

# Teknologirapport nr. 2422

## GJENBRUKSPROSJEKTET

Prosjektrapport nr 11:

**Gjenbruk av knust betong i  
vegbygging  
Mekaniske egenskaper og  
testmetoder**



Desember 2005

Teknologiavdelingen

## GJENBRUKSPROSJEKTET

Prosjektrapport nr 11:

### Gjenbruk av knust betong i vegbygging Mekaniske egenskaper og testmetoder



#### Sammendrag

Rapporten inngår i en serie rapporter fra Gjenbruksprosjektet 2002-2005 (etatsprosjekt).

**Delprosjekt 3 "Gjenbruk av betong"** (DP3) som denne rapporten tilhører, har som overordnet målsetting å formulere et forslag til anvendbare retningslinjer for bruk av resirkulert tilslag (knust betong og tegl) til vegformål og på denne måten gjøre det enklere for bestiller å ta i bruk materialet. Som ledd i dette må det skaffes en del data om det resirkulerte tilslaget, og om konstruksjoner hvor slik tilslag er benyttet.

Arbeidet med å se på og vurdere mekaniske egenskaper og testmetoder for knust betong (Gjb) har omfattet både litteraturstudium, erfaringsinnsamling, laboratorieundersøkelser og feltforsøk.

I denne rapporten er det gjort en oppsummering vedrørende bruk av ubundet knust betong i vegbygging med fokus på mekaniske (styrkemessige) egenskaper. I tillegg til de forsøkene som har vært definert under Gjenbruksprosjektet er det også sett på resultatene fra noen andre prosjekter med gjenbruksbetong fra senere tid (St Olavs Hospital, Fornebu, RESIBA).

Rapporten omhandler erfaringer vedrørende materialproduksjon og anleggsteknisk utførelse, hvilke metoder som anbefales ved undersøkelser/verifisering av funksjonelle egenskaper samt resultater fra utførte laboratorie- og feltforsøk med overslag over forventede styrke- og stabilitetsegenskaper. Avslutningsvis er gjengitt beskrivelsene av og kravene til gjenbruksbetong som de nå framstår i den nye utgaven av Håndbok 018 Vegbygging (2005).

*Emneord:* Gjenbruk, betong, vegbygging, mekaniske egenskaper, bæreevne

*Kontor:* Veg- og trafikkfaglig senter i Trondheim

*Saksbehandler:* Geir Berntsen, Gordana Petkovic

*Dato:* Desember 2005

Statens vegvesen, Vegdirektoratet  
Teknologiavdelingen

Postboks 8142 Dep, 0033 Oslo  
Telefon: 22 07 35 00 Telefax: 22 07 38 66

## Forord

**Statens vegvesens Gjenbruksprosjekt** er ett av fem etatsprosjekter i perioden 2002 - 2005. Prosjektet ble startet på Vegteknisk avdeling i Vegdirektoratet. Fra og med 2003 tilhører prosjektet Teknologivdelingen, Veg- og trafikkfaglig senter i Trondheim. I tillegg til fagpersoner i Statens vegvesen, består både Prosjektrådet og arbeidsgrupper av ressurspersoner fra BA-næringen, forskningsmiljøer og administrative instanser.

Prosjektets overordnede mål er å *tilrettelegge* for gjenbruk. Dette skal gjøres ved å:

- øke kunnskapen om materialenes tekniske og miljømessige egenskaper
- implementere kunnskap underveis ved utførelser i Vegvesenets regi
- vurdere muligheter for ressursvennlig prosjektering
- studere økonomiske sider ved anvendelsen av resirkulerte materialer
- gjennomgå relevant regelverk, revidere eller supplere Vegvesenets håndbøker og veiledninger

Statens vegvesens Gjenbruksprosjekt består av åtte delprosjekter:

- DP 1 Avfallshåndtering
- DP 2 Miljøpåvirkning
- DP 3 Gjenbruk av betong
- DP 4 Gjenbruk av asfalt
- DP 5 Lette fyllmasser og isolasjonsmaterialer
- DP 6 Gjenbruksvegen
- DP 7 Prosjektering, økonomi og administrative forhold
- DP 8 Nye ideer, materialer og tiltak

Gjenbruksprosjektet ledes av Gordana Petkovic, Vegdirektoratet.

**Delprosjekt 3 "Gjenbruk av betong"** (DP3) som denne rapporten tilhører, har som overordnet målsetting å formulere et forslag til anvendbare retningslinjer for bruk av resirkulert tilslag (knust betong og tegl) til vegformål og på denne måten gjøre det enklere for bestiller å ta i bruk materialet. Som ledd i dette må det skaffes en del data om det resirkulerte tilslaget, og om konstruksjoner hvor slik tilslag er benyttet.

