

Namsos kommune

► Levetidsvurdering Namsos samfunnshus

Rapport II

Hensyntatt tilstand betongkvalitet, bæreevne og fundamentering

Oppdragsnr.: 5200859 Dokumentnr.: 2 Versjon: B03 Dato: 2020-12-09



Oppdragsgiver: Namsos kommune
Oppdragsgivers kontaktperson: Roger Johansen
Rådgiver: Norconsult AS, Kongens gt 27, NO-7713 Steinkjer
Oppdragsleder: Astrid Ressem, Sivilingeniør avd Byggforvaltning
Fagansvarlig: Anders Overrein, Avdelingsleder Byggforvaltning
Andre nøkkelpersoner: Hilde Rannem Isaksen, Avdelingsleder Materialteknologi og Rehabilitering
Randi Torås, Avdelingsleder Byggeteknikk
Emil Cederström, Sivilingeniør Geoteknikk

B03	2020-12-09	Ferdig rapport	AndOve/AstRes/ RanTor/HRI	AndOve/ErIRom /AstRes	AndOve
B02	2020-12-03	Utkast revidert	AndOve/AstRes/ RanTor/HRI		
B01	2020-11-03	Utkast	AndOve/AstRes/ HRI/RaTor		
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

► Sammendrag

Norconsult er engasjert av Namsos kommune for å gjøre tekniske vurderinger av Namsos samfunnshus. Rapporten er en videreføring av levetidsvurdering fra våren 2020. Byggets betongkvalitet, rest kapasitet i bærekonstruksjoner, samt fundamentering er vurdert nærmere, da dette er kritiske elementer i mulighetene for å bevare og renovere Namsos samfunnshus. I tillegg er det utført nye kalkyler for aktuelle alternativer for Namsos samfunnshus.

Arcon prosjekt AS har fysisk sjekket tilstand på 6 av 320 fundamentpeler, men da kun i øvre sjikt. Pæleinnfesting til fjell er ikke sjekket. Kontrollerte pelelengder er delvis i god stand, men har delvis manglende restkapasitet for nye 50 år. Det er teknisk mulig å forsterke fundamentering, men dette er teknisk utfordrende, der byggherre må bære all risiko ved en prosjektering/renovering. Stikkprøver/beregning fra Arcon dokumenterer påvist kapasitetsproblematikk, usikkerhet og risiko i Norconsults Rapport I.

Norconsult har i samarbeid med Sintef Lab foretatt prøvetaking av betongkvalitet. Her dokumenteres at betongens kvalitet har betydelige svakheter: høy porøsitet, høy fukttransport/-gjennomtrenging, lav trykkfasthet og redusert bæreevne, samt innbygde klorider og karbonatisert betong med miljø for rask utvikling av armeringskorrosjon og generelt store variasjoner i kvalitet i konstruksjonen.

Norconsult har utført statiske beregninger i byggets konstruksjoner. De gir en klar indikasjon på at kapasitet i eksisterende bærekonstruksjoner er underdimensjonert i henhold til dagens krav. Dette kompliserer en renovering. Skal man forsterke, øker egenlasten i bygget, og da påvirker det igjen kapasitet i fundamentering. Forsterking vha karbonfiber kan være en interessant løsning man kan gå videre med.

Kalkyler er utført for følgende alternativ:

- a) Totalrenovering eksisterende bygg
- b) Totalrenovering vestfløy + rive midt/øst; erstatte med tilbygg
- c) Rive eksisterende bygg, erstatte med nybygg

Kalkyler viser at totalrenovering av eksisterende samfunnshus vil ha høyest investeringskostnad og høyest årskostnad, hhv 285 MNOK og 17 MNOK/år. Alternativ b): 190/12; alternativ c): 177/11. Totalrenovering av eksisterende samfunnshus har imidlertid et større areal enn det som er lagt til grunn for de to andre alternativene, så dette er også et strategisk valg mht areal. Det er forutsatt leieinntekt på noe av arealet i alternativ a), noe som kompenserer for deler av arealet i årskostnaden.

Denne rapporten underbygger konklusjon i Rapport I. Hele bygningsmassen har mye av de samme vurderingene, men spesielt framstår kontorfløy som mest kritisk:

- Teknisk tilstand generelt
- Betongskader og dokumentert dårlig betongkvalitet; sannsynlig stort omfang skjulte skader
- Manglende restkapasitet i bærekonstruksjoner
- Setningsskader
- Usikker og delvis manglende restkapasitet i fundament/peler
- Vesentlige/alvorlige avvik mht egnethet og byggets tilpasningsdyktighet som moderne kontor- og publikumsbygg

Det er teknisk fullt mulig å renovere Namsos samfunnshus, og dette er spesielt interessant sett ut fra hensyn til bevaring som kulturhistorisk verdi og del av gjenreisingsbyen. Imidlertid må man da være klar over teknisk og økonomisk risiko og hvilke svakheter og usikkerhetsmomenter man går inn i.

Innhold

1	Grunnlag og forutsetninger	5
1.1	Mandat	5
1.2	Tekniske vurderinger	5
1.3	Bevaringshensyn	5
1.4	Bærekraftshensyn	5
2	Fundamentering	6
2.1	Tidligere vurdering	6
2.2	Fysisk undersøkelse av peler – Arcon prosjekt AS	6
2.2.1	<i>Resultat av undersøkelse</i>	6
2.2.2	<i>Vurdering av resultat stikkprøver peler</i>	7
3	Betongkvalitet	8
3.1	Betongens kvalitet – resultat av målinger	8
3.1.1	<i>Prøveuttak</i>	8
3.1.2	<i>Kloridprøver</i>	9
3.1.3	<i>Porøsitet</i>	10
3.1.4	<i>Trykkfasthet</i>	11
3.2	Vurdering av betongkvaliteten	12
4	Statikk – restkapasitet i eksisterende konstruksjoner	13
4.1	Restkapasitet – resultat av beregninger	13
4.1.1	<i>Forutsetninger kapasitetsberegning</i>	13
4.1.2	<i>Kontroll av dekker i vestfløy</i>	14
4.1.3	<i>Betongskaders innvirkning på bæreevne</i>	15
4.1.4	<i>Bæresystem og fundament</i>	15
5	Økonomi	16
5.1	Totalrenovere eksisterende bygg	16
5.2	Totalreovering vestfløy + rive midt/øst; erstatte med tilbygg	16
5.3	Rive eksisterende bygg, erstatte med nybygg	16
5.4	Kalkyler	16
6	Oppsummering	18
7	Vedlegg	19
7.1	Prøverapport Sintef	19

1 Grunnlag og forutsetninger

1.1 Mandat

Norconsult er engasjert av Namsos kommune for å bistå med utarbeidelse av teknisk/økonomisk beslutningsgrunnlag for alternative løsninger for Namsos samfunnshus.

