be applied depends on the encountered rock mass conditions and has an important effect on the TBM advance rate. For the Vättern Tunnel good rock conditions and, therefore, less tunnel support are expected.



Figure 5
Gripper TBM with a boring diameter of 3.5 m [21]

Single shield TBM (i)

Instead of being thrust via grippers, single shield TBMs (Figure 4b) are jacked against a segmental lining (precast concrete elements). The segmental lining is designed in order to accommodate the thrust force and torque of the TBM.

Single shield TBM (ii)

Working with a single shield TBM, the rock mass is not visible behind the cutter head. The shield and the segmental lining continuously protect the miners against instabilities of the tunnel walls. Load transfer between the rock mass and the segments (i.e. a proper support of the tunnel walls) is achieved by a complete and continuous filling of the annulus gap. As the tunnel support (precast segmental lining) is "pre-defined", single shielded TBMs are less sensitive to changes in the encountered geological conditions (e.g. more joints) than gripper TBMs. However, the segments (which are expensive) have to be installed along the entire tunnel length regardless of whether they are necessary or not, i.e. even if the rock mass conditions are very good.

Double shield TBM (i)

A double shield TBM (Figure 4c) consist of three main parts: (i) the front shield (which accommodates the cutter head, the driving unit and the main thrust jacks); (ii) the rear shield (which allocates the auxiliary thrust jacks and the grippers); (iii) the telescopic shield (which connects the front shield and the rear shield and allows for an

independent advance of the two other shields). In stable rock conditions, the TBM advance occurs by means of the grippers and the segmental lining is installed simultaneously with boring, thus achieving higher performances than single shielded TBMs. In less stable rock, the bracing by the grippers may not be possible. In this case, TBM advance occurs jacking against the segmental lining with the auxiliary jacks. When instabilities occur around the telescopic part of the shield, additional problems may occur with the extension and compression of the telescopic joint. In this case, one closes the telescopic shield and the double shield TBM is operated in single shield mode.

Double shield TBM (ii)

As for single shield TBMs, the shields and the segmental lining protect the miners continuously against instabilities of the rock mass (which is not visible behind the cutter head).

Selected TBM type

For the TBM excavation of the Vättern Tunnel, the most adequate is a gripper TBM. On the one hand, this type of TBM is very simple. On the other hand, only the necessary support measures have to be installed. In account of the good rock mass conditions which are expected, this leads to important cost savings. A technical drawing of a possible gripper TBM with a boring diameter of 3.50 m is shown in Figure 6.

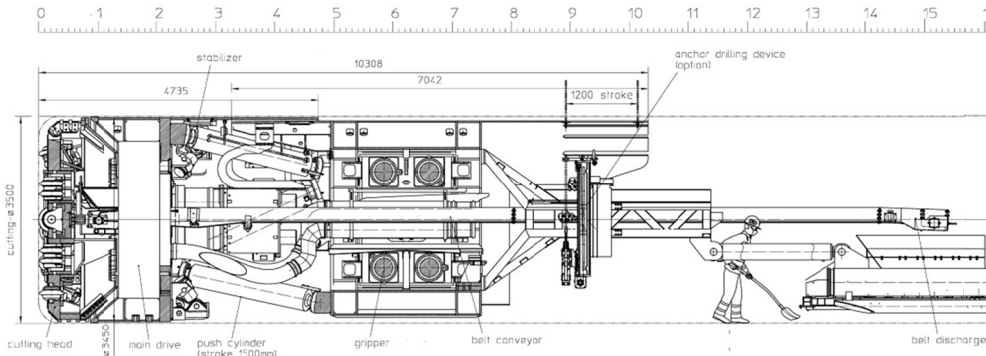


Figure 6
Technical drawing of a gripper TBM with a boring diameter of 3.5 m [21]

5.3 TBM specifications

Boring diameter

In this report, a boring diameter of 3.5 m has been assumed firstly. Such a boring diameter is adequate for TBM drives with a maximum length of 5 km. For logistical reasons (available space for, e.g., ventilation), for longer TBM drives with a length of 8–10 km a boring diameter of at least 4.0 m is recommended.

Cutter head design

As mentioned above (Section 4.5), in hard rock problems like low penetration rates and major wear of the cutters and of the cutter head may arise depending on the geological conditions and the TBM configuration (e.g. spacing and size of the cutters, thrust force, rotational speed of the cutter head). As tunnelling experience as well as empirical studies show, a specific design of the cutter head (e.g. wear protection) for the expected conditions and the application of state-of-the-art technology (e.g. cutters with a diameter of 17–19 inches, which allow a cutter thrust force of 267–312 kN/cutter [19])

are of paramount importance and allow for high penetration rates and for an important reduction of the wear of the cutters and of the cutter head itself.

Thrust force

For an efficient rock excavation, the TBM has to dispose of enough thrust force. For the Vättern Tunnel, after a first rough evaluation a minimum thrust force of 6–8 MN (depending on the diameter of the cutters) is judged to be adequate.

5.4 Tunnel support

Profile types

After a first rough evaluation of the expected rock mass conditions, four different profile types (i.e. four cross-sections with different amount of tunnel support) have been worked out. The profile types are sketched in Figure 7 and described in Table 2.

Distribution of the profile types

A first estimation of the distribution of the profile types (best guess at the time being according to [16]) is shown in the right column of Table 2. In this respect, further detailed investigations are required (based upon project specific geological data).

Inner lining

Most of the tunnel will remain unlined. According to a first estimation (best guess at the time being), an inner lining is expected to be built-in only in the tunnel sections where the profile type 4 (Figure 7) is necessary, i.e. along 2% of the tunnel length (Table 2).

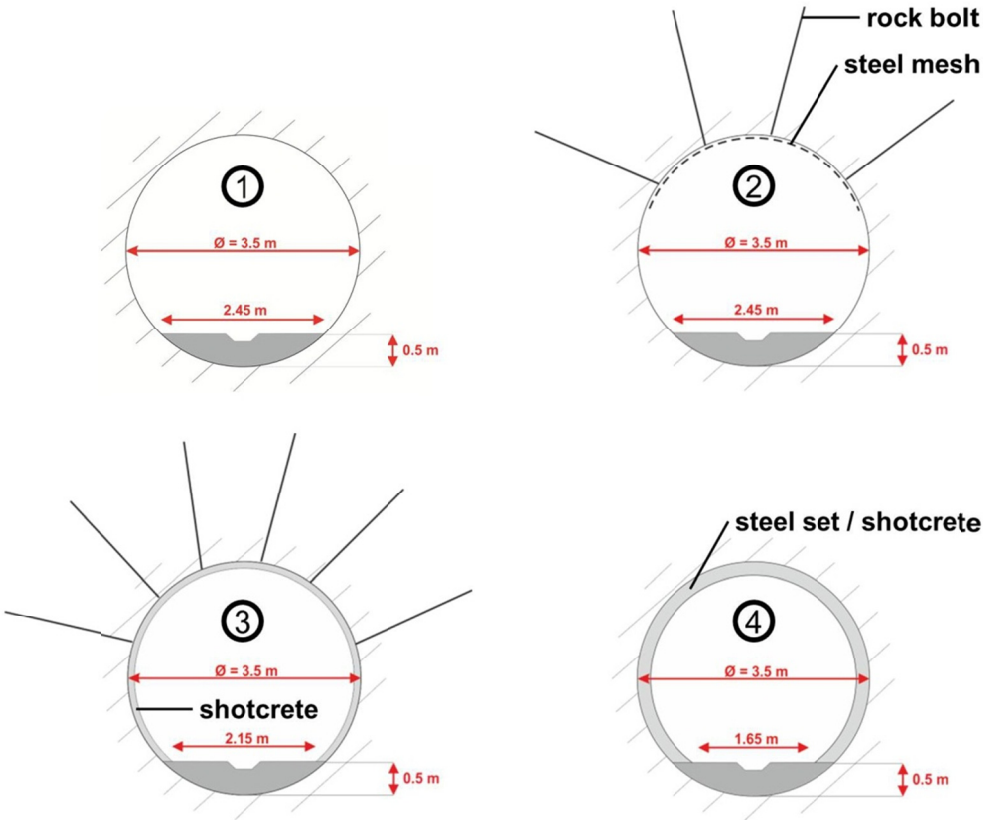


Figure 7
Profile types (sketches)

Table 2

Profile types (description)

Profil type	Rock mass conditions	Support measures	Distribution
1	This profile type is applied in very good (stable) rock conditions.	--	50%
2	This profile type is applied in good rock conditions, where instabilities of single wedges are possible. The rock bolts are installed if necessary.	Steel mesh ≤ 4 rock bolts (L = 2 m)	40%
3	This profile type is applied when instabilities of wedges are expected in a systematic way. The rock bolts are installed systematically.	Steel mesh 6 rock bolts (L = 2 m) Shotcrete (d = 10–15 cm)	8%
4	This profile type is applied in weak zones with highly fractured rock. The steel sets are installed systematically on a regular basis.	Steel mesh Steel set (UNP 100, a = 1 m) Shotcrete (d = 20 cm)	2%

5.5 Control of water ingress

Accepted water ingress

According to [12], a first rough evaluation has shown that a reduction of the water ingress from the expected 5–20 l/min/100m to 5–10 l/min/100m will be required in few tunnel sections – when crossing under the lakes and in weak zones – due to environmental reasons.

Water tightness of the tunnel support

The tunnel support applied during TBM tunnelling is not watertight. In account of this, with respect to the control of water ingress, a gripper TBM advance is comparable with a drill-and-blast excavation (with the advantage that TBM tunnelling does not cause additional cracks in the rock mass).

Water tightness of the inner lining

An inner lining can be watertight if an undrained solution is chosen. Such a solution requires the installation of a sealing membrane and an inner lining which is closed to a ring (invert arch required).

Grouting

Alternatively, grouting of the rock mass with the goal of reducing its permeability is a valuable countermeasure. If water ingress is admitted during excavation (as already remarked in Section 4.5, the expected water inflow is not problematic for TBM tunnelling), grouting of the rock mass can be carried out after the excavation of the tunnel has been completed. In this respect, further detailed investigations have to be carried out and limit values for the water ingress have to be defined.

Pre-grouting

Pre-grouting is a valuable countermeasure if water ingress is not admitted during excavation. Moreover, grouting can be applied to improve the rock mass and, therefore, to improve stability. At the time being, it is assumed that pre-grouting will be necessary when crossing under the lakes and in weak zones. The corresponding tunnel length is approximately 20% of the total tunnel length [16].

TBM equipment

In small diameter tunnels, 4–8 pre-grouting holes are sufficient. A possible layout is shown in Figure 8. Their execution in front of the TBM presupposes that the TBM is designed for this purpose and equipped correspondingly. In small diameter TBMs, two possibilities exist:

- _ A first possibility is to install a removable drilling rig (which is ready for operation within approximately four hours); in this case the drilling rig is installed in the front part of the TBM and drill holes of about 50 m length are feasible;
- _ If pre-grouting is required on a regular basis, it is better to install the drilling rig permanently; however, in this case the installation is possible only behind the drilling rigs for the rock bolts (Figure 6); therefore, the feasible drill holes are up to 10 m shorter.

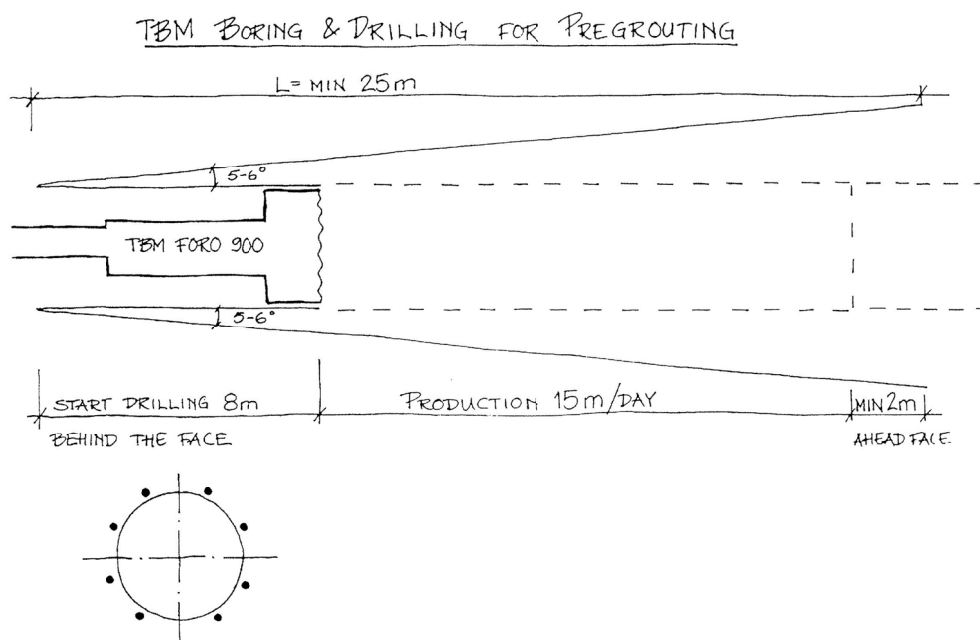


Figure 8

Possible layout of the drilling holes for pre-grouting [23]

5.6 Rock mass exploration in advance

Geology

When the expected rock mass conditions are well-known, systematic rock mass exploration is not necessary. Otherwise, the execution of exploration drillings in front of the TBM is recommended.