Se vedlegg 4 for mer informasjon om delprosjektet. DP3 ledes av Geir Berntsen, Vegdirektoratet.

Denne rapporten er utarbeidet av Joralf Aurstad, SINTEF /nå Statens vegvesen.

## Innholdsfortegnelse

<b>1</b>	<b>INNLEDNING</b> .....	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>UTFØRTE FORSØK MED UBUNDET KNUST BETONG (GJB) I NORGE</b> .....	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>PRAKTISKE HENSYN VED UTLEGGING AV GJENBRUKSBETONG</b> .....	<b>7</b>
3.1	GENERELT .....	7
3.2	HÅNDTERING .....	7
3.3	VANNINNHold OG KOMPRIMERING .....	8
3.4	UTSTYR.....	8
3.5	KOMPRIMERINGSKONTROLL .....	8
3.6	GEOMETRISK KONTROLL .....	9
<b>4</b>	<b>GENERELT OM TESTING AV GRANULÆRE GJENBRUKSMATERIALER</b> .....	<b>10</b>
<b>5</b>	<b>MEKANISK TESTING AV GJENBRUKSBETONG, NORSKE RESULTATER</b> .....	<b>11</b>
5.1	KORNDENSITET OG VANNABSORPSJON .....	11
5.2	OPTIMALT VANNINNHold .....	12
5.3	MEKANISK STYRKE; FALLPRØVE OG LOS ANGELES.....	13
5.4	MEKANISK STYRKE; NEDKNUSING I GYRATORISK KOMPAKTOR.....	15
5.5	SKJÆRSTYRKE; CBR.....	16
5.6	FUNKSJONELLE STYRKEEGENSKAPER; LITEN TREAKS.....	18
5.7	FUNKSJONELLE STYRKEEGENSKAPER; STOR TREAKS.....	21
<b>6</b>	<b>OPPFØLGING I FELT, NORSKE RESULTATER</b> .....	<b>25</b>
6.1	ST. OLAVS HOSPITAL .....	25
6.1.1	<i>P-plassen</i> .....	25
6.1.2	<i>Harald Hardrådes gt.</i> .....	29
6.2	FORNEBUPROSJEKTET .....	30
6.3	GJENBRUKSPROSJEKTET .....	34
<b>7</b>	<b>GJELDENE KRAV TIL GJENBRUKSBETONG</b> .....	<b>37</b>
7.1	SVENSKE KRAV .....	37
7.1.1	<i>Materialkrav</i> .....	37
7.1.2	<i>Kontrollomfang (utgangsmaterialer)</i> .....	39
7.2	DANSKE KRAV .....	39
7.2.1	<i>Materialkrav</i> .....	39
7.2.2	<i>Kontrollomfang (utgangsmaterialer)</i> .....	41
7.3	NORSKE KRAV .....	41
7.3.1	<i>Materialsammensetning</i> .....	41
7.3.2	<i>Bruk i forsterkningslag</i> .....	43
7.3.3	<i>Bruk i bærelag</i> .....	44
<b>8</b>	<b>KONKLUSJONER OG TEMA FOR VIDERE ARBEID</b> .....	<b>45</b>
<b>9</b>	<b>REFERANSER</b> .....	<b>47</b>

## 1 Innledning

Arbeidet med gjenbruk av knust betong (Gjb) innenfor Gjenbruksprosjektet har omfattet både et litteraturstudium, erfaringsinnsamling, laboratorieundersøkelser og feltforsøk.

I denne rapporten er det gjort en oppsummering vedrørende bruk av ubundet knust betong i vegbygging med fokus på mekaniske (styrkemessige) egenskaper. I tillegg til de forsøkene som har vært definert under Gjenbruksprosjektet er det også sett på resultatene fra noen andre prosjekter med gjenbruksbetong fra senere tid (St Olavs Hospital, Fornebu, RESIBA).

Rapporten omhandler erfaringer vedrørende materialproduksjon og anleggsteknisk utførelse, hvilke metoder som anbefales ved undersøkelser/verifisering av funksjonelle egenskaper samt resultater fra utførte laboratorie- og feltforsøk med overslag over forventede styrke- og stabilitetsegenskaper. Avslutningsvis er gjengitt beskrivelsene av og kravene til gjenbruksbetong som de nå framstår i den nye utgaven av Håndbok 018 Vegbygging (2005)<sup>1</sup> samt forslag til endringer.