Våren 2020 utarbeidet Norconsult en levetidsvurdering bestående av tilstandsbeskrivelse av alle hovedkonstruksjoner, vurdering av egnethet/tilpasningsdyktighet, samt estimat av investerings- og levetidskostnader av relevante alternativer. Se *Rapport Norconsult Levetidsvurdering Namsos samfunnshus*. I det følgende kalt «Rapport I»

I denne fasen ønskes det å gjøre en utvidet vurdering av kritiske parametere, herunder betongkvalitet, kapasitet i bærekonstruksjon, dekker og tak, samt tilstand pefundament og grunnforhold. I tillegg skal kostnadsestimater revideres for justerte alternativer og inkludere kostnadskonsekvens for funnene i vurderingen forøvrig.

1.2 Tekniske vurderinger

De tekniske vurderingene er basert på rapport nevnt ovenfor, i tillegg til at det i denne fasen er foretatt følgende undersøkelser/analyser:

- Kjerneprøver av betong: for lab-analyse av trykkfasthet/bæreevne og porøsitet
- Støvprøver av betong: for lab-analyse av kloridinnhold
- Statikkberegninger av bæreevne i konstruksjoner
- Tilstandskartlegging av fundamentpeler ved oppgraving (Arcon/Norconsult)

Dokumentasjon av dekketykkelser, armeringstegninger o.a har vært begrenset. Der dokumentasjon er mangelfull, har man tatt utgangspunkt i hva som var standard og normalt for denne byggeperioden.

Det tas generelt forbehold om at det kan finnes forhold som ikke er påvist, og som kan ha konsekvenser for det totale bildet. Dette kan skyldes blant annet manglende dokumentasjon, opplysninger eller skjulte forhold.

1.3 Bevaringshensyn

Namsos samfunnshus er en viktig del av gjenreisningsbyen og utgjør et sentralt arkitektonisk bygg i Namsos sentrum. Det er mange gode argumenter for å bevare og renovere Namsos samfunnshus, noe som også er påpekt i Rapport I. Det er ikke del av mandatet å vurdere dette nærmere i denne rapporten.

1.4 Bærekraftshensyn

Det er ikke del av mandat i denne rapporten å vurdere alternativer for Namsos samfunnshus opp mot bærekraft, klimafotavtrykk, gjenbruk, miljøregnskap etc. Dette er omtalt i Rapport I, men anbefales utredet nærmere. Det er imidlertid viktig å merke seg at tema betongkvalitet og tilstand fundamentering, som er behandlet i denne rapporten, har stor betydning for miljøregnskapet i bygget.

2 Fundamentering

2.1 Tidligere vurdering

Rapport I omhandlet også vurdering av fundamentering og grunnforhold for Namsos samfunnshus. Konklusjon var som følger:

Bygget ligger på gamle fyllmasser ut i elva/fjorden, og det er generelt dårlig grunn i området. Bygget er fundamentert ned på fjell, ved hjelp av peler/jernbaneskinner, totalt ca 320 stk med ulike lengder ned til fjell. Peler står på delvis skrått fjell.

Tilstand stålpele fra 1959, som sannsynligvis også er eldre enn det, er usikker mtp korrosjon og restkapasitet, samt pelespissenes forankring i fjellet. Det er risiko for korrosjon og følgelig redusert bærekapasitet. Setningsskader i kjeller indikerer svikt i fundamentering, noe som kan skyldes nettopp dette. Skader er i hovedsak observert nordøst i bygget. Det er dessuten observert lokale skjevheter og sprekker i innervegger, som også kan være tegn på setninger.

Man anbefalte fysisk undersøkelse av peler.

2.2 Fysisk undersøkelse av peler – Arcon prosjekt AS

På bakgrunn av beskrevne usikkerhet i Rapport I, og at dette er viktig å få verifisert, engasjerte Namsos kommune Arcon prosjekt AS til å foreta fysiske stikkprøver av tilstand peler. Det vises til Arcons rapport *Namsos rådhus og samfunnshus - Vurdering av fundamentering*. Resultat fra dette er gjengitt nedenfor.

2.2.1 Resultat av undersøkelse

De fleste peler er ikke tilgjengelig for fysisk undersøkelse. Det ble valgt ut tre pelepunkt/seks peler, langs yttervegg for å få en indikasjon av tilstand. De er kun sjekket i øvre sjikt. Innfesting til fjell er ikke kontrollert.

Undersøkelsen avdekket korrosjonsskader tilsvarende en tverrsnittsreduksjon 0,9 mm rundt peletversnittet på 2 av totalt 6 undersøkte peler. Reduksjonen i tverrsnittet utgjør 10,9 % for vedkommende peler. I de øvrige 4 ble det ikke avdekket korrosjonsskader.

Bæreevne til pelene er beregnet og sammenfattet i tabell til høyre. Tall for utnyttelse > 1,0 gir tilstrekkelig kapasitet etter dagens regneregler for sikkerhetsmarginer for konstruksjoner. Tall < 1,0 krever tiltak. Tabell viser følgelig at sjekkede peler i prøvested 2), dvs i område kontorfløy-nord, har manglende eller knapp kapasitet for langtidslast, mens undersøkt pelepunkt for prøvested 3), dvs vestfløy, har tilfredsstillende kapasitet.

Det er viktig å merke seg at beregninger gjengir kapasitet opp mot gjeldende krav, men det er ikke hensyntatt økt egenlast ved renovering, noe som må forventes.

Prøvested	Type	Utnyttelse
1) Ved yttervegg mot Klingavegen/Carl Gulbransons gate.	35 / 2020	1,16
	35 / 2070	1,17
2) Ved yttervegg mot Herlaugs gate.	35 Intakt	1,05
	35 / 2070	0,99
	35 / 2070	0,97
3) Ved et søylepunkt i arkaden mot Festplassen.	30 Intakt	1,71
	30 / 2020	1,64
	30 / 2070	1,61

Figur 1: Utnyttelse kapasitet peler

Krav til pålitelighet er vesentlig skjerpet siden 1960. Bl.a manglende dokumentasjon av peletyper og plassering påvirker dette, noe som medfører økt risiko for hendelser og skade. I tillegg vil en endring av bruk

og konstruksjon ved renovering utløse krav til vurdering av forsterkning av pelene, noe som anses praktisk svært utfordrende.

Arcon konkluderer med at risikoen ikke kan reduseres uten at alle pelene blir undersøkt mtp peletype og eventuelle skader på pelene. Det er teknisk mulig å øke sikkerhetsnivået ved å øke antall peler, men dette kan medføre behov for endring i tilstøtende betongkonstruksjoner, samt lokale bruksbegrensninger.

Arcon konkluderer også med at all risiko påhviler byggherre, og kan ikke overføres til prosjekterende eller utførende aktør, uten at alle faktorer er kjent.

2.2.2 Vurdering av resultat stikkprøver peler

Arcons konklusjon dokumenterer og sammenfaller med Norconsult sin konklusjon i Rapport I.

Stikkprøver representerer fysisk undersøkelse av kun ca 2 % av alle peler, og selv om stikkprøvene er gode indikatorer, kan man ikke se bort fra at det er en risiko for at tilstand ikke er den samme for de øvrige 98 % av pelene.