Pre-grouting

In order to decide if pre-grouting is necessary (and to start timely with its execution), systematic rock mass exploration by probe drilling in advance is recommended.

TBM equipment

The execution of exploration drillings from a TBM is state-of-the-art and does not represent a particular technical problem, provided that the TBM is equipped adequately. The same drill rigs as for the execution of pre-grouting can be used. As a rule, probe drilling is executed during the maintenance shift of the TBM. The drilling must be long enough (e.g. 40–50 m) in order to cover at least and with enough overlapping the tunnel section excavated by the TBM within one working day.

5.7 Points of attack

Location

Due to the length of the tunnel (35.5 km), the excavation will start from several points of attack. Those are located as follows [13]: (1) km 02'900; (2) km 10'300; (3) km 17'200; (4) km 24'800; (5) km 35'500. Please note that this is a first estimation of the locations

which, as shown later in Section 7, may change according to the construction schedule alternative considered.

South portal

The South portal of the Vättern Tunnel accommodates the intake. Due to its location in the Lake Vättern, starting a tunnel excavation from there is not possible.

Point of attacks (1)–(4)

The points of attack (1)–(4) are along the alignment of the Vättern Tunnel. At these points the tunnel and the rig areas (at the ground surface) will be connected by means of access tunnels with a slope of 8–12% [2] with following lengths [14]: (1) 650 m; (2) 400 m; (3) 600 m; (4) 750 m.

Access tunnels

The biggest parts of a gripper TBM like the one depicted in Figure 6 are the front shield and the gripper unit. Both elements have a weight of approximately 50 t. The front shield is 4.5 m long. The length of the gripper unit is 7.0 m. The recommended dimensions for the access tunnels are 6 m (width) and 6.5 m (height). The minimum radius is 150 m.

Start stretch, assembling caverns

At the end of each access tunnel, for each TBM drive to be started following objects have to be prepared (Figure 9):

- _ A start stretch with a length of at least 10 m for launching the TBM;
- _ An assembling cavern with a length of at least 30 m; a width of 10 m and a height of 10 m assure good conditions for TBM assembling;
- _ A further section of at least 60 m length for the assembling of the back-up (at least of the first part of it, which is necessary for starting the TBM); as a rule, the back-up trailers, which are 6–9 m long, are assembled on the rig area and moved later to the starting point of the TBM drive.

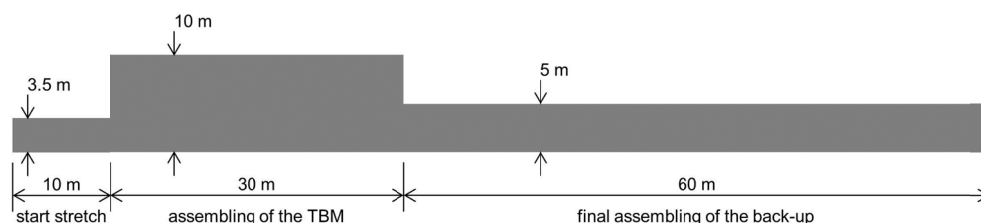


Figure 9

Possible layout of the starting stretch and of the assembling cavern (longitudinal section)

North portal

The point of attack (5) is located at the North portal. In this case, only a short starting stretch of at least 10 m length (long enough to be able to brace the grippers) has to be prepared. In this case, the TBM and the back-up are assembled and connected in front of the portal.

5.8 Rig areas

Surface requirements

The rig areas require more or less the same surface as a rig area of a drill-and-blast excavation. A surface of at least 5'000 m² for each rig area is adequate.

Accessibility	The accessibility of the rig areas is important. First of all, one has to be able to deliver the TBM parts (see above), i.e. adequate access roads are necessary. Furthermore, supply of the construction site and muck evacuation has to be possible in an efficient way.
Supply of the TBM drive	5.9 Logistics The supply of the TBM drive (personnel, material) is carried out by means of trains. For this purpose, a stable base is necessary. This is because a cast-in-place concrete floor is planned (Figure 1). As a rule, one track is sufficient. For crossing of the trains, given sections of the tunnel have two tracks. The use of road vehicles in the tunnel is not efficient, as this would require a number of niches for crossing or turning and increase the required ventilation. However, the use of road vehicles will be necessary in the access tunnels (due to their slope).
Muck evacuation	Mucking can be carried out either with trains or with a conveyor belt. Latter option is advantageous, as with the conveyor belts it is possible to transport the muck from the cutter head of the TBM directly to the rig area (applying trains, a transshipping to road vehicles for the transport through the access tunnel is necessary).
Power supply	The required electric power is 1000–1100 kW for each TBM.

6. Environment

6.1 Noise and vibrations

Rig area

The rig area of each tunnel excavation produces noise and vibrations. The corresponding regulations have to be fulfilled in order to do not disturb the environment (residents and nature) in an inadmissible way. If required, countermeasures have to be implemented.

TBM

The rotation of the cutter head is the main source of (structure borne) noise during TBM excavation, while the vibrations are in general negligible ($< 1 \text{ mm/s}$). Depending on the distance between cutter head of the TBM and buildings, residents may be disturbed. However, this disturbance is only in the short term (due to the fast TBM advance). For the Vättern Tunnel problems are not expected. Anyway, corresponding investigations should be carried out (if there are buildings near to the tunnel alignment) in order to exclude in a more founded way the occurrence of problems.

Traffic

An important source of noise and vibrations is the traffic caused by the construction site (for supply and muck evacuation). In this respect, a valuable alternative is the transport of the muck to the deposit areas with conveyor belts. Of course, the technical and economic feasibility of such a solution depends on the location of the final deposits.

6.2 Deposit areas

Location

The location of the deposit areas is very important with respect to the environmental impact. Furthermore, it has an effect on the logistics concept. It is recommended to define the final deposit areas already in an early project phase.

Muck volume

The muck volume to be deposited depends on the cross-section of the tunnel and the excavation method. For a TBM excavation, an average loosening factor of 1.8 (excavated muck) can be assumed. After compaction on the deposit area, the required volume can be reduced (average loosening factor of 1.45). For a boring diameter of 3.5 m (cross-section: 9.6 m^2), following rock/muck volumes results:

- _ Solid rock: $9.6 \text{ m}^2/\text{m}$;
- _ Excavated muck (to be transported): $17.3 \text{ m}^2/\text{m}$;
- _ Excavated muck (deposited volume): $13.9 \text{ m}^2/\text{m}$;

Re-use of TBM muck

The re-use of TBM muck is basically possible, e.g. for concrete production, embankments or fillings. For the same geological conditions, the main differences between TBM muck and the muck resulting from a drill-and-blast excavation concern the grain-size distribution and the shape of the muck grains. As a rule, the muck produced by a TBM is more fine-graded, more laminated and has a more columnar shape than the material from a drill-and-blast excavation.

7. Construction schedule

7.1 General

Construction sequence

For each TBM drive, the construction sequence is as follows:

1. Preparing works for the drill-and-blast excavation of the access tunnel;
2. Drill-and-blast excavation of the access tunnel;
3. Drill-and-blast excavation of the start stretch and the assembling cavern (if any, Section 5.7) with a total length of 100 m;
4. Assembling of the TBM;
5. TBM excavation;
6. Disassembling of the TBM;
7. Concreting of the inner lining (if any).

7.2 Main assumptions

Working time

Concerning the working time, following assumptions have been made:

- _ For TBM operation 24 h/wd working time are usual (two shifts for excavation and one for maintenance);
- _ The working time is of 5 wd/week, 20 wd/month and 44 week/year (this takes account of two weeks Christmas holidays, two weeks summer holidays, one week Easter holidays and one week reserve), resulting in 220 wd/year;
- _ The same working time is assumed for drill-and-blast excavation.

Mobilization and assembling time

With respect to the mobilization and assembling time, the construction schedule has been worked out according to following assumptions:

- _ For the TBMs, the mobilization time is one year (220 wd, for the delivery of the TBMs); depending on the TBM availability, this mobilization time may be shorter; as shown later, this time is used for the excavation of the access tunnels and the other objects required for TBM assembling and starting;
- _ TBM assembling takes 3 months (60 wd);
- _ The installation time of the drill-and-blast headings is 3 months (60 wd); a mobilization time is not considered.

Advance rate TBM

For the TBM drives, an advance rate of 20 m/wd has been computed assuming a penetration of 6 mm/rev (according to tunnelling experience in comparable geological conditions), an average cutter head rotational speed of 6.8 rev/min and a utilization of the TBM of 35%.

Advance rate drill-and-blast

For the drill-and-blast headings, an advance rate of 8 m/wd is assumed [9].

7.3 Construction schedule alternative 1

Construction time

Figure 10 shows the construction schedule alternative with the shorter construction time. For the excavation of the Vättern Tunnel 543 wd (2.5 years) are required.

Points of attack

In this construction schedule alternative there are five points of attack. Those are as described previously in Section 5.7.

Excavation method

The tunnel section between the intake (km 00'000) and the first point of attack (km 02'900) is excavated by means of drill-and-blast. This is because of the length of this section. For the other sections, TBM drives are planned.

Number of TBM drives and access tunnels

7.4 Construction schedule alternative 2

The construction schedule alternative of Figure 10 requires the employment of eight TBMs. Furthermore, the length of some TBM drives is relatively short (3.4–3.7 km). From an economic point of view, it is better to reduce the number of TBM drives while increasing the length of each TBM section. At the same time, it is also possible to reduce the number of intermediate points of attacks and access tunnels, respectively. A corresponding construction schedule alternative is shown in Figure 11. In this case, the third intermediate point of attack (km 17'200, Section 5.7) is eliminated and five TBMs are employed.

Construction time

In this case, the excavation of the Vättern Tunnel requires 645 wd (2.9 years).

Boring diameter

According to the remarks of Section 5.3, for the tunnel sections longer than approximately 5 km, a bigger diameter should be chosen. In the construction schedule alternative of Figure 11, three TBM drives are longer than 5 km (7.2–7.3 km), while two TBM drives are approximately 5 km long (5.3 km). In account of this, three TBMs with a boring diameter of 4.0 m and two TBMs with a boring diameter of 3.5 are suitable.

Boring diameter

7.5 Construction schedule alternative 3

The construction schedule alternative 3 (Figure 12) has been worked out in order to have a boring diameter of 3.5 m along the entire tunnel.

Number of TBM drives and access tunnels

Taking account of the maximum length of each TBM drive of about 5 km (Section 5.3), seven TBMs and four points of attack are required. The location of the points of attack has been chosen accordingly to Appendix 3, which shows the zones where points of attack are possible (considering, e.g., environmental issues). The "old" and the "new" locations of the points of attack are summarized in Table 3.

Table 3

Location of the points of attack

Points of attack	Construction schedule alternative						
	1	2	3	4	5	6	7
	[km]	[km]	[km]	[km]	[km]	[km]	[km]
1	02'900	02'900	05'071	04'983	07'100	08'667	02'900
2	10'300	10'300	15'214	14'950	--	--	--
3	17'200	--	--	--	--	--	--
4	24'800	24'800	25'357	24'917	21'300	26'000	24'800
5	35'500	35'500	35'500	35'500	35'500	35'500	--

Construction time

The construction schedule alternative 3 requires an excavation time of 529 wd (2.4 years).