## 2 Utførte forsøk med ubundet knust betong (Gjb) i Norge

En oversikt over nyere norske prosjekter med gjenbruksbetong hvor materialegenskapene har blitt dokumentert er vist i Tabell 1. Alle disse materialene er brukt i trafikkerte veger/overbygninger ute. Dermed kan laboratorieresultatene sammenholdes med målinger og erfaringer fra felt, noe som er helt nødvendig for å kunne gi generelle råd om bruk, sette opp kravspesifikasjoner osv (jfr. kapittel 7).

Tabell 1: Feltforsøk med ubundet gjenbruksbetong med samtidig utprøving i laboratorium

	Anlagt	Utlagt fraksjon	Brukt som	Opphav
<i>St Olavs Hospital:</i>				
P-plass	1999	Gjb 0/60 0/25 <sup>1</sup>	Bærelag midlertidig P-plass	Blandet masse (gamle hus) <sup>1</sup>
H. Hardrådes gt	2001	Gjb 0/60	Forst.lag/nedre bærelag	Ren ferdigbetong (rester)
<i>Fornebuprojektet:</i>				
Forsøksveg	1999	Gjb 0/40	Forst.lag/nedre bærelag på intern transportveg	Gammel konstruksjonsbetong (sandsilo)
		Gjb+Ak 0/40 <sup>2</sup>		
<i>Gjenbruksprosjektet:</i>				
E6 Melhus	2003	Gjb 0/100	Forsterkningslag (ny veg)	Ny elementbetong, vraket fra fabrikk
		Gjb 20/100	Forsterkningslag (ny veg)	
E6 Klemetsrud	2004	Gjb 20/120	Forsterkningslag (forsøksfelt)	Gammelt vegdekke
		Gjb+Ak 20/120 <sup>2</sup>	Forsterkningslag (forsøksfelt)	Gammelt vegdekke

<sup>1</sup> Blandingsmaterialet ved St Olav inneholdt ca 20 vekt-% tegl

<sup>2</sup> Blandingsmaterialene på Fornebu og Klemetsrud inneholdt begge 50 % Gjb og 50 % knust asfalt (Ak)

Forsøks-/demonstrasjonsparsellene i RESIBA-prosjektet har i første rekke dokumentert feltegenskaper (gjennom platebelastningsforsøk etc) og i mindre grad omfattet laboratorieforsøk. Disse er derfor utelatt i denne sammenheng.

## 3 Praktiske hensyn ved utlegging av gjenbruksbetong

### 3.1 Generelt

Håndbok 018 Vegbygging (2005) har som nevnt innført gjenbruksbetong som et alternativ til bruk i både forsterkningslag og bærelag. Inntil nylig har vi hatt lite erfaringer med bruk av slike og andre alternative gjenbruksmaterialer i norsk vegbygging. For anbefalinger om utførelse og komprimering, hvilke hensyn som må/bør tas ved materialbehandling osv har vi derfor funnet det riktig og viktig også å støtte oss på andre lands erfaringer<sup>2</sup>.

Sverige og Danmark har satt opp relativt klare krav/anbefalinger for selve materialene<sup>3,4</sup>. Men når det gjelder den praktiske utførelsen av forsterknings- og/eller bærelag med knust betong er både disse og andre veiledninger langt mindre konkrete. Valg av utstyr, metoder osv er ofte helt og holdent opp til den enkelte entreprenør. For den som ikke har erfaringer med disse materialene kan det dermed bli vanskelig å vite hvordan man skal sikre et best mulig resultat.

De svenske retningslinjene stiller følgende betingelser til anvendelse av gjenbruksbetong:

- Knust betong kan brukes som ”skyddslager”, forsterkningslag og som bærelag på gang- og sykkelveger.
- Knust betong tillates ikke som bærelag på veg på grunn av fare for nedknusing og ømfintlighet for saltpåvirkning.
- Når knust betong benyttes skal laget overdekkes med et tett, bundet lag for å motvirke eventuell inntrengning av saltvann.
- For å nyttiggjøre seg herdeeffekt og bæreevnetilvekst bør lagtykkelsen være over 150 mm.
- Knust betong bør unngås i neddykkede forhold eller hvor det kan være stor vanngjennomstrømming o l.

De danske retningslinjene tillater knust betong og tegl som ubundet bærelag på vegger, anvendelsen er noe bestemt av materialkvaliteten.

For mer detaljer om de svenske og danske bruksområdene, se kapittel 7.

Det er i de følgende punkter påpekt noen spesielle hensyn som må tas ved bruk av gjenbruksbetong sammenlignet med de vanligste naturmaterialene.

### 3.2 Håndtering

Ved håndtering av knust betong må/bør man ta hensyn til at materialene som regel har lavere mekanisk styrke (økt fare for nedknusing) og høy porøsitet (stor vannabsorpsjon).