Resultat viser at sjekkede peler i kontorfløy ikke har kapasitet i fundamentering til «nye 50 år», selv om man forutsetter svært beskjeden korrosjon. I dette området er det også størst avstand til fjell, der pelenes kneklengde og risiko for knekking/utbøyning er størst. Setningsskader underbygger også at det her allerede er svikt i fundamentering, sannsynligvis i form av utbøyning.

Stikkprøver indikerer liten rest kapasitet i peler sjekket i mellomfløy.

Stikkprøver indikerer lite korrosjon og bra restkapasitet i fundamenter i vestfløya. Dette henger også sammen med at det er kortere dybde til fjell.

Tross stikkprøver, er det en vesentlig usikkerhet i tilstand og kapasitet for fundamentene:

- < 2 % av alle peler er undersøkt
- 2 av 6 sjekkede peler har ikke rest kapasitet
- Ingen peler er sjekket opp mot økt egenlast, noe man vil kunne få ved en renovering
- Peletyper: ikke alle typer peler beskrevet i dokumentasjon er funnet; man vet ikke hvor de ulike peletypene er installert. Redusert pålitelighet gir økt risiko
- Tilstand er sjekket kun i øvre sjikt. Man er ikke kjent med tilstand i resten av pelelengde, men erfaringsmessig vil man ha mest korrosjon i øvre del av pelene.
- Man har ikke kontroll på innfesting i fjell
- Utvikling korrosjon: man har konstatert et øyeblikksbilde, men utvikling over tid er ikke nødvendigvis lineær. Påvirkes av sammensetning grunn, vannstand, tilgang oksygen, prosess i stålet etc.

Forsterkning av fundamenter og/eller refundamentering anses utfordrende, spesielt innover i bygget. Man kan se for seg kompletterende bærepunkt, men det vil også kreve omfattende tiltak for å ivareta bæresystemets overføring av laster til evt nytt bæresystem.

Tilstand og restkapasitet i fundamentene er følgelig en usikkerhet man må være seg bevisst ved evt valg om å renovere Namsos samfunnshus. Det er sannsynlig at prosjekterende og utførende vil ta forbehold mht ansvar, noe som påfører byggeier en vesentlig teknisk og økonomisk risiko.

3 Betongkvalitet

Rapport I fra våren 2020 konkluderte med vesentlig omfang av betongskader og symptomer på dårlig betongkvalitet. Det ble også foretatt stikkprøver som dokumenterer at armering stedvis ligger i karbonisert betong, noe som gir grunnlag for armeringskorrosjon.

For å kunne forstå årsakene til skadene på fasadene (inkludert bærende konstruksjoner), ble det tatt ut kjerneprøver for å se på kloridinnhold i betongen og betongens evne til å transportere fuktighet. Det ble også tatt ut kjerner for å vurdere betongens styrke/fasthet for vurdering av konstruksjonens bæreevne.

Alle betongprøver er sendt til SINTEF i Trondheim for analyse. SINTEFs rapport er vedlagt rapporten.

3.1 Betongens kvalitet – resultat av målinger

Resultat av prøvetaking dokumenterer beskrevet tilstand i Rapport I våren 2020. Betongens kvalitet har betydelige svakheter:

- høy porøsitet
- høy fukttransport/-gjennomtrenging
- lav trykkfasthet og redusert bæreevne
- innstøpte klorider sammen med karbonisert betong, gir et aggressivt miljø med rask utvikling av armeringskorrosjon
- store variasjoner i betongkvalitet i konstruksjonen

Dette er utdypet i detalj i påfølgende kapitler.

3.1.1 Prøveuttak

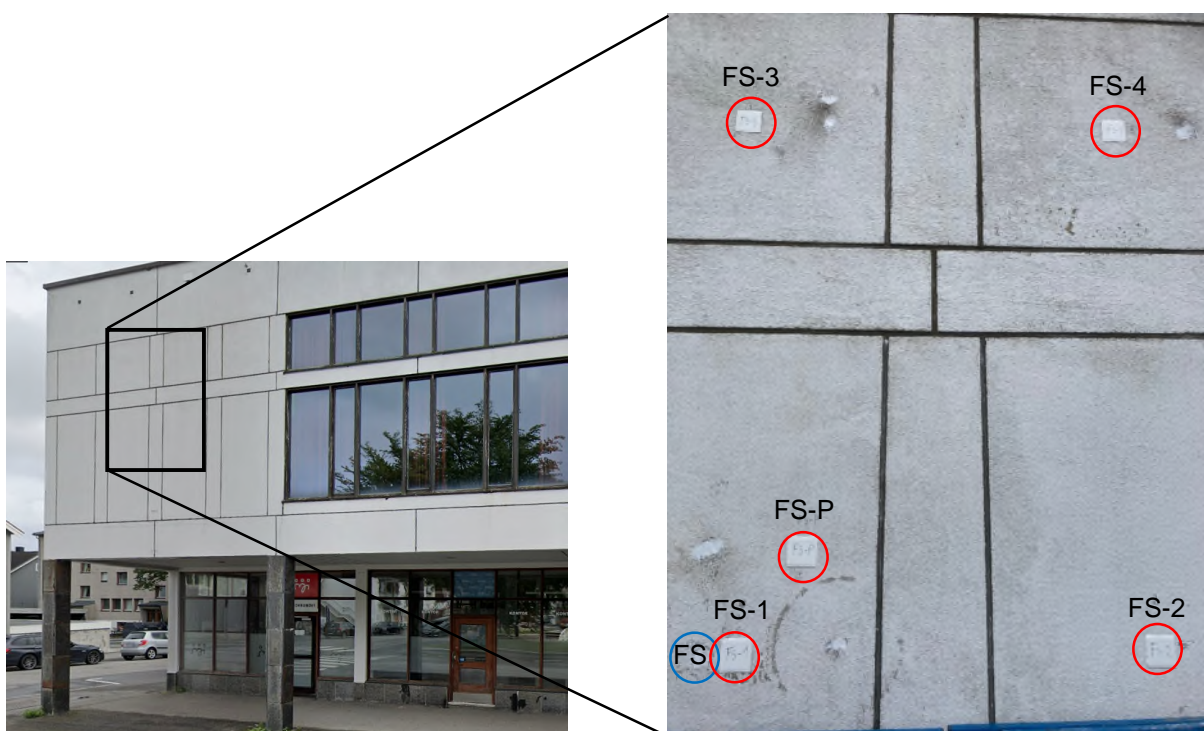
Det ble tatt ut kjerneprøver fra 5 steder på kontorfløyen, merket K, og 5 kjerner på Festsalen, merket FS. Alle kjernene er tatt ut på vestsiden av bygget, som får den største påkjenningen av været.



Bilde 1 Vestsiden av kontorfløyen med plassering av kjerneuttaket.