Construction method	In this and the following three construction schedule alternatives (Sections 7.6, 7.7 and 7.8), TBMs are applied for the entire Vättern Tunnel, i.e. also the tunnel section between the intake and the first point of attack is excavated by means of a TBM.
	7.6 Construction schedule alternative 4
Number of TBM drives and access tunnels	The construction schedule alternative 4 (Figure 13) differs to the previous one (Figure 12) with respect to the number of TBMs employed, which has been reduced from seven to four. The number of points of attack remains four (Table 3).
Construction sequence	In a first phase, each of the four TBMs (starting each from a different point of attack) excavates approximately 5 km of tunnel towards South. In a second phase, three of the TBMs are disassembled and assembled again for the excavation towards North of the remaining parts of the tunnel.
Construction time	In this way, the number of TBMs can be reduced. However, this results in a longer excavation time. According to Figure 13, the duration of the excavation is of 888 wd (4.0 years).
	7.7 Construction schedule alternative 5
Boring diameter	The construction schedule alternative 5 (Figure 14) has been worked out in order to have a boring diameter of 4.0 m along the entire tunnel.
Number of TBM drives and access tunnels	For this boring diameter the maximum length of each TBM drive is about 8–10 km (Section 5.3). According to this, and subdividing the tunnel in sections having the same length, the construction schedule alternative 5 requires five TBMs and three points of attack (defined as in Table 3).
Construction time	For the construction schedule alternative 5, the excavation time is 630 wd (2.9 years).
Construction sequence	As done above for the construction schedule alternative 4, the TBM drives of the construction schedule alternative 5 could be done in two phases. In a first phase, three TBMs would drive towards South. In a second phase, two of the three TBMs could excavate the remaining tunnel sections towards North. In this way, it would be possible to reduce the number of TBMs to be employed from five to three.
	7.8 Construction schedule alternative 6
Number of TBM drives and access tunnels	The construction schedule alternative 6 (Figure 15) differs to the previous one (Figure 14) with respect to the positioning of the points of attack, to the length of the TBM drives (8.8 km in this case) and to the number of TBMs to be applied. This construction schedule alternative allows for the excavation of the Vättern Tunnel with four TBMs (boring diameter: 4.0 m) starting from three points of attack (Table 3).
Construction time	The resulting duration of the excavation is of 745 wd (3.9 years).

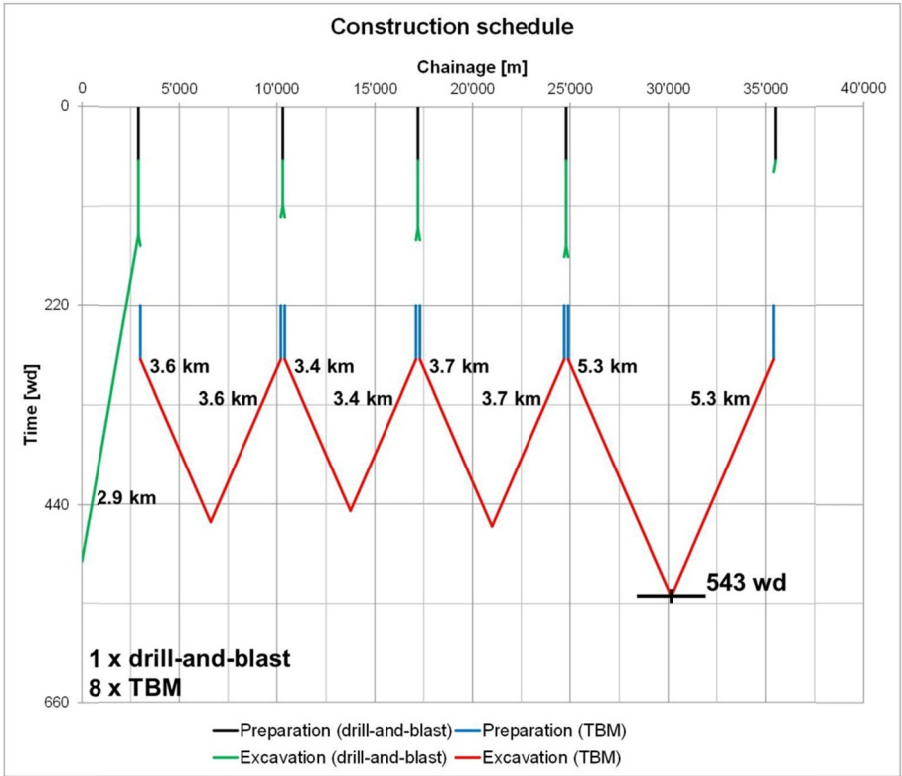


Figure 10
Construction schedule alternative 1 (boring diameter: 3.5 m)

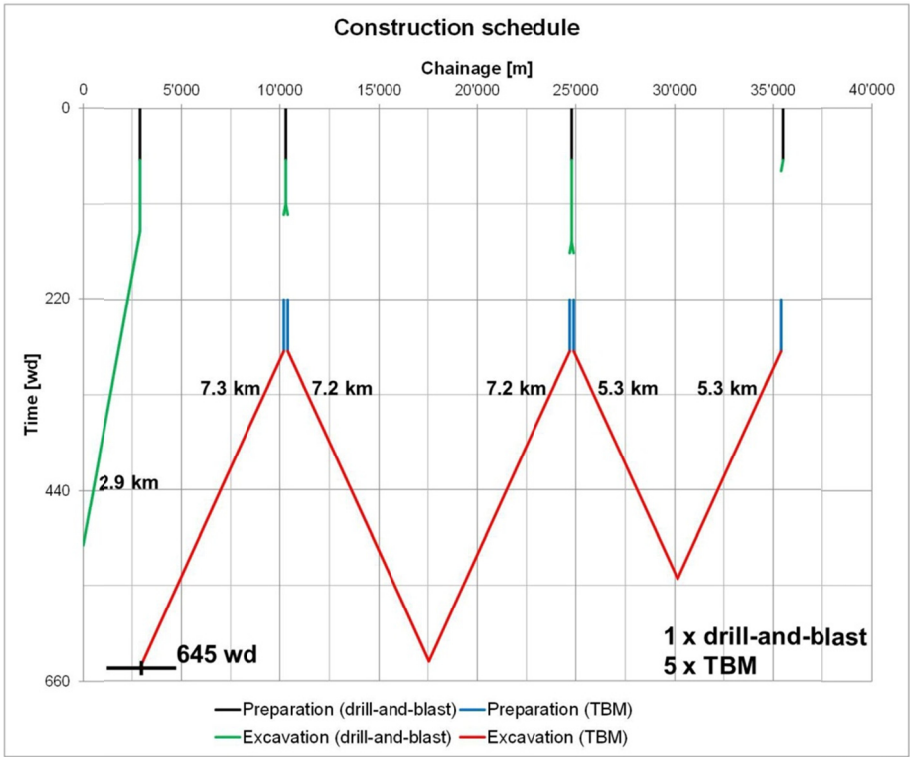


Figure 11
Construction schedule alternative 2 (boring diameter: 3.5 m / 4.0 m)

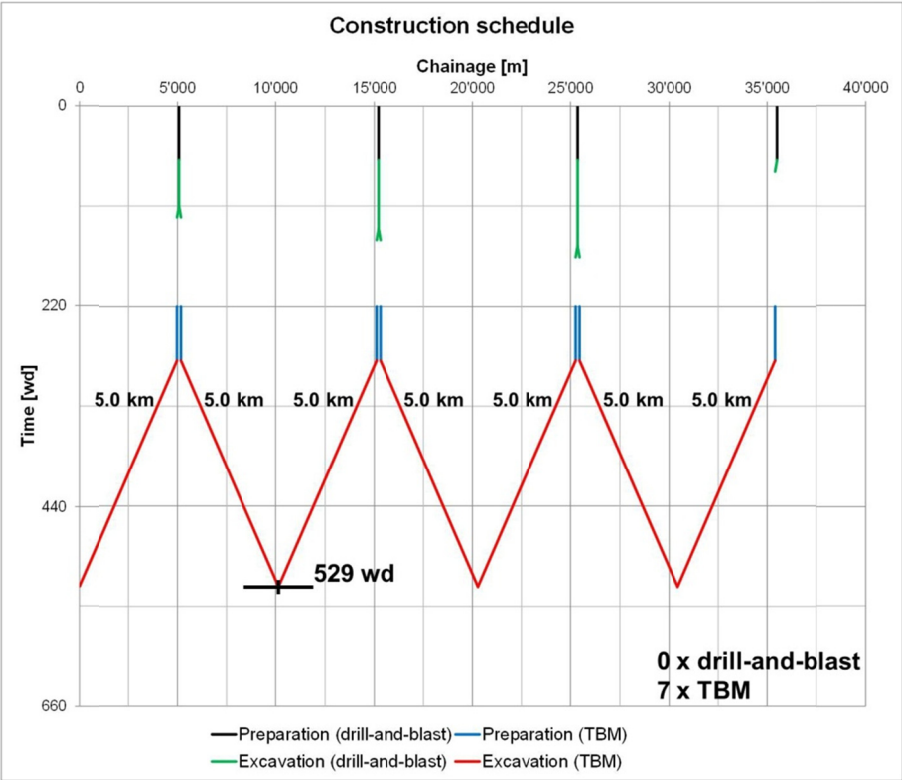


Figure 12
Construction schedule alternative 3 (boring diameter: 3.5 m)

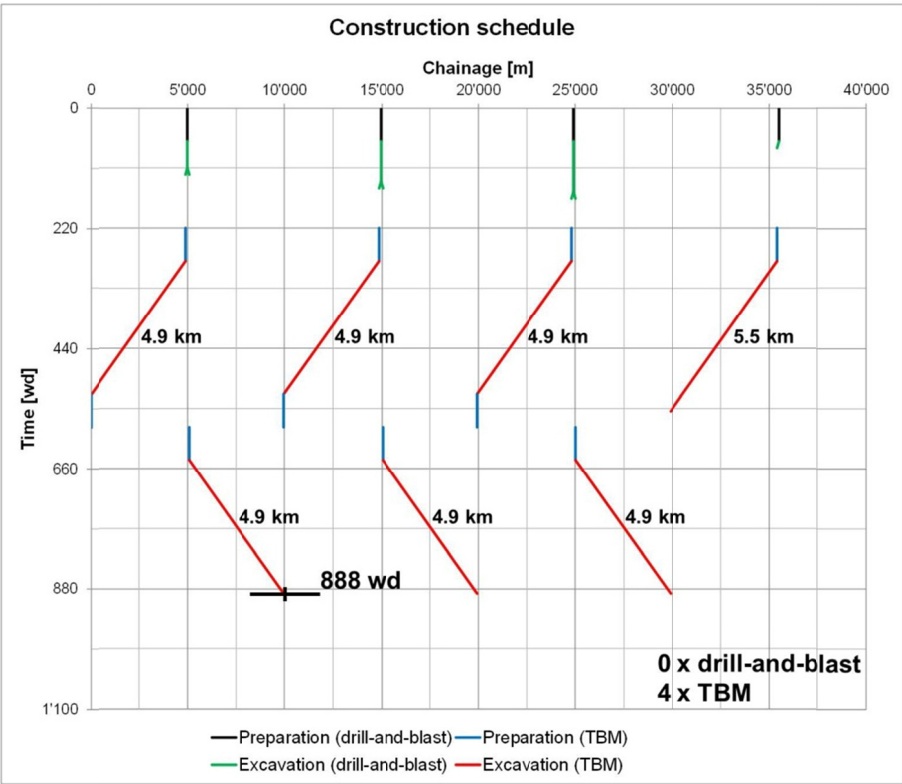


Figure 13
Construction schedule alternative 4 (boring diameter: 3.5 m)

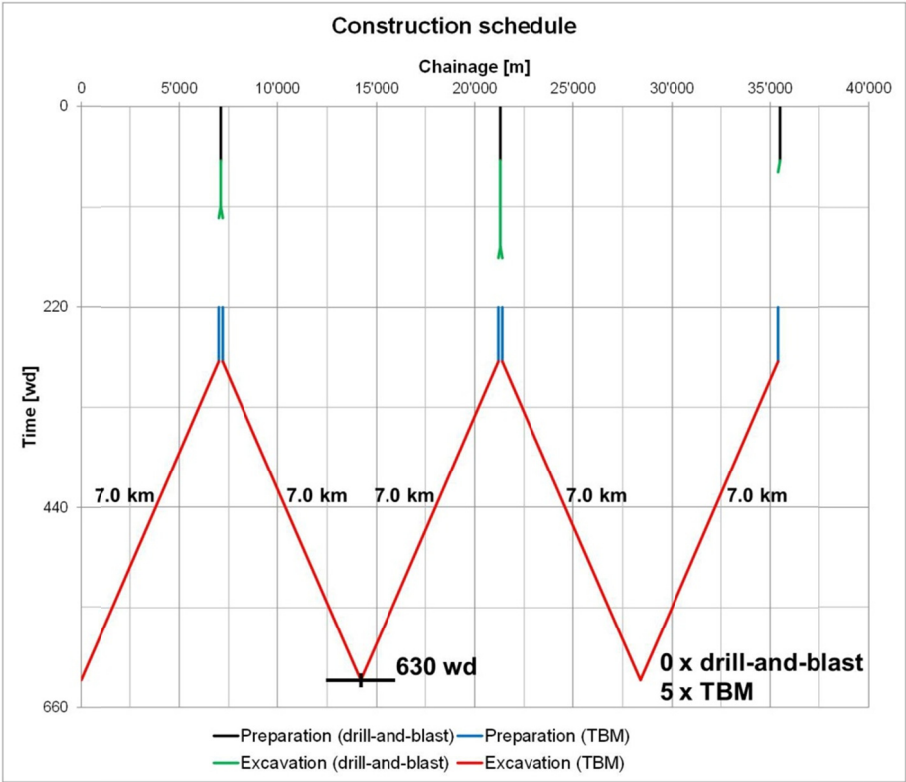


Figure 14
Construction schedule alternative 5 (boring diameter: 4.0 m)