For øvrig behøver ikke materialbehandlingen ved mottakssted eller på veg skille seg så mye fra håndtering av grus eller knust fjell. Samme utleggingsteknikker og komprimeringsutstyr kan stort sett benyttes, men da altså med økt aktsomhet:

- Materialene skal lastes, transporteres og losses på en slik måte at forurensning og skadelige separasjoner unngås.
- Utlegging skal foregå med metoder som hindrer skadelig separasjon og sikrer en ensartet fordeling av materialene.
- Det anbefales ikke å legge ut for tykke lag om gangen, større prosjekterte tykkelser bør deles opp og legges ut i flere lag (avhengig av komprimeringsutstyr).
- Anleggstrafikk på utlagt knust betong bør unngås så langt som mulig (gjelder spesielt bærelag).

### 3.3 Vanninnhold og komprimering

Vanninnholdet har meget stor betydning for komprimerbarheten. Optimalt vanninnhold er vesentlig høyere hos knust betong enn hos tradisjonelle grusmaterialer på grunn av materialets høye porøsitet. Ofte vil  $w_{opt}$  (relatert til Proctor test) ligge i størrelsesorden 11-12 %.

Tørr betong knuses lettere ned enn våt betong. Også av hensyn til nedknusingen bør man derfor unngå å bygge inn tørt material, selv om komprimeringskravene isolert sett kan oppfylles også da.

Av hensyn til absorpsjonen (mye vann vil trekkes inn i materialet) bør man tilstrebe vanning i god tid før komprimering for å sikre tilstrekkelig fritt vann som ”smøring” mellom kornene. Som en pekepinn angir <sup>4</sup> at for å øke vanninnholdet med 1 % kreves tilsetning av ca 20 l vann pr m<sup>3</sup> material.

### 3.4 Utstyr

I de svenske beskrivelsene er følgende angitt vedrørende komprimeringsutstyr:

- For både bærelag og forsterkningslag skal det brukes vibrerende eller oscillerende vals med linjelast ikke over 45 kN/m.
- Det skal komprimeres med en hastighet i intervallet 2,5 – 4,0 km/h.
- Tillatt lagtykkelse avhenger av størrelsen på vals, vanninnhold og antall overfarer. Med største vals (linjelast > 35 kN/m) kan forsterkningslag legges med tykkelse 50 cm og bærelag med 25 cm (forutsatt 6 overfarer og  $w > 7\%$ ). For mindre valser reduseres tillatt lagtykkelse slik at man ved bruk av vals med linjelast > 15 kN/m kan legge ut henholdsvis 25 cm (forsterkningslag) og 8 cm (bærelag), gitt samme antall overfarer og samme vanninnhold.

I de danske rapportene er det ikke framhevet spesielle metoder og utstyr for utlegging og komprimering av knust betong. Men noen generelle råd er angitt:

- ”Det er viktig at man søker å oppnå tilfredsstillende komprimering ved bruk av minst mulig energi og uten unødig nedknusing av materialet under komprimeringsarbeidet. Under komprimering er det viktig at komprimeringsutstyret er tilpasset material og lagtykkelse slik at laget er ferdigkomprimert med færrest mulige overfarer”. Her er lagtykkelsen av betydning, jfr. pkt 3.2.
- Komprimeringen skal utføres med utstyr som gir en ensartet komprimering i hele bærelagets tykkelse. Komprimeringen skal utføres umiddelbart etter utleggingen og med tilnærmet optimalt vanninnhold.
- Bruk av tungt vibrasjonsmateriell med liten frekvens og stor amplitude anbefales.

Ut fra norske erfaringer har vi ikke grunnlag for å anbefale/spesifisere spesielle utstyrskombinasjoner. Utlegging både med doser (Melhus) og veggøvel (Fornebu) har fungert bra, for øvrig har man i de norske prosjektene lagt seg på følgende generelle anbefalinger for å sikre ”skånsom” behandling:

- Minst mulig kjøring under utlegging
- Maksimalt 20 cm pr lag
- Rikelig vanning (i god tid) før og under komprimeringen
- ”Forsiktig” valsing; god dybdevirkning og begrenset antall overfarer
- Unngå unødig anleggstrafikk etterpå

### 3.5 Komprimeringskontroll

Etter danske retningslinjer skal referanseverdien for komprimeringskontroll bestemmes på bakgrunn av DS/EN 13286-5. Dette er en prosedyre med tung (86 kg) vibrobordinnstamping av vannmettet material i store prøvesylindere (14 liter). Forsøket hevdes å samsvare godt med komprimering i felt. Forsøket kjøres på material < 80 mm.