Kjerne K1, K2, K3 og K4 ble benyttet til å registrere betongens fasthet, trykkstyrke. Kjerne KP ble benyttet til å måle betongens porøsitet, andel store og små porer i betongen. I tillegg til dette ble det tatt ut støvprøver fra området merket med blå ring, for analyse av kloridinnholdet i betongen. Det ble tatt ut støv i 3 ulike dybder i 3 små borhull fra en drill.

Den samme nummereringen er benyttet for kjerneuttaket på Festsalen. Her er også kjernene merket FS-1, FS-2, FS-3 og FS-4 benyttet til fasthetstesting, mens kjerne FS-P er benyttet til testing av porøsitet. Kloridprøver er tatt fra området markert med blå ring.



Bilde 2 Vestsiden av Festsalen med plassering av prøveuttaket

3.1.2 Kloridprøver

SINTEF har oppgitt i sin rapport kloridinnhold i betongen i % av tørr betongvekt. Dette er vanlig i og med at en ikke kjenner blandingsforholdet til betongen. Forskningsresultater og erfaringstall fra bransjen har med kjent betongsammensetning fastsatt en grense for når kloridinnholdet i betongen har blitt så høyt at det er fare for korrosjon på armeringen. Denne grensen er satt til 0,4 % av sementvekt. Vi må derfor gjøre en omregning av SINTEF sine resultater slik at vi kan sammenligne resultatene mot denne grensen. Vi har i den sammenhengen antatt 350 kg sement pr m³ betong. Dermed kan vi konvertere kloridinnhold i % av betongvekt til sementvekt ved å multiplisere verdiene med en faktor 6,6.

Prøvene er merket med prøvested og dybde hvor støvet er hentet fra. For eksempel er FS-20 støv fra de første 20 mm på prøvested FS, mens FS-40 er støv fra dybden 20-40 mm på prøvested FS og FS-60 er støv i dybden 40-60 mm på prøvested FS.

I tabellen nedenfor er resultatene fra kloridprøver vurdert med hensyn på faren for korrosjon på armeringen.

Tabell 1 Kloridinnhold i betongen

Prøve merket	FS-20	FS-40	FS-60	K-20	K-40	K-60
Kloridinnhold i % av tørr betongvekt	0,009	0,005	0,005	0,042	0,060	0,102
Kloridinnhold i % av sementvekt	0,06	0,033	0,033	0,277	0,396	0,676
Vurdering av sannsynligheten for pågående korrosjon	Ingen	Ingen	Ingen	Ingen	Mulig	Mulig

Kloridinnholdet i betongen må også sees i sammenheng med betongens overdekning på stedet. I 1961 var det NS 427 NIF 1939 som var gjeldene standard. Kravet til overdekning for plater var 15 mm. I 1962 kom det en ny standard der kravet til utendørs konstruksjoner i nærheten av sjøvann skulle ha en overdekning inn til armeringen på 30 mm. Målinger utført på stedet viste at mesteparten av overdekningen lå på 25-35 mm, mens minste registrerte var på 16 mm og maksimale på 42 mm.

Armeringens plassering i betongen og måledybde for høyt kloridinnhold er følgelig stedvis sammenfallende, noe som viser at veggen for kontorbygget har kritisk kloridinnhold i sjikt der armeringen ligger. Det en også kan se av kloridprofilen er at kloridmengden øker innover i betongen. Det tyder på at det kan være innstøpte klorider på denne veggen. Salt ble ofte benyttet som tilsetningsstoff i betongen ved vinterstøp for å få den til å herdne raskere. Den gangen var salt et enkelt og billig produkt som ga ønsket raskere avbinding. Man visste ikke at salt medførte nedbrytning av passivfilmen på armeringen med armeringskorrosjon som resultat. I dag er det andre produkter som benyttes for å fremskynde herdeprosessen.

Salt er sannsynligvis benyttet for å få betongen til å herdne, på de dagene hvor gradestokken har vist mange minusgrader. Betong støpt på dager med plussgrader er da uten større saltinnhold.

Prøver viser altså kritisk høyt kloridinnhold i betongen. Dette underbygger konklusjon om at bærekonstruksjon og fasader i betong har vesentlig omfang av armeringskorrosjon.

3.1.3 Porøsitet

Porøsiteten til betongen forteller noe om betongens evne til å transportere vann. Flere steder er det problemer med fukttransport gjennom ytterveggene.

Tabell 2 Porøsitet hentet fra SINTEF sin rapport

Borkjerne mrk	FS-P			K-P				
	1	2	Middel	1	2	3	4	Middel
Skive nr								
Sugporøsitet, vol%	15,6	16,1	15,9	17,7	19,7	18,8	18,3	18,6
Makroporøsitet, vol%	4,0	4,3	4,2	3,9	3,2	3,5	3,6	3,6
PF-verdi (makro-/sugporøsitet)	0,21	0,21	0,21	0,18	0,14	0,16	0,17	0,16
Sugmettet densitet, kg/m ³	2350	2330	2340	2320	2310	2310	2320	2320
Tørr densitet, kg/m ³	2190	2170	2180	2140	2110	2120	2130	2130

Det finnes to typer porøsitet, sugporøsitet og makroporøsitet. For å forstå resultatene må en se hva disse porøsitetene er for noe.

Sugporøsitet eller kapillærporøsitet er prosentandelen av porer i betongen som suger vann kapillært. Denne sier noe om hvor lett vann trekkes inn i betongen.

Makroporøsitet eller luftinnholdet er prosentandelen av porer i betongen som fylles med vann ved neddykking i vann under trykk.

Totalporøsitet er prosentandelen med porer i betongen, summen av sugporøsitet og makroporøsitet.

PF-verdien er forholdet mellom makroporøsiteten og totalporøsiteten. Denne sier noe om hvor stor andel av porevolumet som kan fylles med vann under trykk. Denne sier noe om betongens evne til å tåle frost. Jo større PF-verdi jo mer frostsikker er betongen.

Porøsiteten tyder på at vi har en porøs betong med lav fasthet, siden sugporøsiteten ligger over 15 vol%. Betongen i fasaden suger fort opp vann fra regnvær og vind vil kunne trykke vannet videre inn i makroporene.

Betongen på kontorfløyen har en høy sugporøsitet og suger mer vann, enn betongen på festsalen. Dette kan også være en årsak til flere skader på kontorfløyen enn på festsalen. Makroporøsiteten er størst for betongen fra festsalen og er derfor noe mer frostbestandig enn betongen på kontorfløyen.

Prøvetaking dokumenterer at betong er porøs, noe som forklarer fuktskader i betong, også innover i vegger/dekker.

3.1.4 Trykkfasthet

For kontroll av betongens bæreevne ble det tatt ut en del kjerner fra fasadene. Disse er testet i laboratoriet og ga følgende resultater presentert i Tabell 3.