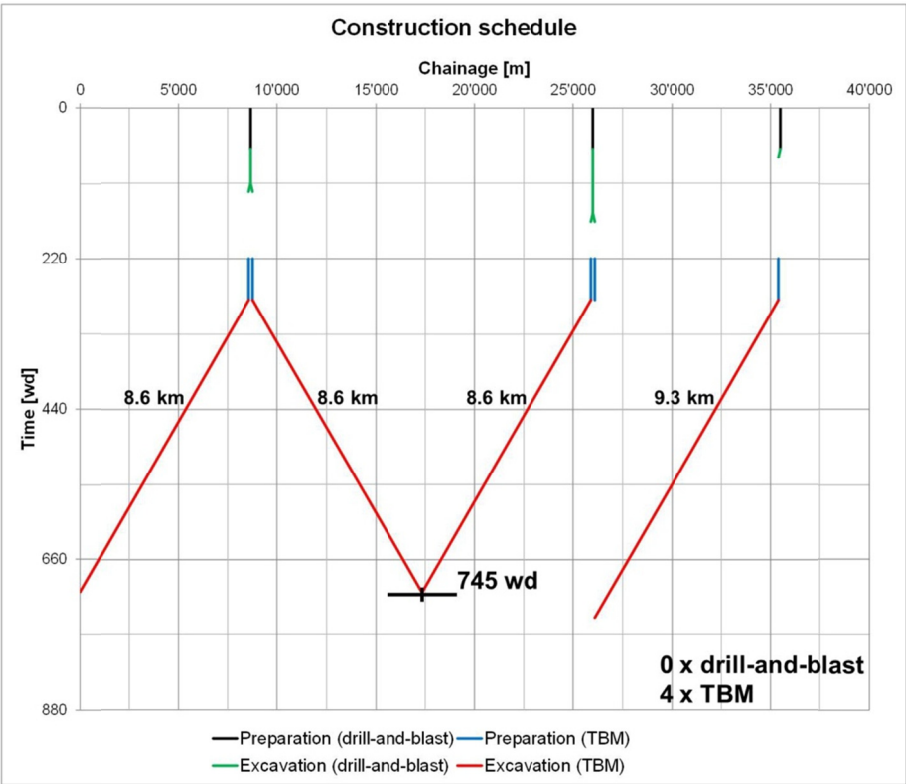


Figure 15
Construction schedule alternative 6 (boring diameter: 4.0 m)

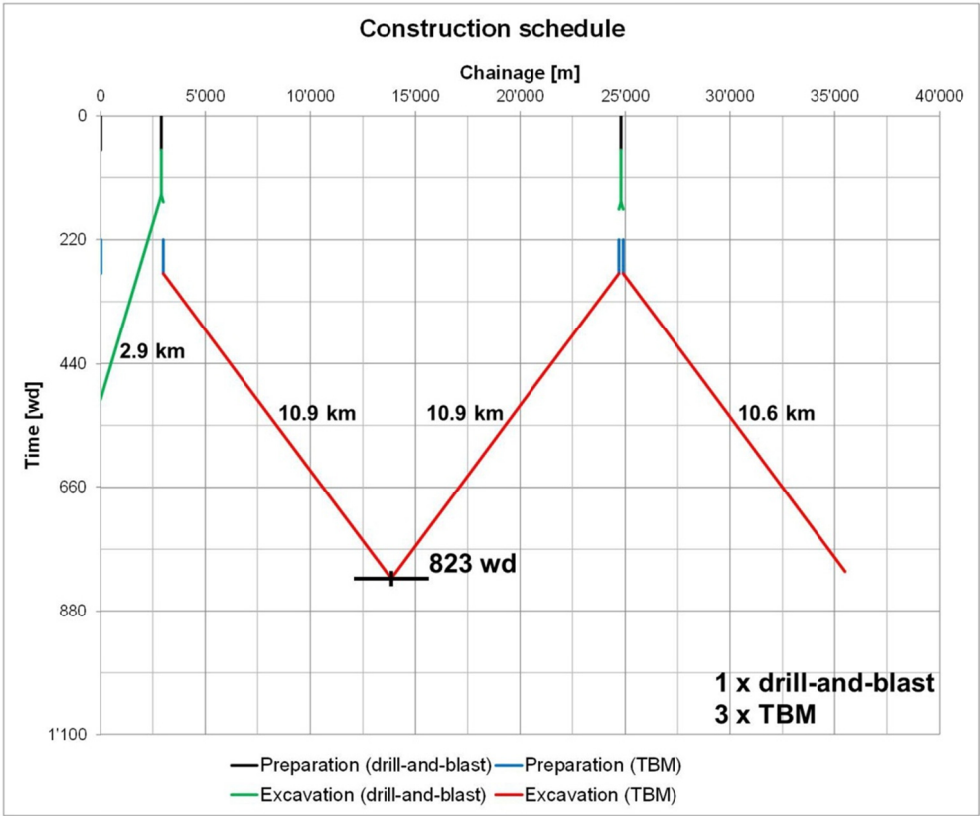


Figure 16
Construction schedule alternative 7 (boring diameter: 4.0 m)

Number of TBM drives and access tunnels

7.9 Construction schedule alternative 7
A further reduction of the number of TBMs to be applied and respectively of the corresponding access tunnels is possible choosing a construction schedule as shown in Figure 16. In this construction schedule alternative, only three TBMs (boring diameter: 4.0 m) – starting from only two intermediate points of attack – are necessary. The TBM drives are longer than 10 km. Their feasibility from a logistical point of view should be verified. For logistical reasons (mucking, ventilation etc.), further access points may be necessary. For ventilation, a valuable alternative are intermediate ventilation shafts (these ventilation shafts generally have a small diameter).

Excavation method

In this construction schedule alternative, a drill-and-blast excavation of the tunnel section near to the intake is reintroduced (as in the construction schedule alternatives 1 and 2).

Construction time

The construction schedule alternative 7 requires an excavation time of 823 wd (3.7 years).

Further options

7.10 Optimization
With respect to the construction schedule, further different options exist. For example, during the mobilization time of the TBMs, some more meters of tunnel could be excavated by means of drill-and-blast (shifting the assembling caverns correspondingly).

Optimal solution	Finding the optimal solution (e.g. boring diameter, length and number of the TBM drives, length of the drill-and-blast sections) is an optimization task. For example, enlarging the tunnel length excavated with drill-and-blast shortens the TBM drives. This leads to a shorter construction time but also to a bigger volume of muck to be transported and deposited (in the case of drill-and-blast excavation, the cross-section is bigger due to logistical reasons). Such optimizations are not done at this stage of the project.
Pre-grouting	7.11 Total construction time As the amount of required pre-grouting is not defined at the time being, the construction schedules shown previously in this section do not take account of the time required for the execution of pre-grouting works. For a tunnel length with pre-grouting of 7'100 m¹ (20% of the total tunnel length, Section 5.5) and assuming that pre-grouting is carried out in steps of 25 m length, a total of 284 steps are required. Assuming further that one step requires 12 h, for pre-grouting a total additional time of 3'408 h (142 wd) is required. Please note that these figures do not consider that part of the pre-grouting works can be carried out in the TBM maintenance shift (which is 6–8 h long) and that the construction schedule contains one week reserve (120 h). Furthermore, for the sake of simplicity, this time is added to the total excavation time without considering that pre-grouting may be necessary in different TBM drives, i.e. that the pre-grouting works may be executed in parallel, leading thus to a shortening of the required time.
Inner lining	The construction schedules do not show the works which have to be carried out for the concreting of the inner lining (according to Section 5.4, this is expected to be necessary along 2% of the tunnel length, i.e. for 710 m¹). These works are executed after the end of the tunnel excavation (independent of the excavation method). Assuming a performance of 20 m/wd, for the concreting of the inner lining 36 wd are required.
Comparison	Table 4 compares the construction schedule alternatives presented in this section. The total required construction time for the Vättern Tunnel amounts to 721–1'066 wd (3.3–4.8 years) depending on the construction schedule alternative. At the time being, the construction schedule alternatives 4 (boring diameter: 3.5 m) and 6 (boring diameter: 4.0 m) seem to be the better ones, as they require fewer points of attack (i.e. access tunnels) and fewer TBMs, allowing for the construction of the tunnel in an acceptable time (< 5 years).
Construction schedule alternative 7	Another valuable alternative is the construction schedule alternative 7, as this allows for a further reduction of the number of TBMs and points of attack. However, in this case the TBM drives are longer than 10 km. The necessity for additional logistical measures (like, e.g., an additional access for mucking and/or ventilation) should be investigated. This has not been done for this report.

¹ For the sake of simplicity, this figure refers to the entire tunnel length and not to the length excavated by means of TBMs (as latter depend on the construction schedule alternative).

Table 4

Comparison of the construction schedule alternatives

Item	Construction schedule alternative						
	1	2	3	4	5	6	7
Points of attack [#]	5	4	4	4	3	3	2
TBM drives [#]	8	5	7	7	5	4	3
TBMs [#]	8	5	7	4	5	4	3
Boring diameter [m]	3.5	3.5 / 4.0	3.5	3.5	4.0	4.0	4.0
Drill-and-blast drives [#] *	1	1	0	0	0	0	1
Excavation [wd]	543	645	529	888	630	745	823
Pre-grouting [wd]	142	142	142	142	142	142	142
Inner lining [wd]	36	36	36	36	36	36	36
Construction time [wd]	721	823	707	1'066	808	923	1'001
Construction time [years]	3.3	3.7	3.2	4.8	3.7	4.2	4.6

* For the main tunnel only (access tunnel excluded)

8. Cost estimation

8.1 General

Price basis	The price basis is March 2013.
Price level	For the cost estimation, Swiss prices are used. It is assumed that the price level in Switzerland is the same as in Sweden (this assumption is discussed in Section 8.6).
Exchange rate	The conversion of CHF in SEK is carried out according to this exchange rate (average value from 01.03.2012 to 01.03.2013): 1.0000 CHF = 7.1679 SEK.
Accuracy	The accuracy of the cost estimation at this stage of the project is +/- 30%.
Limitation (i)	The cost estimation presented in this memo refers to the TBM drives only. The costs for the drill-and-blast sections of the Vättern Tunnel (including access tunnels, assembling caverns and start stretches) are presented elsewhere.
Limitation (ii)	Costs which are not explicitly mentioned (e.g. muck transport from the rig area to the final deposit) have not been taken into account.

8.2 Profile types

Cost estimation	In the following, the cost estimation for each profile type (Figure 7 and Table 2) for both boring diameters of 3.5 m and 4.0 m is presented: _ Profile type 1: Table 5; _ Profile type 2: Table 6; _ Profile type 3: Table 7; _ Profile type 4: Table 8.
-----------------	---

Table 5

Cost estimation (profile type 1)

Cost element	Ø = 3.5 m		Ø = 4.0 m	
	[CHF/m]	[SEK/m]	[CHF/m]	[SEK/m]
Excavation	1'587		2'073	
Tunnel support	0		0	
Concrete floor	228		245	
Sum I	1'815		2'318	
Equipment (35% of Sum I)	635		811	
Sum II	2'450		3'129	
Inaccuracy of bill of quantities (5% of Sum II)	123		156	
Unforeseen events (10% of Sum II)	245		313	
Administrative costs (5% of Sum II)	123		156	
Sum	2'941	21'081	3'754	26'908

Table 6

Cost estimation (profile type 2)

Cost element	Ø = 3.5 m		Ø = 4.0 m	
	[CHF/m]	[SEK/m]	[CHF/m]	[SEK/m]
Excavation	1'587		2'073	
Tunnel support	140		140	
Concrete floor	228		245	
<i>Sum I</i>	1'955		2'458	
Equipment (35% of Sum I)	684		860	
<i>Sum II</i>	2'639		3'318	
Inaccuracy of bill of quantities (5% of Sum II)	132		166	
Unforeseen events (10% of Sum II)	264		332	
Administrative costs (5% of Sum II)	132		166	
Sum	3'167	22'701	3'982	28'543

Table 7

Cost estimation (profile type 3)

Cost element	Ø = 3.5 m		Ø = 4.0 m	
	[CHF/m]	[SEK/m]	[CHF/m]	[SEK/m]
Excavation	1'780		2'325	
Tunnel support	730		809	
Concrete floor	228		245	
<i>Sum I</i>	2'738		3'379	
Equipment (35% of Sum I)	958		1'183	
<i>Sum II</i>	3'696		4'562	
Inaccuracy of bill of quantities (5% of Sum II)	185		228	
Unforeseen events (10% of Sum II)	370		456	
Administrative costs (5% of Sum II)	185		228	
Sum	4'436	31'797	5'474	39'237

Table 8

Cost estimation (profile type 4)

Cost element	Ø = 3.5 m		Ø = 4.0 m	
	[CHF/m]	[SEK/m]	[CHF/m]	[SEK/m]
Excavation	1'972		2'576	
Tunnel support	971		1'095	
Concrete floor	228		245	
<i>Sum I</i>	3'171		3'916	
Equipment (35% of Sum I)	1'110		1'371	
<i>Sum II</i>	4'281		5'287	
Inaccuracy of bill of quantities (5% of Sum II)	214		264	
Unforeseen events (10% of Sum II)	428		529	
Administrative costs (5% of Sum II)	214		264	
Sum	5'137	36'822	6'344	45'473

8.3 Overall costs

Average prices

Taking account of the distribution of the profile types assumed in Table 2, the following average prices result:

- _ Boring diameter = 3.5 m: 3'195 CHF/m = 22'901 SEK/m;
- _ Boring diameter = 4.0 m: 4'035 CHF/m = 28'822 SEK/m.