Vi har ingen erfaringer med denne metoden i Norge. Vårt alternativ vil normalt være Modifisert Proctor (14.462 i Håndbok 014). Denne metoden er imidlertid fra de fleste fagmiljøer vurdert som lite egnet for alternative materialer. I tillegg kommer begrensningene knyttet til materialstørrelse ( $d_{max}$ ). Håndbok 014 angir at Proctormetoden er uegnet hvis mer enn 30 % av materialet er større enn 19 mm. Gitt at det aktuelle materialet har en 0-fraksjon bør man likevel vurdere å utføre Proctorforsøk også på grov gjenbruksbetong, men da på ”0-19 delen” av materialet. Dette for å få en indikasjon på hvor høyt det optimale vanninnholdet vil være.

I felt baserer danskene seg på Isotopmetoden for komprimeringskontroll. Her er visstnok erfaringene gode, det finnes rutiner for korreksjon av vanninnhold (både fritt og kjemisk bundet), statistisk opplegg for å velge riktig måleomfang m.m.

Vi har så langt ikke opparbeidet oss tilsvarende erfaringer med bruk av isotopmålere på knust betong i Norge. Metoden ble brukt på P-plassen på St Olavs Hospital, med varierende resultater. ”Endelig” densitet i felt ble både der og på Melhus bestemt ved oppgraving/ sandvolumeter.

Platebelastning kan også være aktuelt til komprimeringskontroll på grove materialer, dette ble forsøkt både på St Olavs Hospital, Fornebu og Melhus. Erfaringene er også her at resultatene blir litt ujevne, bl. a på grunn av materialene ikke er homogene. Metoden virker også å være en del operatørvhengig.

Håndbok 018 angir i kapittel 520 noen veiledende kombinasjoner av størrelse på vals og antall valseoverfarter<sup>1</sup>. Der beskrives også hvordan man utarbeider valseprogram for et bestemt utstyr på et kontrollfelt. Kravene settes på basis av nivellement eller platebelastningsforsøk.

### **3.6 Geometrisk kontroll**

Kontroll av geometri, jevnhet og lagtykkelser for utlagt gjenbruksbetong utføres på normal måte som beskrevet i Håndbok 018 (samme som for standard overbygninger med pukk).



## 4 Generelt om testing av granulære gjenbruksmaterialer

Et ankepunkt mot mange mekaniske testmetoder er at de er begrenset til én (smal) testfraksjon. Da gjenbruksmaterialer gjerne er sammensatte/ikke-homogene materialer er det et åpent spørsmål hvor godt dette representerer materialet som helhet. Flere rapporter påpeker at metoder hvor materialet testes gjennom de enkelte partikler er lite egnet for et ikke-homogent material som knust betong. Hvis materialet i tillegg må gjennomgå flere knusetrinn for å få fram testfraksjonene blir resultatene enda vanskeligere å vurdere.

For klassifisering og kvalitetsvurdering vil det beste være å komme fram til metoder hvor man tester det ferdige produktet i sin helhet. Ser man f eks på rapporterte treksforsøk på knuste betongmaterialer oppviser disse gjerne minst like gode stivhetsegenskaper som standard tilslag, mens tradisjonelle mekaniske testmetoder underkjenner materialene.

EU-prosjektet ALT-MAT 1998-2000 (Alternative materials in road construction) er det største prosjektet som har blitt kjørt på alternative overbygningsmaterialer. Følgende punkter ble satt opp vedrørende mekanisk testing etter at resultatene fra det prosjektet var evaluert:

- Funksjonsrelaterte testmetoder må tas i bruk. Dagens testmetoder fanger bare opp deler av egenskapene, med den følge at noe neglisjeres og noe overestimeres. For å få et mer fullstendig bilde må hele lagpakken testes som en helhet.
- Testmetoder for aldring og langtidsstabilitet må utvikles. Enkelte alternative materialer kan gjennomgå kjemiske forandringer og endre egenskaper over tid ute på vegen som igjen kan føre til skader.
- Metode(r) for mekanisk testing som ikke inneholder sikteprosesser bør utvikles. Utsikting kan være et forstyrrende element i vurderingen av de (svakere) alternative materialenes egenskaper.
- Det trengs bedre forståelse av fryse-/tinemotstand og undersøkelser rundt dette (partikler kontra massen som helhet).
- Testmetoder for å forutsi selvbinding/etterherding savnes. Dette gjelder i kanskje særlig grad for knust betong.
- Instruksjer/rutiner for materialbehandling, komprimering osv må utarbeides og tilpasses det enkelte material. Fordi gjenbruksmaterialene er ømfintlige for mekaniske påkjenninger, bør retningslinjene utformes slik at de ivaretar dette og sikrer at materialene legges ut på en optimal måte og gir en optimal konstruksjon.