Tabell 3 Trykkfastheten til betongen i kontorfløya og festsalen

Borkjerne mrk		FS-1	FS-2	FS-3	FS-4	Middel	K-1	K-2	K-3	K-4	Middel
Høyde etter plansliping, mm		99	104	76	82	-	103	93	98	124	-
Densitet, kg/m ³		2300	2290	2280	2260	2280	2190	2240	2270	2270	2240
Trykkfasthet, MPa	Målt	13,5	16,2	26,0	18,0	-	18,0	20,3	21,8	18,8	-
	Omregnet*	12,7	15,2	22,9	16,2	16,8	16,9	18,9	20,5	18,2	18,6

*Omregnet i henhold til NS 3465:2003 til fasthet for sylindere med høyde/diameterforhold lik 2

Hvis en antar at det er samme betong som er benyttet for hele bygget så kan en benytte alle 8 fasthetene for å beregne en karakteristisk fasthet, f_{ck} . Da får en $f_{ck} = 11,33$ MPa. Dette indikerer at vi har en B12 eller C15 betong, ergo svært lave fastheter.

NS 427 NIF 1939 stiller krav om C-betong eller bedre for bygg. C-betong har en forventet fasthet på 18 MPa, med en tillatt variasjon på 20 %. Våre målinger tyder på at det er en C-betong som er benyttet i dette bygget.

Prøvetaking dokumenterer en betong med svært lav trykkfasthet, noe som sammen med øvrige påviste forhold, kan gi utfordringer mht bæreevne.

3.2 Vurdering av betongkvaliteten

Måleprogram er begrenset, og gir ikke nødvendigvis komplett bilde av tilstand for betongen, men relativt ensartede symptomer/skadebilde på bygget indikerer at målinger er representative.

Betongen som er benyttet i fasaden på samfunnshuset ser ut til å variere en god del i kvalitet. Dette gjenspeiles med ulike resultater på de to stedene prøvene er tatt. Årsaken til variasjonen kan være at deler av samfunnshuset er bygd på ulike årstider og dermed er det gjort tilpasninger i betongreseptene for å sikre god utstøpning og herdeforløp. Mye tyder på at hele eller deler av kontorfløyen er støpt på vinteren og tilsatt salt for å få betongen til å herde raskere, noe som medfører større fare for armeringskorrosjon.

Fastheten er lav i alle prøver og varierer en god del. Dette samsvarer med de forventningene vi har til betong som var vanlig å benytte i bygninger på 50- og 60-tallet, men samtidig er det en betydelig dårligere kvalitet enn det som benyttes i slike konstruksjoner i dag. Den store variasjonen i fasthet krever at man legger til grunn svært lav fasthet ved kontroll og etterberegning av konstruksjonen. Dersom en skal kontrollregne konkrete bjelker, dekker og søyler, anbefales det at det tas prøver fra disse konstruksjonsdelene for å se om de har samme fasthet som påvist i prøvene.

Lav fasthet gir ofte en høy porøsitet. Prøvene viser at betongen her er svært porøs og at porøsiteten varierer mellom de to delene på samfunnshuset. Kontorfløyen er mer porøs enn festsalen og kan dermed trekke mer fuktighet inn i betongen. Kombinasjonen mellom høyt fuktinnhold, karbonatisert betong (lav pH) og klorider gir et aggressivt miljø med «gode» forhold for armeringskorrosjon.

Variasjoner i betongkvalitet, skadetyper og skadeomfang medfører at man ikke kan benytte én reparasjonsmetode for hele konstruksjonen. Her må man se på de ulike skademekanismene og se på tiltak for hvert enkelt tilfelle.

Reparasjon av betong med klorider og høyt fuktinnhold er omfattende og kostbart å reparere. I slike områder må all betong med klorider fjernes og erstattes med ny betong, eller beskyttes ved hjelp av katodisk beskyttelse. Ved installasjon av katodisk beskyttelse gjør man kun en lokal utbedring der det har oppstått sprekker og avskallinger. Deretter påfører man en lavspent strøm på armeringen. Dette medfører at strømmen mater omliggende kloridioner med elektroner i stedet for at de stjeles fra armeringen og medfører armeringskorrosjon. Utenpå eksisterende betongoverflate legges det på et anodesystem i form av nett i ny betong eller ledende maling. Det vil si at eksisterende betongoverflater blir erstattet av en ny overflate som enten er malt eller er påført et nytt betongsjikt. Et katodisk anlegg må være påkoblet i resten av byggets levetid og vedlikeholdes jevnlig.

Områder med store fuktproblemer er vanskeligere å stoppe. En metode er å påføre betongoverflatene en hydrofoberende overflatebehandling. Dette er et fargeløst stoff som avstøter vann. Vannet blir da samlet i perler på overflaten og trenger ikke inn i porene til betongen. Levetiden til en slik behandling er ikke så mange år, 5-10 år slik at behandlingen må gjentas relativt ofte.

Namsos samfunnshus har en betong med dårlige kvalitet. Dette påvirker bæreevne og det har gitt vesentlig skadeomfang over tid. Dette krever en omfattende og kompleks rehabilitering med store kostnader.

4 Statikk – restkapasitet i eksisterende konstruksjoner

I Rapport I ble det påpekt at bærekonstruksjoner ikke nødvendigvis har restkapasitet til å tilfredsstillere nye laster ved en renovering. Dette henger også sammen med reell betongkvalitet.

Kontrollberegninger av dekkekonstruksjon i vestfløy er utført for å få en indikasjon på restkapasitet i konstruktive bygningsdeler. Det foreligger ikke dokumentasjon på eksakte dimensjoner på dekkekonstruksjon, stålqualität i armering eller utført armeringsføring. Betongfasthet er derfor kalkulert ut fra foretatt prøvetaking. Skal kapasitet dokumenteres eksakt, må det tas prøver av betongen i et langt større omfang, for å fastsette betongfasthet lokalt og samtidig må dimensjon for armering og senteravstand dokumenteres.

Ut fra kjente forutsetninger og antakelser, er dekkekonstruksjoner i vestfløy kontrollregnet for påført last i henhold til gjeldende Norsk Standard.

4.1 Restkapasitet – resultat av beregninger

Beregninger gir ikke eksakt svar på hva konstruksjonene tåler, har av restkapasitet, men beregningene viser en tendens. Beregningene gir en indikasjon på at konstruksjonene ikke tilfredsstiller dagens krav til last; nyttelast 3 kN/m² i kontorbygg, snølast 3,2 kN/m² på tak. I tillegg til dette må det påregnes tilleggsbelastning/ økt egenlast ved renovering av bygget, i form av f.eks påstøp for avretting av dekker for å tilfredsstillere toleransekravene til overflate og plan på gulv, økte isolasjonstykkelser, etc.

Ut fra angitte forutsetninger og antakelser, gir kontrollberegningene en klar indikasjon på at kapasiteten i eksisterende konstruksjoner er kraftig underdimensjonert i henhold til dagens krav.

Dette er utdypet i detalj i påfølgende kapitler.

4.1.1 Forutsetninger kapasitetsberegning

Bygningsmassen har byggeår 1959, prosjektert etter den tidens forskriftskrav og standarder med tanke på forutsetninger for belastninger og krav til materialer.