Length of the TBM drives

The cost estimation is carried out for the construction schedule alternatives 4 (boring diameter: 3.5 m) and 6 (boring diameter: 4.0 m). According to Figure 13 and Figure 15, the total lengths of the TBM drives are:

- _ Boring diameter = 3.5 m (construction schedule alternative 4): 34'800 m;
- _ Boring diameter = 4.0 m (construction schedule alternative 6): 35'000 m.

Costs of TBM excavation

Taking account of the average prices and of the corresponding lengths of the TBM drives, for the sections of the Vättern Tunnel excavated with TBMs following costs are estimated:

- _ Boring diameter = 3.5 m: 111'186'000 CHF = 796'970'129 SEK;
- _ Boring diameter = 4.0 m: 141'225'000 CHF = 1012'286'678 SEK;

Costs of Pre-grouting

For the pre-grouting a unit price of 900 CHF/m = 6'451 SEK/m is assumed for this report (independent of the boring diameter chosen). Please note that this figure has to be verified. Pre-grouting is expected to be necessary for 7'100 m (20% of the total tunnel length, Section 5.5). Taking account of the computations of Table 9, the resulting costs are of 10'358'900 CHF = 74'251'559 SEK.

Table 9

Cost estimation (pre-grouting)

Cost element	Ø = 3.5 m		Ø = 4.0 m	
	[CHF/m]	[SEK/m]	[CHF/m]	[SEK/m]
Pre-grouting	900		900	
<i>Sum I</i>	900		900	
Equipment (35% of Sum I)	315		315	
<i>Sum II</i>	1'215		1'215	
Inaccuracy of bill of quantities (5% of Sum II)	61		61	
Unforeseen events (10% of Sum II)	122		122	
Administrative costs (5% of Sum II)	61		61	
Sum	1'459	10'458	1'459	10'458

Costs of inner lining

The cost estimation for the inner lining can be found in Table 10. The installation of an inner lining is expected along 2% of the tunnel length (Section 5.4). Taking account that two boring diameters are planned, this results in costs of:

- _ Boring diameter = 3.5 m: 2'014'980 CHF = 14'443'175 SEK;
- _ Boring diameter = 4.0 m: 2'319'570 CHF = 16'626'445 SEK;

Table 10

Cost estimation (inner lining)

Cost element	Ø = 3.5 m		Ø = 4.0 m	
	[CHF/m]	[SEK/m]	[CHF/m]	[SEK/m]
Levelling layer (d = 3 cm, Sikashot)	267		306	
Vlies (700 g/m ²)	160		183	
Sealing membrane (d = 3 mm)	267		306	
Formwork	178		204	
Concrete (d = 30 cm)	880		1'018	
Sum I	1'752		2'017	
Equipment (35% of Sum I)	613		706	
Sum II	2365		2'723	
Inaccuracy of bill of quantities (5% of Sum II)	118		136	
Unforeseen events (10% of Sum II)	237		272	
Administrative costs (5% of Sum II)	118		136	
Sum	2'838	20'343	3'267	23'418

8.4 Equipment costs

In the cost estimation, the costs for the equipment have been considered applying a factor of 1.35 on the costs for excavation, tunnel support and concrete floor. The factor 1.35 is a key figure resulting from the evaluation of past bids. The additional 35% includes the purchasing costs for the entire equipment (TBM, conveyor belt, mucking train, offices on the rig area etc.) as well as the costs resulting from holding this equipment on the construction site. The costs for the operation of the equipment (consumables, energy etc.) are not included in this 35%, as they are already considered in the unit prices used for the determination of the costs for excavation, tunnel support and concrete floor.

Key figure

Effect of the number of TBMs

Of course, the number of TBMs applied has an effect on the equipment costs. This effect cannot be taken into account with the factor of 1.35 introduced above. This is because the equipment costs are not linear proportional to the number of TBMs applied:

- Only a part of the equipment costs depends on the number of TBM applied; for example, if mucking is carried out with a conveyor belt the total length of conveyor belt to be installed is more or less equal to the tunnel length and does not depend on the number of TBM drives;
- A reduction of the number of TBMs has opposite effects; for example, this leads to a reduction of the total TBM purchasing costs; but at the same time, the length of each TBM drive increases and the construction time becomes longer; this results, amongst other things, in a reduction of the rest value of the TBMs, in an increase of the costs for holding of the equipment on the construction site and in an increase of the financing costs;
- The purchasing costs depend on the conditions of the TBMs at the beginning of the construction works; refurbished TBMs are cheaper than new ones but also have a lower rest value; whether refurbished TBMs are available or not depends on the market situation at the time when the construction works are tendered.

Limitation

Summarizing, the proper evaluation of the dependency of the construction costs on the number of TBMs requires a detailed cost calculation taking each cost element into account separately. This is not commonly performed for feasibility studies and, correspondingly, has not been done for the cost estimation of this report.

Total costs

8.5 Summary

Taking account of the cost elements considered in the previous sections, the total costs of the TBM driven sections of the Vättern Tunnel are as summarized in Table 11. The total costs are of 124–154 million CHF = 886–1'103 million SEK (with an accuracy of +/- 30%) depending on the boring diameter (or on the construction schedule alternative chosen, respectively).

Table 11

Cost estimation (summary)

Cost element	Ø = 3.5 m		Ø = 4.0 m	
	[CHF]	[SEK]	[CHF]	[SEK]
TBM excavation	111'186'000	796'970'129	141'225'000	1012'286'678
Pre-grouting	10'358'900	74'251'559	10'358'900	74'251'559
Inner lining	2'014'980	14'443'175	2'319'570	16'626'445
Sum	123'559'880	885'664'864	153'903'470	1'103'164'683

Comparison

8.6 Price level

The cost estimation of above assumes that the price level in Switzerland is the same as in Sweden. However, this may not be true. According to [20], a comparison between Zurich and Stockholm resulted as follows:

- _ The price level of Stockholm is 79.7–83.5% the one of Zurich;
- _ The wage level of Stockholm is 59.0–63.3% the one of Zurich.

Reduction factor

Taking account of the results of the study reported in [20], it seems to be reasonable to assume a reduction factor of at least 0.85 (please note that this figure has to be verified) in order to take account of the different level of costs in Switzerland and Sweden. Table 12 shows the summary of the cost estimation applying a reduction factor of 0.85. In this case, the total costs of the TBM driven sections of the Vättern Tunnel are of 124–154 million CHF = 753–938 million SEK (with an accuracy of +/- 30%) depending on the boring diameter (or on the construction schedule alternative chosen, respectively).

Table 12

Cost estimation (summary) applying a reduction factor of 0.85 (lower price level in Sweden than in Switzerland)

Cost element	Ø = 3.5 m		Ø = 4.0 m	
	[CHF]	[SEK]	[CHF]	[SEK]
TBM excavation	111'186'000	677'424'610	141'225'000	860'443'676
Pre-grouting	10'358'900	63'113'825	10'358'900	63'113'825
Inner lining	2'014'980	12'276'699	2'319'570	14'132'479
Sum	123'559'880	752'815'134	153'903'470	937'689'980