For at laboratorieforsøk skal være relevante i forhold til feltforhold bør altså materialene testes som en lagpakke og påkjenningene være noenlunde sammenlignbare med de som opptrer ute på vegen. Slike testmetoder benevnes ofte som funksjonsbaserte (funksjonelle) metoder, til forskjell fra de enklere erfaringsbaserte (empiriske) metoder.

I senere tid har vi i Norge i forbindelse med laboratorietesting av gjenbruksbetong og andre gjenbruksmaterialer forsøkt å følge opp anbefalingene fra ALT-MAT, ved å utføre funksjonsrelaterte tester knyttet til bæreevne, stabilitet etc. som et supplement til de tradisjonelle empiriske ”korntestene” for mekanisk styrke (Los Angeles, fallprøve m m). Med funksjonsrelaterte tester menes i denne sammenheng *CBR-forsøk, stor treks og liten treks*.

Av tradisjonelle undersøkelser på mekanisk styrke er det i de fleste av prosjektene utført Los Angeles og fallprøve. I tillegg er nedknusingsforsøk i gyratorisk kompaktor prøvd på et prosjekt, også det etter idé fra ALT-MAT.

## 5 Mekanisk testing av gjenbruksbetong, norske resultater

I de følgende avsnitt er det gjort en kortfattet oppsummering av resultater oppnådd i lab på materialene i Tabell 1. Hvordan dette harmonerer med erfaringene fra felt er drøftet i kapittel 6.

Mer utfyllende opplysninger om materialene, testingen osv finnes i de respektive rapporter og notater, se referanselisen.

### 5.1 Korndensitet og vannabsorpsjon

Betongens porøsitet skiller disse materialene fra normale tilslagsmaterialer og vil innvirke på egenskapene. Erfaringer viser at optimalt vanninnhold ligger langt over det som er vanlig for naturmaterialer. I tillegg vil gjenbruksbetong være langt mer utsatt for nedknusing under behandling (transport, utlegging, komprimering osv) hvis det er tørt i forhold til når det er vannmettet.

Vannabsorpsjon er således en viktig parameter som må tas hensyn til når man arbeider med materialene både i felt og i lab. Vannopptaket vil være forskjellig i finfraksjonen (mer mørtel, sement) kontra grovfraksjonen (mer stein). Det er derfor vanlig å teste absorpsjon både på grov og fin fraksjon (jfr prosedyrer i Håndbok 014 Laboratorieundersøkelser).



**Figur 1: Rikelig vanning før utlegging og komprimering skåner materialene og sikrer best mulig resultat (E6 Melhus)**

Tabell 2 viser oppnådde verdier for disse parameterne for materialer testet ved NTNU/SINTEF. Materialene er splittet litt ulikt i de forskjellige prosjektene i den forstand at ”finfraksjonen” har vært enten material < 4 mm eller material < 8 mm. Dette framgår av tabellen.

Tabell 2: Korndensitet og vannabsorpsjon, knust betong

Prosjekt/material	Fraksjon	Korndensitet, tilsynelatende (g/cm <sup>3</sup> )	Korndensitet, overflatetørr (g/cm <sup>3</sup> )	Korndensitet, ovnstørket (g/cm <sup>3</sup> )	Absorbent vann (%)
St Olavs Hospital, P-plass (Gjb 0/25 iblandet tegl)	< 8 mm	2,68	2,34	2,13	9,5
	8/19 mm	2,61	2,32	2,14	8,4
St Olavs Hospital, P-plass (Gjb 0-60 iblandet tegl)	< 8 mm	2,71	2,29	2,04	12,0
	8/19 mm	2,63	2,30	2,10	9,8
Fornebu, ren Gjb	< 8 mm	2,65	2,25	2,19	7,6
	8/22 mm	2,71	2,52	2,42	4,4
Fornebu, 50/50 miks Gjb+Ak	< 8 mm	2,62	2,46	2,30	4,1
	8/22 mm	2,72	2,62	2,56	2,4
E6 Melhus, ren Gjb	0,075/4 mm	2,76	2,53	2,40	5,5
	4/31,5 mm	2,78	2,61	2,51	3,9
E6 Klemetsrud, ren Gjb	4/31,5 mm	2,68	2,52	2,42	4,0

**Konklusjoner:**

- Materialene suger til seg vann i ulik grad, absorpsjonen kan bli over 10 % for de mest porøse.
- Finfraksjonen (andel < 4 mm, evt. < 8 mm) har større absorpsjon enn den grove delen. Det er naturlig ut fra at finfraksjonen inneholder mer mørtel og sement, mens grovdelen har mest stein.
- Materialer med innslag av tegl absorberer mer vann enn materialer av bare knust betong.
- Materialer med innslag av knust asfalt absorberer mindre vann enn ren gjenbruksbetong.