Det er iøynefallende skader i konstruksjonene og bærekonstruksjonenes beskaffenhet må sjekkes for om de tilfredsstiller de krav i henhold til plan og bygningsloven som vil gjelde ved en totalrenovering.

I kjelleretasjen består bærekonstruksjonene av plasstøpte betongvegger. Overbygg med hovedbærelinjer av søyler og bjelker, med etasjeskillere og tak utført i plasstøpt betong.

Som beskrevet i Rapport I; *Levetidsvurdering alternative løsninger*, datert 2020.05.04, er det registrert fuktskader i betongsøyler og bjelker i yttervegger. Det er også i dekker registrert skader enkelte steder pga fuktinntrenging gjennom yttervegg og inn i dekkene. Betongskader i fasadebæring er påpekt. I kjeller er det lokalt skader på bærekonstruksjonen som kan skyldes stedvis svikt i fundamenteringen.

Det påpekes at det ikke er registrert symptomer på svikt i hoved bæresystem ut over dette. Her er det imidlertid risiko for skjulte skader, da mye av bæresystemet ikke er tilgjengelig for visuell inspeksjon.

Viser til kapittel 3 Betongkvalitet og resultater etter prøvetaking og målinger av betongens beskaffenhet. Målingene tyder på at det er en C-betong som er benyttet i konstruksjonene og at kvaliteten varierer en god del. Den store variasjonen i betongfasthet gir oss en svært lav fasthet for gjennomføring av kontroll og etterberegning av bærekonstruksjoner, $f_{ck} = 11,33$ MPa. Hvis man skal ha en mere eksakt fasthet for de ulike bygningsdeler, må det tas prøver lokalt fra disse konstruksjonsdelene for å kartlegge om de har en høyere

betongfasthet enn fasadene hvor prøvene er tatt. Ut fra de indikasjonene vi har per dags dato, anser vi det som sannsynlig at det er samme betong som er benyttet for hele bygget og at variasjonene kan skyldes utstøping på ulike årstider, tilpasninger gjort i betongreseptene med tanke på god utstøping og herdeforløp.

Ved beregninger for bærende konstruksjoner må vi forholde oss til karakteristisk fasthet $f_{ck} = 11,33$ MPa.

Det er ikke fremskaffet dokumentasjon på eksakte dimensjoner på konstruksjoner utover de registreringstegninger som er mottatt. Registeringstegninger er utarbeidet av Arcon Prosjekt AS, mars 2010. Arcon Prosjekt AS har forsøkt fremskaffelse av konstruksjonstegninger fra arkivet til utøvende RIB fra byggetidspunkt, (Frantz G. Mørch), men det har dessverre ikke lyktes.

Grunnlagsdokumenter, gjeldende standarder;

NS-EN1992	Prosjektering betongkonstruksjoner
NS-EN1990:2002+NA:2016 :2	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN1991-1-1:2002+NA2008	Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
NS-EN1991-1-3 :2003+NA:2008	Laster på konstruksjoner, Del 1-3: Snølaster
NS-EN1991-1-4 :2005+NA:2009	Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Vindlaster
NS-EN1991-1-7 :2006+NA:2008	Laster på konstruksjoner, Del 1-7: Ulykkes-laster
NS-EN 13670 :2009+NA:2010	Utførelse av betongkonstruksjoner

Bygget er utført med kamstål. Vanlig kvalitet var KS 40 (400N/mm²).
Betongkvalitet B12 (C15) legges til grunn i beregningene.

4.1.2 Kontroll av dekker i vestfløy

Dekke over 1. etg. antas med tykkelse 150mm. Det antas videre at påført egenvekt utgjør 1,0kN/m², og består av tynn påstøp. Himling og noe tekniske installasjoner.

Minimumsarmering i hht NS3473 (gyldig fra 1975) er 120mm²/m, f.eks. Ø8 c/c 300mm. Vi har ingen opplysninger om hvordan dekket er armert, og må derfor anta at minimumsarmering er utført.

Dekket er fritt opplagt over 2 spenn á 3600mm.

Med disse forutsetninger tåler dekket under 1kN/m² i nyttelast. Dagens krav i kontorbygg er 3kN/m².

Tak over vestfløy har spennvidde 6000mm, og antas ellers å ha samme tykkelse og betongkvalitet som dekke i etasjeskille. Dagens krav til snølast i Namsos er 3,2kN/m², og det antas påført egenlast 0,5kN/m², som er isolasjon og tekking samt himling og tekniske installasjoner.

Nødvendig armering under disse forutsetninger er Ø10 c/c 160mm i underkant i ytterfelt og Ø10 c/c 150mm i overkant. Hvor stor armeringsmengde som er lagt inn har vi ikke noen antakelse om, men det anses som usannsynlig at nevnte armering er utført i eksisterende dekkekonstruksjon.

Hvor store snølaster en bygning er prosjektert for å tåle, har variert gjennom årene. Bygninger som er bygget etter eldre standarder, er generelt bygget for å tåle lavere snølaster. Det har i standarder vært forutsatt at bygninger skal måkes ved høye snølaster. For bygninger oppsatt mellom 1949 og 1969, kan vi gå ut fra at kritisk snølast for takkonstruksjon er gitt til 1,5kN/m² tak. Det er et konservativt anslag, men meget sannsynlig. (Ref. Standard Norge)

Dette gir ikke et eksakt svar på om konstruksjonene lokalt har kapasitet til å tåle dagens lastkrav, men det gir en indikasjon på at de ikke gjør det. Skal det kontrolleres eksakt for kritiske konstruksjonsdeler, må det tas prøver av betongen for å fastsette betongfasthet lokalt og dokumenteres armeringsmengde.

4.1.3 Betongskaders innvirkning på bæreevne

Restkapasitet i betongen er beregnet basert på noen få stikkprøver med «god betong» og forutsatt intakt armering. Den enkelte konstruksjons bæreevne påvirkes også vesentlig av tilstand på armering pga korrosjon, samt betongens skadeomfang; forvitring, frostskafer, utsprenging, riss/sprekker etc.

I tillegg til dokumentert dårlig betongkvalitet, er det påvist både armeringskorrosjon og andre betongskader, så det må påregnes omfattende betongrehabilitering og sannsynligvis forsterkning av konstruksjoner for å oppnå tilstrekkelig kapasitet.

4.1.4 Bæresystem og fundament

I kapittel 2 om fundament er refundamentering, komplettering av nye pelepunkt og evt forsterkning/omstrukturering av bæresystem nevnt som mulige tiltak for å sikre tilstrekkelig kapasitet i fundamentet/peler.

En endret bærestruktur vanskeliggjør både prosjektering og utførelse, da konstruksjonenes forutsetning for dimensjonering endres. Betongens kvalitet og påviste bæreevne gjør dette enda mer komplisert. Forsterkning og endring av konstruksjoner må nødvendigvis skje inne i et lukket bygg, det setter vesentlige begrensninger med tanke på muligheter for utførelse. Dette er momenter som man må ta med seg i en videre vurdering av eventuell renovering.