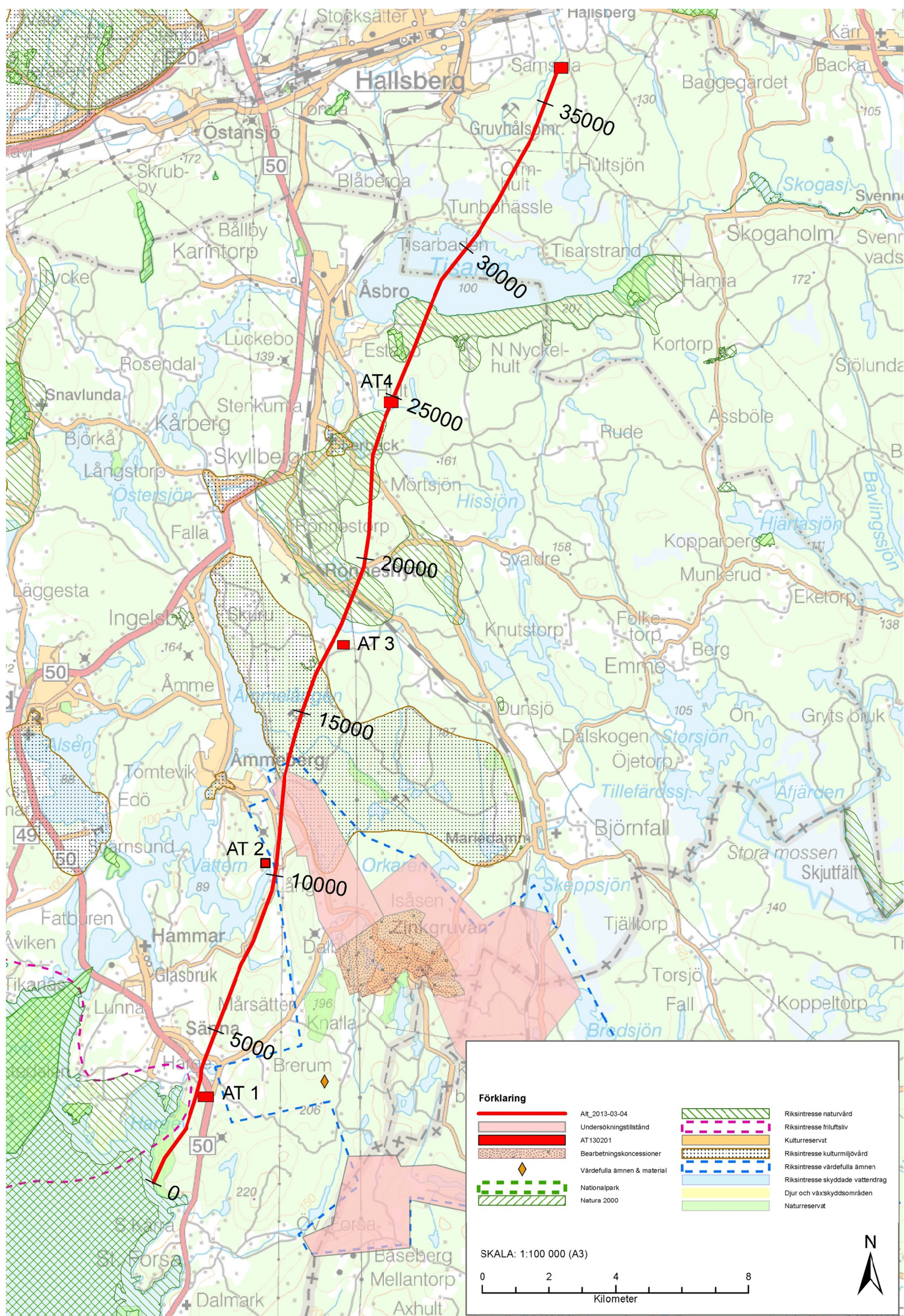
9. Closing remarks

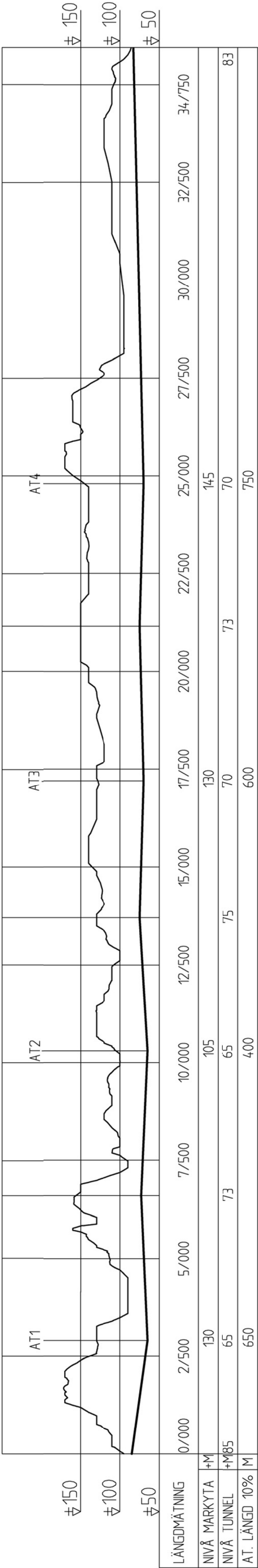
TBM drives	As demonstrated in this report, for the 35.5 km long Vättern Tunnel an excavation by means of TBMs is feasible and suitable.
Construction method	The following construction methods are planned: _ Main tunnel: gripper TBM excavation (boring diameter: 3.5 m or 4.0 m, depending on the alternative chosen); _ Access tunnels, TBM assembling caverns, start stretches: drill-and-blast excavation.
Intermediate points of attack	At the time being, four intermediate points of attack are planned. According to the investigations presented in this report, three intermediate points of attack are sufficient. Depending on the construction schedule alternative chosen, a further reduction to two intermediate points of attack may be possible.
Construction time	The total construction time is 721–1'066 wd (3.3–4.8 years) depending on the construction schedule alternative considered.
Costs	Assuming that the execution of pre-grouting is required along 20% of the total tunnel length and that an inner lining has to be built-in along 2% of the total tunnel length, the costs of the TBM driven sections of the Vättern Tunnel are estimated to be of 124–154 million CHF = 886–1'103 million SEK (with an accuracy of +/- 30%) depending on the boring diameter (3.5 m or 4.0 m, respectively). These figures apply under the assumption that the price level in Switzerland and Sweden are comparable. However, it seems to be reasonable to assume that the price level in Sweden is 85% of the Swiss one. Applying this correction factor (please note that this factor has to be verified), the cost estimation is of 753–938 million SEK (with an accuracy of +/- 30%).
Next steps	The following next planning steps are recommended: _ Fixing of the alignment, taking account of the effective necessary intermediate points of attack; _ Together with the alignment, final decision concerning the location of the intermediate points of attack; _ Development of a geological and hydrogeological investigation program specific for TBM tunnelling (focus should be put on the mapping and characterization of the deformation zones, on the characteristics of the discontinuities in general, on the possibility of a hydraulic connection between the water reservoirs and the tunnel, on the water ingress in general and on the boreability of the rock mass); _ Re-evaluation of the hazard scenarios; corresponding risk analysis and planning of countermeasures; _ Definition of limit values for the water ingress in the short and in the long term; _ Definition of the location of the final deposit areas for the muck; _ Detailed planning in general for the optimization of the cross-section and of the construction method.

Appendix 1

Alignment

- _ Horizontal alignment (plan view) [3]
- _ Vertical alignment (longitudinal profile) [4]

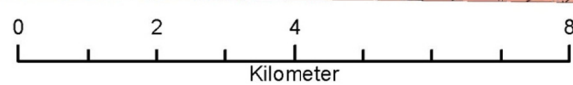
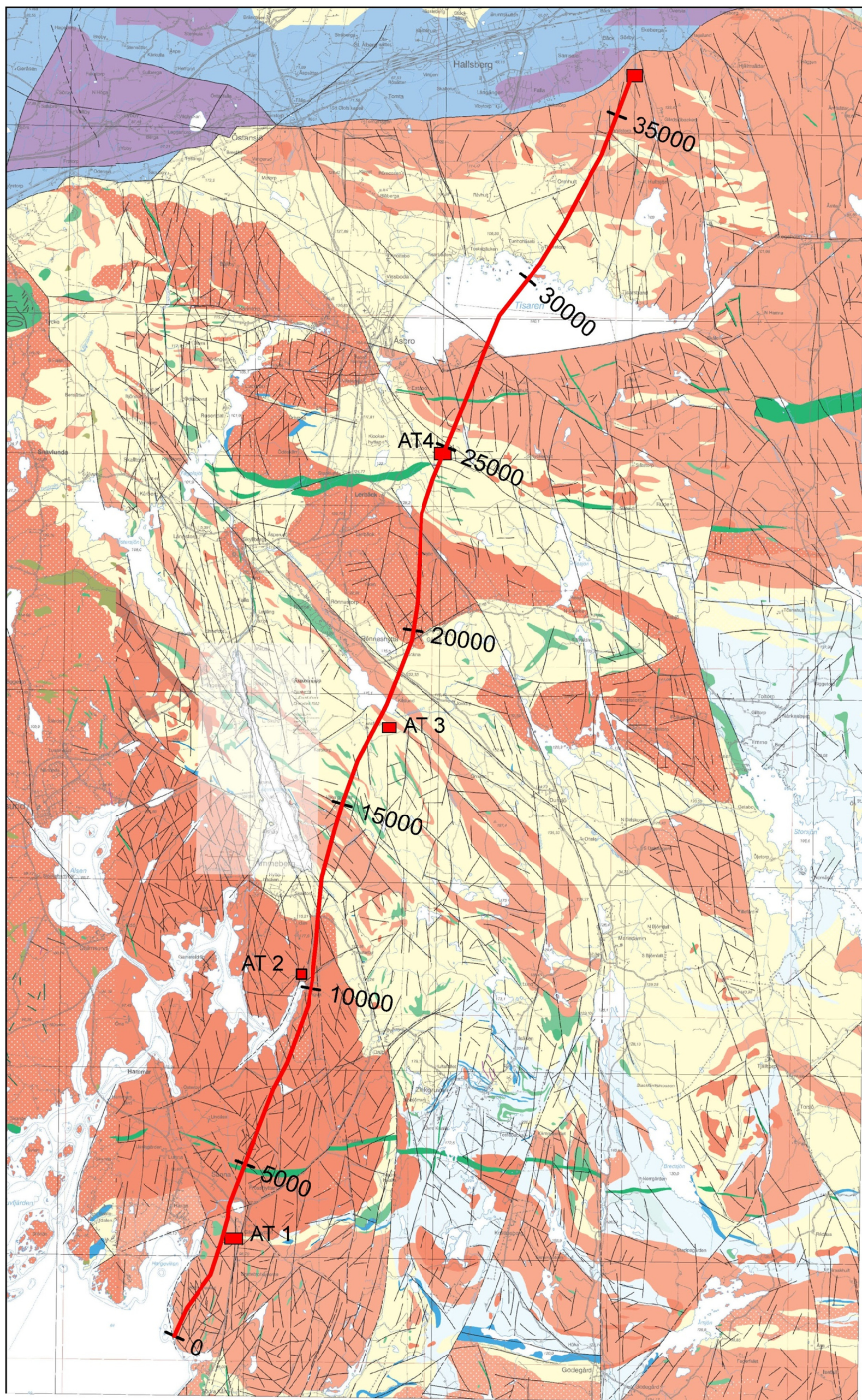




Appendix 2

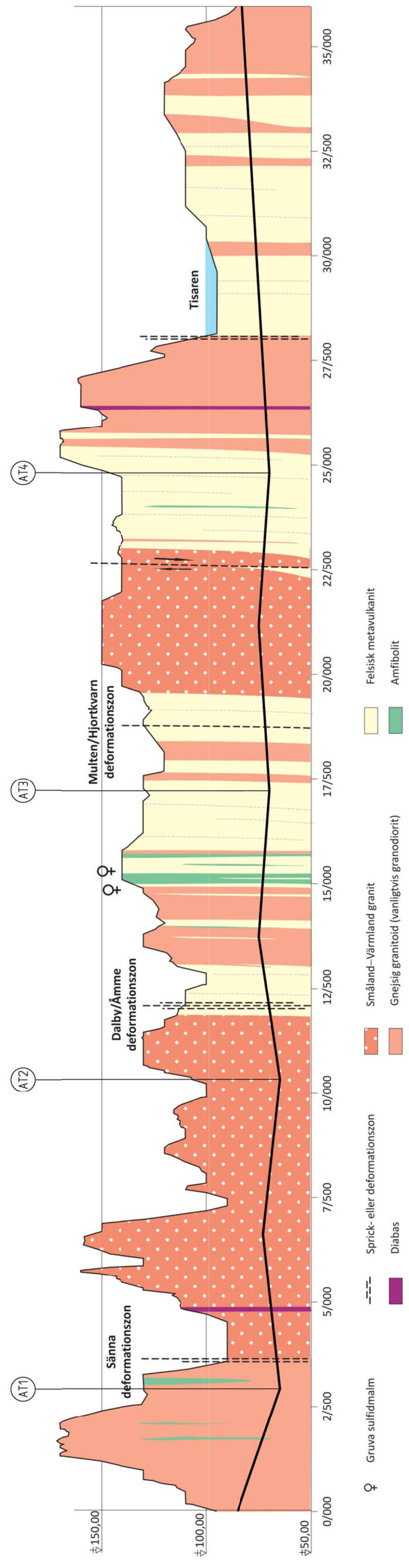
Geology

- _ Geological map (plan view) [5]
- _ Geological longitudinal profile [6]



SKALA: 1:100 000 (A3)