**5.2 Optimalt vanninnhold**

Bestemmelse av optimalt vanninnhold utføres normalt med et Modifisert Proctorforsøk på material 0-19 mm (14.462 i Håndbok 014). I Melhus-prosjektet ble det i tillegg prøvd en variant med bruk av gyrator som komprimeringsmetode (ikke standard!).

Hensynet til porøsiteten ble ivarett ved at tørket material først ble tilsatt ca 6 % vann. Materialene fikk deretter stå i 3 døgn for å sikre god vannutjevning/best mulig vannopptak før videre forsøk etter vanlig prosedyre ble gjennomført. Resultater fra undersøkelsene er vist i Tabell 3.



Figur 2: Betong/tegl-blanding er ømfintlig for nedknusing og har svært høyt optimalt vanninnhold pga porøsiteten (St Olavs Hospital, P-plass)

**Tabell 3: Komprimeringsegenskaper og optimalt vanninnhold, Modifisert Proctor**

Prosjekt/material	Fraksjon	Maks tørrdensitet (g/cm <sup>3</sup> )	W opt (%)
St Olav, P-plass (Gjb 0/25 iblandet tegl)	0/19 mm	1,81	14,5
St Olav, P-plass (Gjb 0/60 iblandet tegl)	0/19 mm	1,74	17,0
Fornebu, ren Gjb	0/19 mm	1,97	12,2
Fornebu, 50/50 miks Gjb+Ak	0/19 mm	2,06	7,6
E6 Melhus, ren Gjb	0/19 mm	1,98	14,0
E6 Melhus, ren Gjb Gyrator-komprimering	0/19 mm	2,14	9,5

**Konklusjoner:**

- Det optimale vanninnholdet for gjenbruksbetong er svært høyt sammenlignet med naturlige steinmaterialer. Porøsiteten gjør at en stor andel av tilsatt vann suges opp i selve tilslagskornene, og for å få gode komprimeringsegenskaper kreves derfor en vesentlig høyere vanntilsetning enn det man er vant med fra vanlig sand/grus.
- Materialene med innslag av tegl tar opp mest vann og fordrer dermed også mest vann mht komprimering.
- Materialene med innslag av knust asfalt (Ak) tar opp minst vann og får dermed også lavest optimalt vanninnhold.
- Sammenligning av Proctor- og gyratorkomprimering (Melhus-materialet) ga store avvik i resultater, men prosedyrene er også svært forskjellige. Gyratorisk komprimering synes mest effektiv når det gjelder å øke densiteten, her kreves også mindre vann til ”smøring”.

**5.3 Mekanisk styrke; fallprøve og Los Angeles**

Krav til mekanisk styrke for granulære forsterknings- og bærelagsmaterialer er nå primært knyttet til Los Angeles-metoden (EN 1097-2). Resultater fra utførte forsøk på gjenbruksbetong er vist i Tabell 4.

På noen av materialene er det i tillegg til standardfraksjonen 10-14 mm også kjørt Los Angeles på fraksjonen 31-50 mm, da dette ofte er mer relevant i forhold til de grove materialene som faktisk brukes i vegen. Det er også interessant å se om disse to prosedyrene slår ulikt ut på Los Angeles-verdien, knust betong er jo i utgangspunktet et ikke-homogent material.

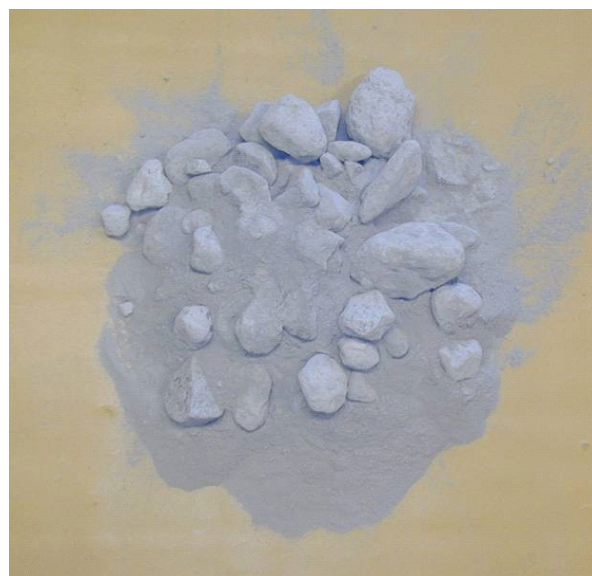
Resultater fra fallprøvetester (flisighet og sprøhet) er også tatt med i tabellen. Selv om kravene i vegnormalene ikke lenger er relatert til fallprøven (Statens vegvesen Håndbok 014 Laboratorieundersøkelser 1997, test 14.451), er det fortsatt av interesse å sammenholde verdiene fra ”gamle” og ”nye” testmetoder. Dette gjelder kanskje spesielt for alternative materialer som knust betong hvor man fortsatt har lite erfaringer.