Konstruktiv forsterkning av dekker og bjelker ved bruk av karbonfiber kan være en mulighet som må undersøkes hvis rehabilitering er et alternativ. Metoden er ofte benyttet for momentforsterkning av dekkespenn og bjelkespenn. Det forutsetter selvfølgelig at forholdene ligger til rette og det kreves blant annet at underlaget det limes mot er plant og slipt ned til betongens tilslag. I nåværende fase, vurdering av muligheter, er det vanskelig å fastslå at bruk av karbonfiber kan forsterke konstruksjonene på en slik måte at de tilfredsstiller de krav som foreligger.

5 Økonomi

Rapport I omfattet kalkyler for ulike alternative løsninger for Namsos samfunnshus. Namsos kommune har i mandat til denne rapporten bedt om kalkyler for følgende alternativ:

- a) Totalrenovering eksisterende bygg
- b) Totalrenovering vestfløy + rive midt/øst; erstatte med tilbygg
- c) Rive eksisterende bygg, erstatte med nybygg

5.1 Totalrenovere eksisterende bygg

Eksisterende bygningsmasse totalrenoveres i sin helhet, omtrent 5 200 m² BTA. For å sammenligne alternativene mest «rettferdig» er det beregnet leieinntekt for «overskuddsareal» i forhold til de øvrige alternativene, men man må ta høyde for at kommunen må svare for et større bruttoareal. Et realistisk utleieareal er satt til 1 500 m².

5.2 Totalrenovering vestfløy + rive midt/øst; erstatte med tilbygg

Vestfløyen totalrenoveres, mens resten av bygningsmassen rives og erstattes med nybygg. Det er forutsatt likt totalt nettoareal som for nybygg, men for å hensynta normalt bedre arealeffektivitet i nybygg, er det benyttet en høyere B/N-faktor i eksisterende bygg.

5.3 Rive eksisterende bygg, erstatte med nybygg

Eksisterende bygningsmasse rives og erstattes med nybygg. Arealbehov er 3 000 m² BTA.

5.4 Kalkyler

Forutsetninger for kalkylene er lik som i Rapport I. Resultat fra Rapport II (denne rapporten) har gitt grunnlag for justering av kostandspostene for betongrehabilitering, tiltak bærekapasitet og refundering, men det er fortsatt stor usikkerhet i dette.

Det er viktig å merke seg at alternativ a) med totalrenovering av eksisterende bygg har et langt større areal enn de andre alternativene, noe som naturlig nok gir høyere tall for investering.

For å kompensere for ulikt areal i årskostnadsberegning, er det lagt inn leieinntekt for overskuddsareal i alternativ a), satt til 1 500 kr/m². Leiepris er satt iht. kommunens egne erfaringstall. Dette gir et mer reelt sammenligningsgrunnlag for alternativene, der arealforskjell fanges opp til en viss grad.

Det er viktig å merke seg at kalkylene også tar høyde for høy standard i materialvalg og løsninger og at kostnader for inventar, utomhusanlegg og alle forventede påslag for et rådhus er inkludert. Dette gir en høy m²-pris.

Årskostnad gir et bilde på totalkostnad, fordelt pr år i analyseperioden.

Tabell 4 viser resultat av investeringsbehov og levetidskostnader for alternativene.

Det bemerkes at kalkyle er beheftet med store usikkerheter.

Tabell 4: Investeringer og LCC-opstilling

	Alternativ a)	Alternativ b)	Alternativ c)
Investeringsbehov [MNOK inkl. mva]	285	190	177
Spesifikt investeringsbehov [NOK/m ² inkl. mva]	54 800	60 900	59 000
Forutsetninger for LCC-kalkyle			
Bruttoareal [m ²]	5 200	3 115	3 000
Levetid [år]	40	40 renov/60 nybygg	60
Analyseperiode [år]	40	40	40
Restverdi [NOK inkl. mva]	0	45 000 000	60 000 000
Levetidskostnader [kr/år]			
1 Investerings- /prosjektkostnader	13 760 000	8 950 000	8 320 000
2 Forvaltningskostnader	320 000	200 000	190 000
3 Drift- og vedlikeholds- kostnader	1 280 000	790 000	760 000
4 Utskifting- og utviklingskostnader	1 770 000	1 120 000	1 070 000
5 Forsyningskostnader	960 000	550 000	520 000
6 Renholdkostnader	1 220 000	730 000	700 000
7 Service-/støttekostnad til kjernevirksomheten	0	0	0
8 Virksomhetsspesifikke kostnader (leiekostnader)	0	0	0
9 Verdi- og inntektselementer (restverdi)	-2 250 000	-470 000	-630 000
SUM årskostnad	17 060 000	11 860 000	10 920 000

Tabell viser at alternativ a) med totalrenovering av eksisterende bygg får en vesentlig høyere investering enn de andre alternativene, estimert til 285 MNOK. Dette er 50 % høyere enn alternativ b). Det er vel og merket med et vesentlig større areal. Samlet årskostnad er kalkulert til 17 MNOK/år, som er ca 43 % høyere enn b).

Kostnadspost 9 er fratrukket for leieinntekt for alternativ a), mens det for b) og c) er restverdi i nybygg etter analyseperioden (40 år), beregnet om til årlig redusert kapitalkostnad.

Alternativet med nybygg gir lavest investeringskostnad (177 MNOK) og årskostnad (11 MNOK/år). Det er likevel relativt likt som alternativet med renovering av vestfløy + tilbygg, med investeringskostnad på 190 MNOK og årskostnad 12 MNOK/år.

6 Oppsummering

Forhold rundt fundamentering, betongkvalitet og restkapasitet i bærekonstruksjoner påpekt i Rapport I, er underbygget med prøvetaking og beregninger i denne rapporten, Rapport II.

Tilstand fundamentpeler er sjekket av Arcon prosjekt AS som konkluderer med at de er delvis i god stand, men har delvis for liten restkapasitet for nye 50 år. Arcons konklusjon er at det er vesentlig usikkerhet mht fundamenteringen, der byggherre må bære all risiko ved en renovering. Basert på stikkprøver, ser det ut til at peler under kontorfløy har manglende restkapasitet. Påviste setningsskader og større dybde til fjell viser også utfordringene i denne delen av bygningsmassen. Stikkprøver representerer 6 av 320 peler, dvs mindre enn 2 % av pelene, så påvist kapasitetsproblematikk, usikkerhet og risiko i Norconsults Rapport I, er dokumentert av Arcon.

Resultat av prøvetaking av betongkvalitet, dokumenterer beskrevet tilstand og medvirkende årsaker til betongskader i Rapport I. Betongens kvalitet har betydelige svakheter: høy porøsitet, høy fukttransport/-gjennomtrenging, lav trykkfasthet og redusert bæreevne, samt innebygde klorider og karbonatisert betong med miljø for rask utvikling av armeringskorrosjon og generelt store variasjoner i kvalitet i konstruksjonen.