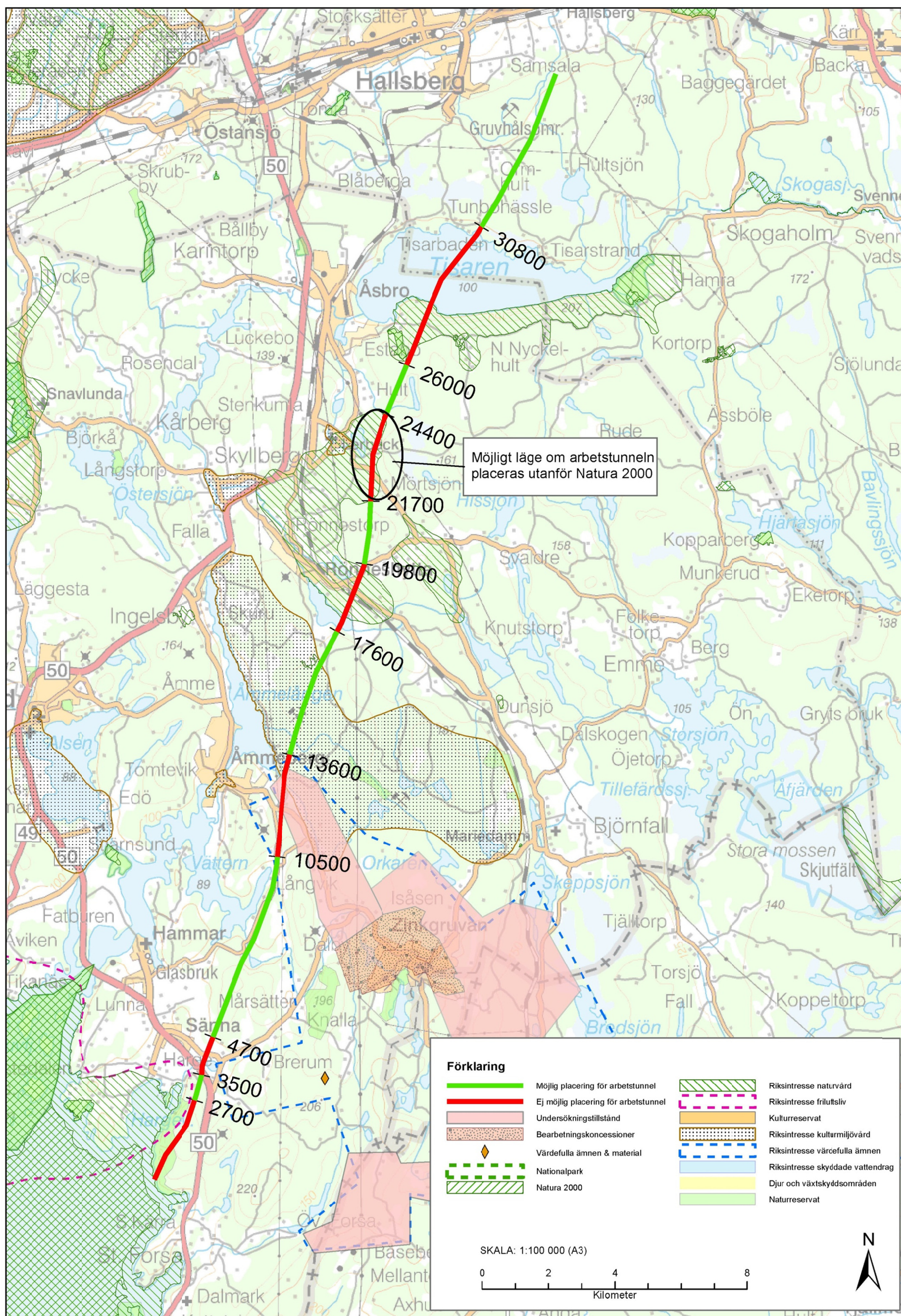


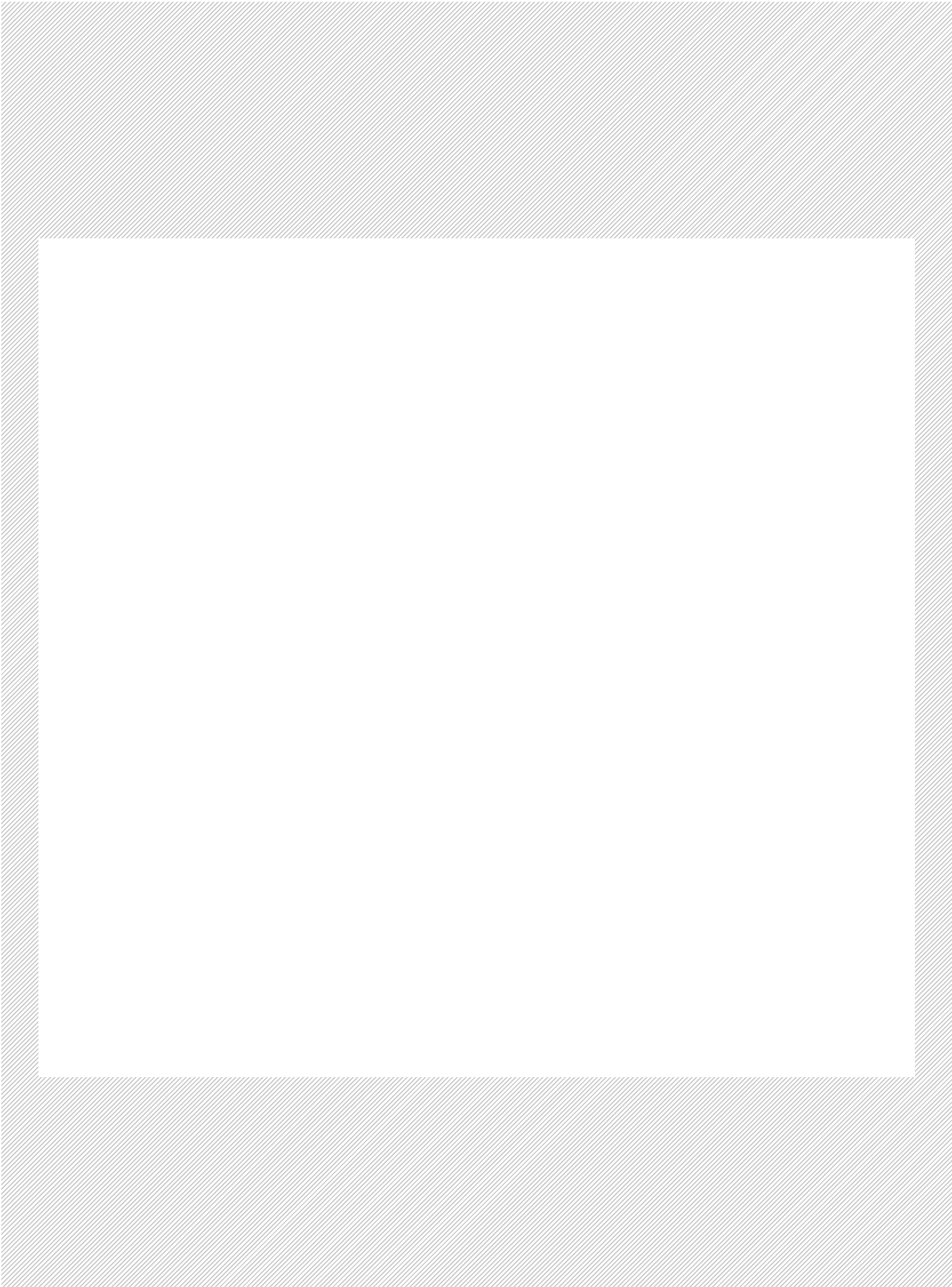


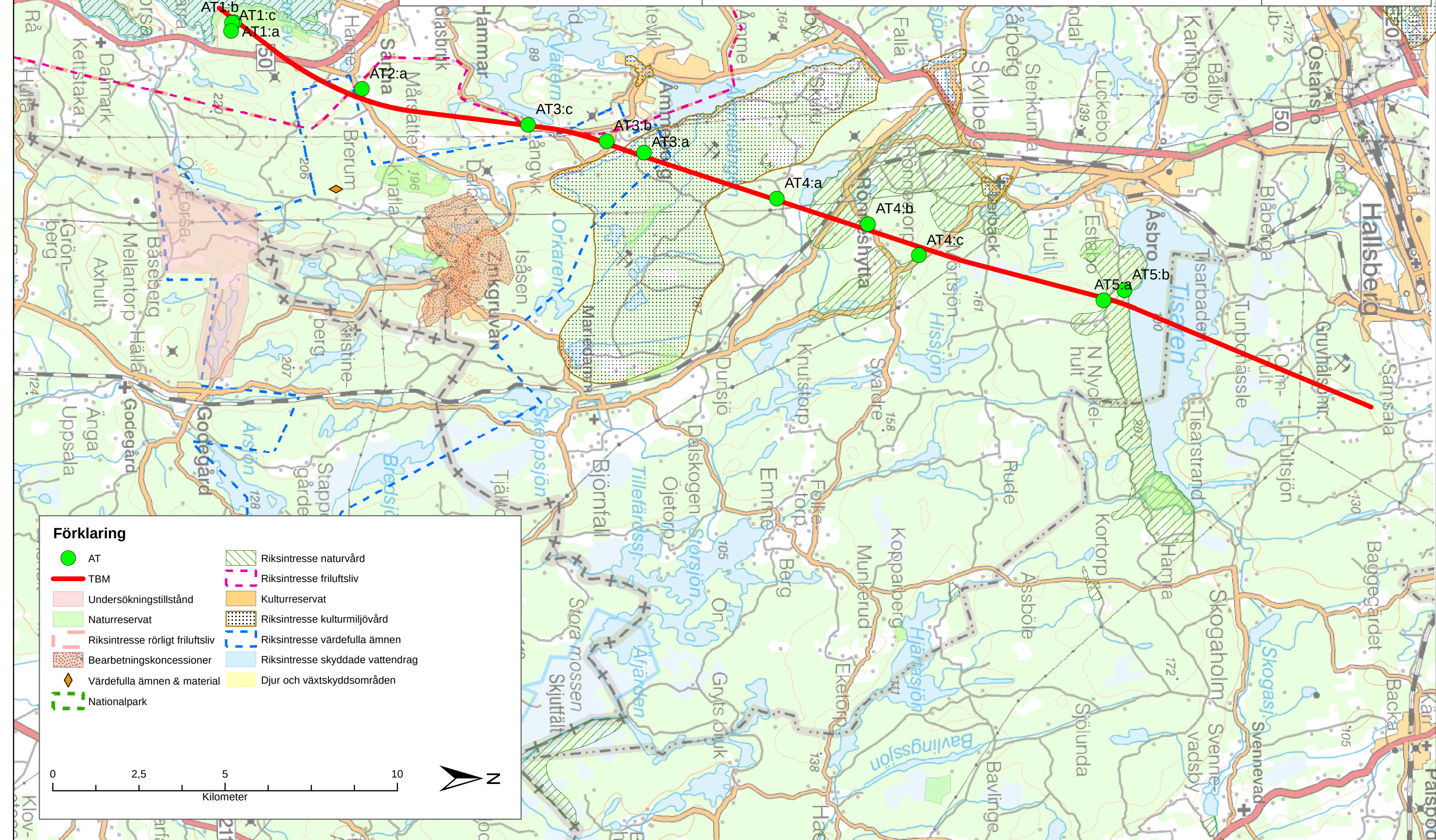
Appendix 3

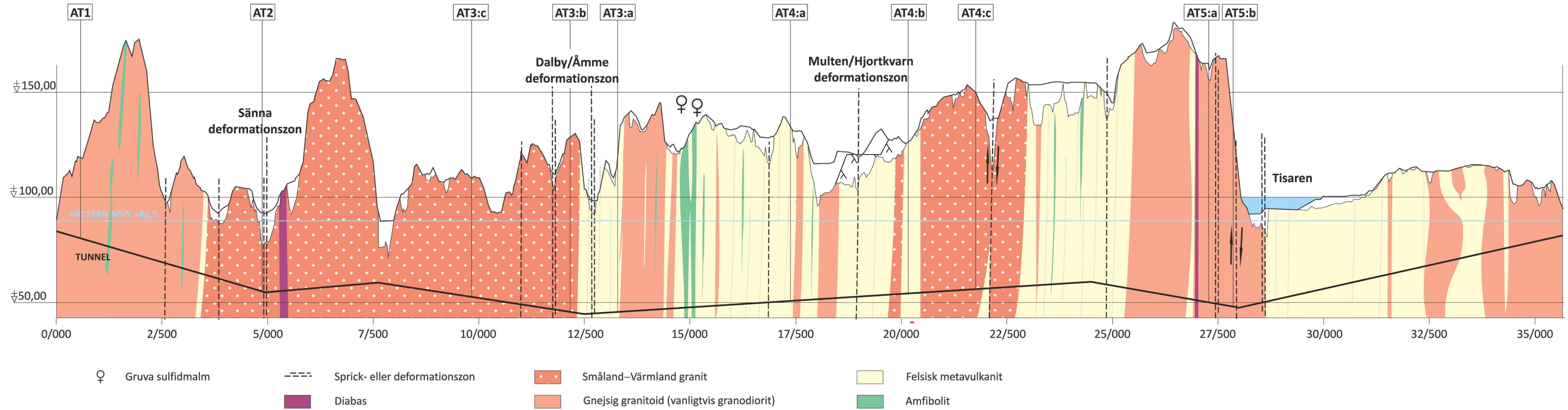
Points of attack

_ Zones where points of attack are possible [7]









Geologiska förhållanden

Innehåll

- Huvudbergarter – geologisk karaktär
- Geologisk karta över det aktuella området som visar den föreslagna tunnelsträckningen i rött. Även möjliga lägen för arbetstunnlar vid konventionell drivning är markerade. Digital förlaga levererad av SGU, 2013-02-01.
- Geologisk tvärsektion längs den föreslagna tunnelsträckningen. Även möjliga lägen för arbetstunnlar vid konventionell drivning är markerade. Utarbetad med stöd av digital karta levererad av SGU, 2013-02-01, samt berggrundskartorna 9F Finspång NV och 9F Finspång SV (Wikström, 1989).

Huvudbergarter – geologisk karaktär

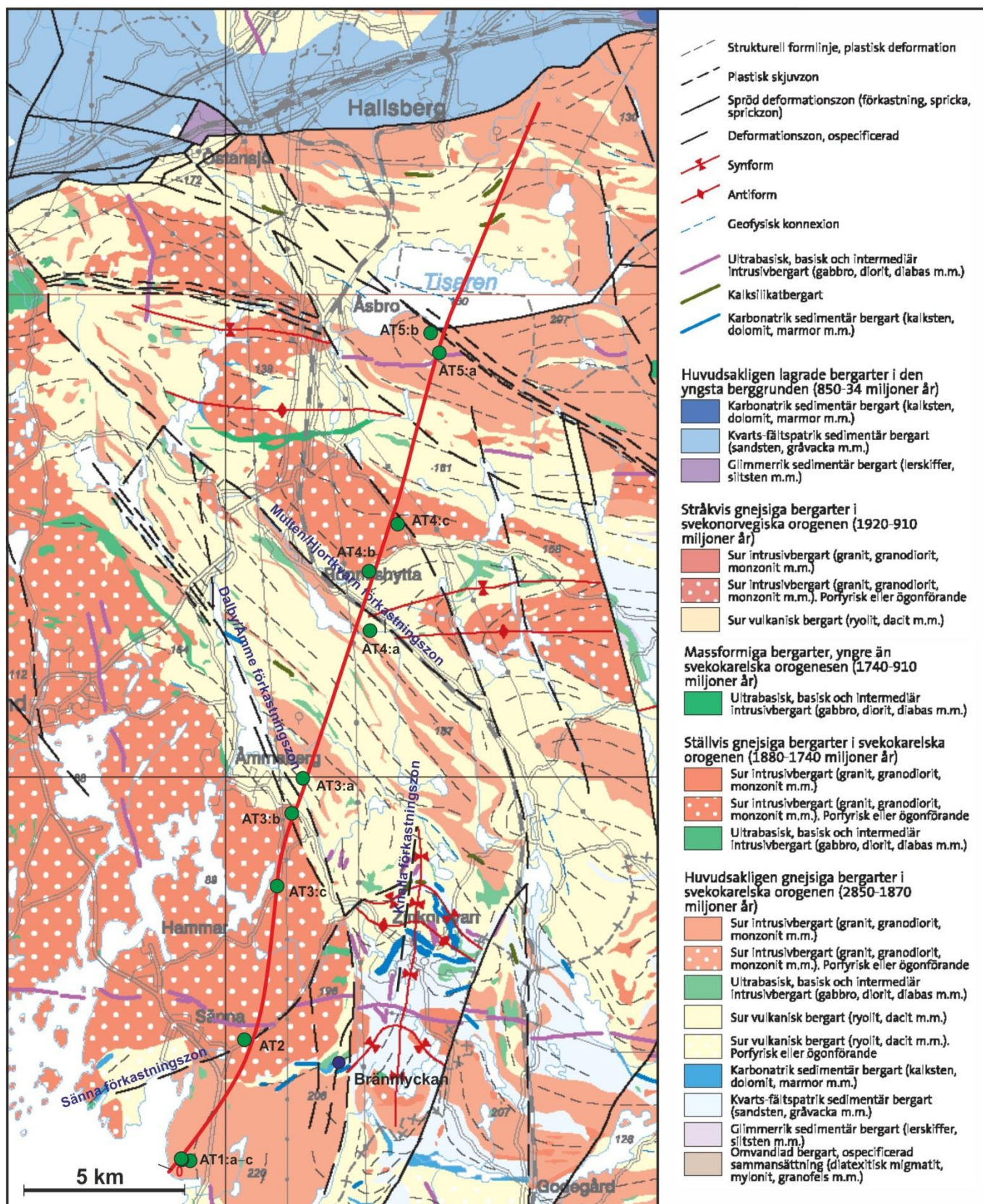
Tre huvudsakliga bergartstyper uppträder längs den föreslagna tunnelsträckningen, enligt SGU:s digitala berggrundskarta:

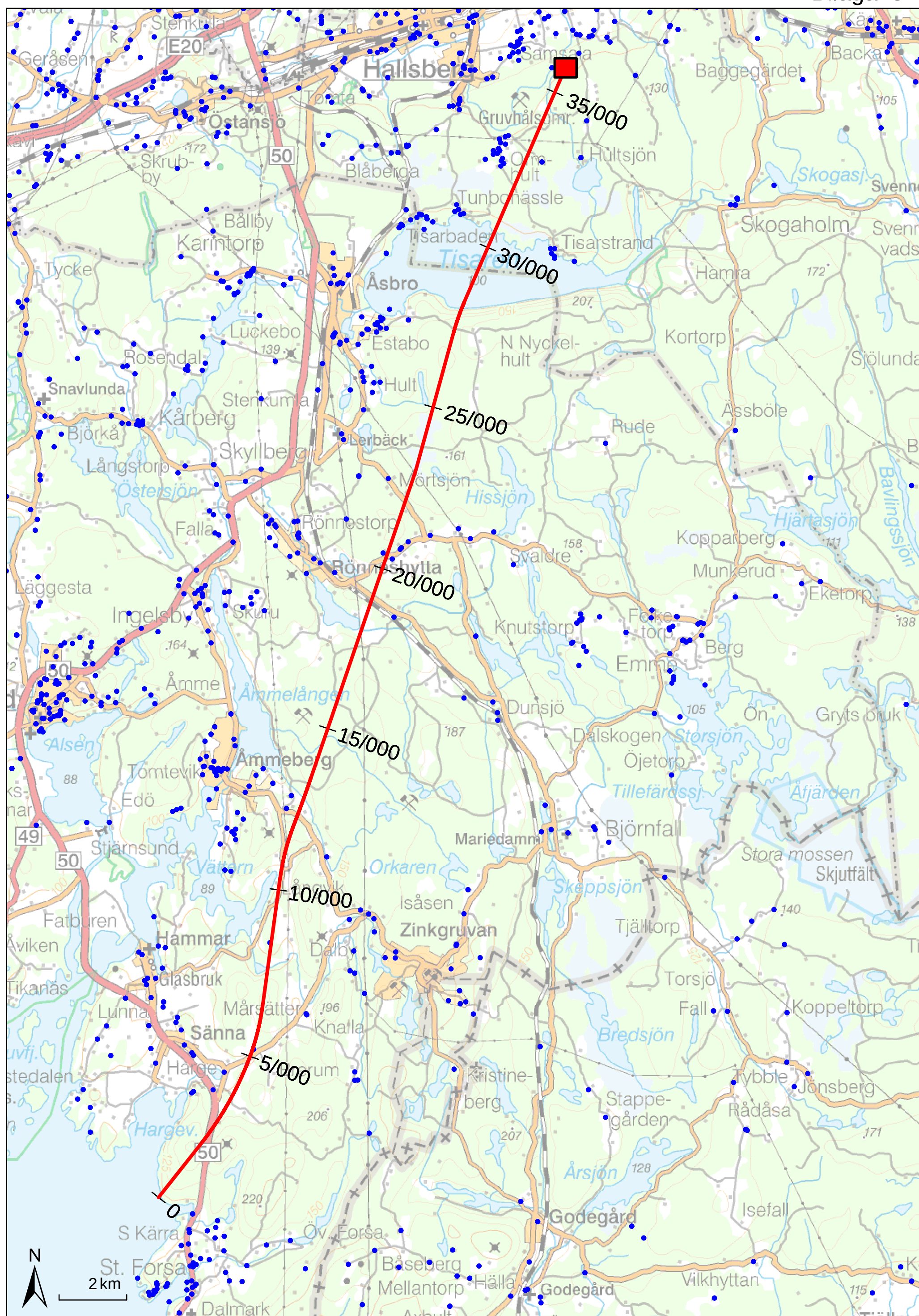
- | | |
|---|----------------------------|
|  | Felsiska metavulkaniter |
|  | Äldre gnejsiga granitoider |
|  | Yngre graniter |

De **felsiska metavulkaniterna** är metamorft förgrovade, fint- till medelkorniga bergarter av ryolitisk sammansättning (Wikström, o.a., 1997). De uppvisar en mer eller mindre välutvecklad planstruktur och övergår lokalt i ådrade gnejser. Lager eller gångar av amfibolit förekommer sporadiskt.

De **äldre gnejsiga granitoiderna** är medelkorning och huvudsakligen hornblände-förande med granodioritisk sammansättning (Wikström, o.a., 1997). En planstruktur förekommer genomgående, medan de bergartsvolymer som övergått i ådrade gnejser är mycket begränsade. Mer omfattande volymer av gnejsiga granitoider förekommer vid Harge-halvön, längs östra sidan av Vättern och längs Tisarens södra begränsning.

Den dominerande typen **av Yngre granit** är en grovporfyrisk variant. Både massiva och deformerade varianter med mineralstänglighet och/eller foliation förekommer. De yngre graniterna är begränsade till två områden, norr om Vättern i Askersundsområdet och i den centrala delen av stråket med felsiska metavulkaniter.



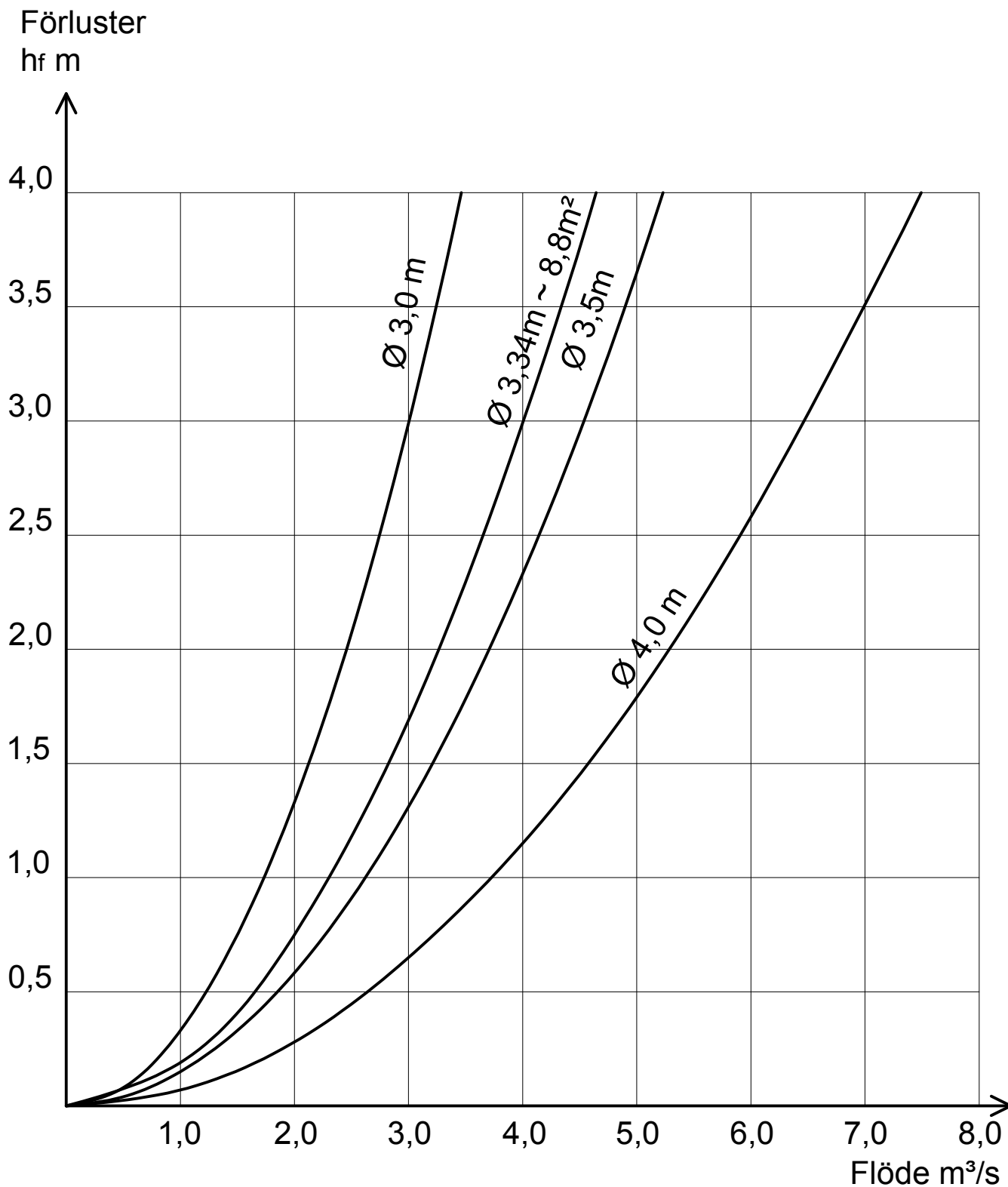


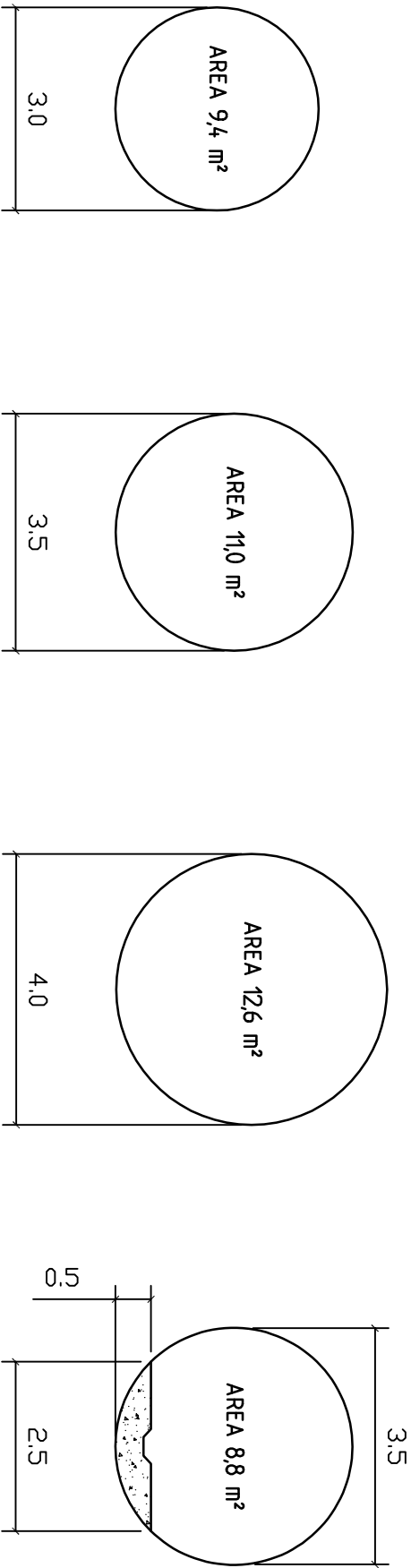
Fördelning av brunnar från brunnarsarkivet 2007 i relation till föreslagen tunnelsträckning.

Regional vattenförsörjning från Vätten

Kapacitet vid varierande tunneldimension

Förutsatt råhet borrarad tunnel:
 $M=60$





SKALA 1:100