Statiske beregninger av dekkekonstruksjon gir en indikasjon på at konstruksjonene ikke tilfredsstillers dagens krav til last; nyttelast 3 kN/m² i kontorbygg, snølast 3,2 kN/m² på tak. I tillegg vil man få økt egenlast ved rehabilitering av konstruksjoner, noe som også påvirker dette. Ut fra de forutsetninger og antakelser som ligger til grunn per i dag, gir kontrollberegningene en klar indikasjon på at kapasiteten i eksisterende konstruksjoner er kraftig underdimensjonert i henhold til dagens krav.

Kalkyler viser at totalrenovering av eksisterende samfunnshus vil ha høyest investeringskostnad og høyest årskostnad. De to andre alternativene er relativt like både på investering og årskostnad. Totalrenovering av eksisterende samfunnshus har imidlertid et større areal enn det som er lagt til grunn for de to andre alternativene, så dette er også et strategisk valg mht areal.

Denne rapporten underbygger konklusjon i Rapport I. Hele bygningsmassen har mye av de samme vurderingene, men spesielt framstår kontorfløy som mest kritisk:

- Teknisk tilstand generelt
- Betongskader og dokumentert dårlig betongkvalitet; sannsynlig stort omfang skjulte skader
- Manglende restkapasitet i bærekonstruksjoner
- Setningsskader
- Usikker og delvis manglende restkapasitet i fundament/peler
- Vesentlige/alvorlige avvik mht egnethet og byggets tilpasningsdyktighet som moderne kontor- og publikumsbygg

Det er fullt mulig å renovere Namsos samfunnshus, og selv om det sannsynligvis blir teknisk komplisert og kostbart, må dette, sett ut fra hensyn til bevaring som kulturhistorisk verdi og del av gjenreisingsbyen, vurderes på skikkelig vis. Imidlertid må man da være klar over teknisk og økonomisk risiko og hvilke svakheter og usikkerhetsmomenter man går inn i.

7 Vedlegg

7.1 Prøverapport Sintef

Prøvingsrapport

Prøving av utboret betong fra Namsos samfunnshus

Betonglaboratoriet

Prosjektleder/forfatter(e):

Ola Skjølvold

Dato:

2020-09-23

Oppdragsgiver(e):

Norconsult
Kongens gt 27
7713 Steinkjer

Oppdragsgivers referanse:

Roald Stakset

Prosjektnummer:

102003039-280

Antall sider og vedlegg:

2 + 0 vedlegg

Sammendrag:

SINTEF mottok 2020-08-26 10 stk borkjerner med diameter 73 mm og lengde 110-160 mm. Prøvene var merket henholdsvis "FS-P", "FS-1", "FS-2", "FS-3", "FS-4", "K-P", "K-1", "K-2", "K-3" og "K-4". Videre mottok vi 6 støvprøver merket henholdsvis "FS-20", "FS-40", "FS-60", "K-20", "K-40" og "K-60". Alle prøvene er uttatt uten SINTEFs medvirkning.

For borkjernene mrk "FS-P" og "K-P" ble det tildannet 20 mm tykke skiver for bestemmelse av porøsitet.

For hver av de øvrige borkjernene ble det tildannet ett prøvestykke (sylinder) for bestemmelse av densitet og trykkfæsthed.

De innsendte støvprøvene ble analysert med hensyn på totalt kloridinnhold.

Prøvingen ble utført i perioden 2020-09-04--21. Alle resultater er gjengitt på side 2.

Utstys ID	B-181, B-62, B-258, B-347
------------------	---------------------------

Prosjektleder/forfatter:

Ola Skjølvold

Kontrollert av:

Marit Haugen

Rapportnr:

3039-280

Gradering:

Fortrolig

1 Prøving

1.1 Kloridanalyser

Seks innsendte støvprøver ble analysert med hensyn på totalt kloridinnhold (Cl⁻). Kloridinnholdet ble bestemt ved oppløsning i syre og titrering med Metrom automatisk titrator og sølvelektrode i henhold til SINTEFs interne prosedyre. Analysen ble utført 2020-09-16.

Tabell 1 Kloridinnhold i støvprøver

Prøve mrk	FS-20	FS-40	FS-60	K-20	K-40	K-60
Kloridinnhold; % Cl ⁻ av tørr betongvekt	0,009	0,005	0,005	0,042	0,060	0,102

1.2 Porøsitet

To borkjerner ble benyttet til bestemmelse av porøsitet. Det ble tildannet 2 stk 20 mm tykke skiver fra kjerne mrk "FS-P" og 4 stk 20 mm tykke skiver fra kjerne mrk "K-P". Skivene ble

- tørket i 7 døgn ved 105 grader før veiing
- neddykket i 7 døgn i vann før veiing i luft og vann
- neddykket i vann ved 50 atm i 3 døgn før veiing

På grunnlag av registrerte vekter er det foretatt beregning av sugporøsitet (kapillær porøsitet), makroporøsitet (luftinnhold), sugmettet densitet og tørr densitet. Prøvingen ble utført i perioden 2020-09-04--09-21.

Tabell 2 Porøsitet

Borkjerne mrk	FS-P			K-P				
	1	2	Middel	1	2	3	4	Middel
Skive nr								
Sugporøsitet, vol%	15,6	16,1	15,9	17,7	19,7	18,8	18,3	18,6
Makroporøsitet, vol%	4,0	4,3	4,2	3,9	3,2	3,5	3,6	3,6
PF-verdi (makro-/sugporøsitet)	0,21	0,21	0,21	0,18	0,14	0,16	0,17	0,16
Sugmettet densitet, kg/m ³	2350	2330	2340	2320	2310	2310	2320	2320
Tørr densitet, kg/m ³	2190	2170	2180	2140	2110	2120	2130	2130

1.3 Trykkfasthet

Åtte borkjerner ble brukt til bestemmelse av densitet og trykkfasthet i henhold til henholdsvis NS-EN 12390-7 og NS-EN 12390-3. Fra hver kjerne ble det ved saging og plansliping tildannet ett prøvestykke (sylinder med så stor høyde som mulig). Trykkprøvingen ble utført 2020-09-07 etter 3 døgns forutgående vannlagring.

Tabell 3 Trykkfasthet

Borkjerne mrk	FS-1	FS-2	FS-3	FS-4	Middel	K-1	K-2	K-3	K-4	Middel
Høyde etter plansliping, mm	99	104	76	82	-	103	93	98	124	-
Densitet, kg/m ³	2300	2290	2280	2260	2280	2190	2240	2270	2270	2240
Trykkfasthet, MPa	Målt	13,5	16,2	26,0	18,0	-	18,0	20,3	21,8	18,8
	Omregnet*	12,7	15,2	22,9	16,2	16,8	16,9	18,9	20,5	18,2

*Omregnet i henhold til NS 3465:2003 til fasthet for sylinder med høyde/diameterforhold lik 2