Tabell 4: Mekanisk styrke; fallprøve og Los Angeles

Prosjekt/material	Fallprøve			Los Angeles <sup>1</sup>	
	Flisighet	Sprøhet $s_8$	Steinklasse	10-14 mm	31-50 mm
St Olav, P-plass (Gjb 0/25 iblandet tegl)	1,37	75	Utenfor > Kl. 5	46	-
St Olav, P-plass (Gjb 0-60 iblandet tegl)	1,39	74	Utenfor > Kl. 5	44	-
St. Olav, Harald Hardrådes gt, ren Gjb	1,44	50	Kl. 3	26	25
Fornebu, ren Gjb	1,32	48	Kl. 3	25	-
Fornebu, 50/50 miks Gjb+Ak	1,36	37	Kl. 2	19	-
E6 Melhus, ren Gjb	1,38	50	Kl. 3	27	26
E6 Klemetsrud, ren Gjb <sup>2</sup>	1,33	57	Kl. 5	30	34

<sup>1</sup> Krav i Håndbok 018: Bærelag og øvre forsterkningslag LA < 35, nedre forsterkningslag LA < 40

<sup>2</sup> På grensen til steinklasse 3, men to av tre prøver med sprøhet like over 55 gir Kl. 5<sup>3</sup>



Figur 3: Los Angelesprøve av gjenbruksbetong (St Olav, Harald Hardrådes gt), før og etter forsøk (tilfredsstillende krav til bærelag, jfr. Tabell 4)

#### Konklusjoner:

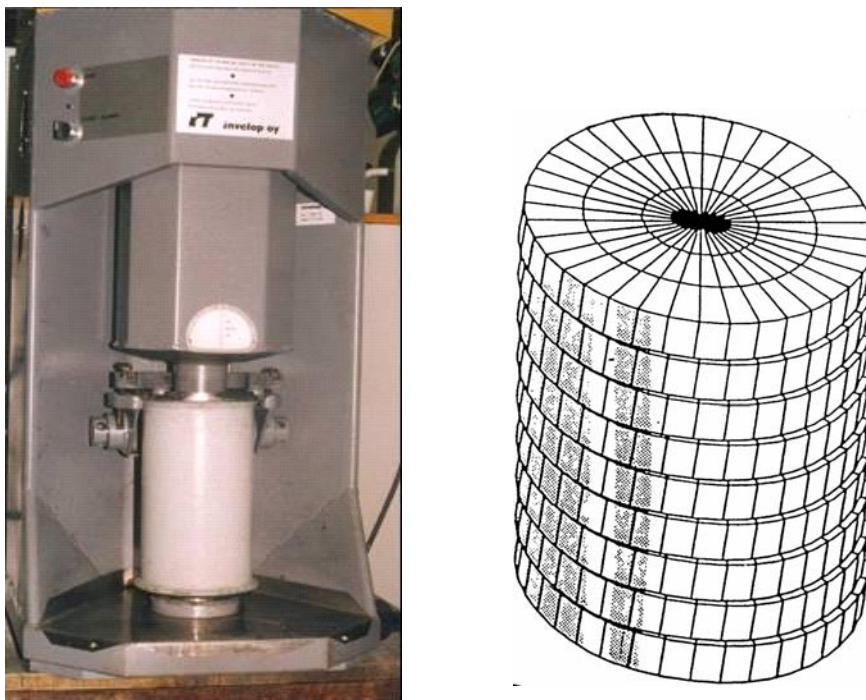
- Ren gjenbruksbetong (uten vesentlig innslag av tegl og annet) kan ha svært god mekanisk styrke, fullt på høyde med naturlige forsterkningslags- og bærelagsmaterialer (jfr 018-kravene).
- Blandede masser har dårligere kvalitet, mekanisk styrke avtar kraftig ved innblanding av tegl.
- Gjenbruksbetong har gjennomgående god kornform med lave flisighetsverdier.
- De to Los Angeles-prosedyrene synes å gi forholdsvis like resultater, i hvert fall for ren gjenbruksbetong.

#### 5.4 Mekanisk styrke; nedknusing i gyраторisk kompaktor

EU-prosjektet ALTMAT (1998-2000) anbefalte i sin sluttrapport at det burde arbeides videre med prosedyrer for gyраторisk kompaktor som funksjonell mekanisk testmetode i lab, og at det burde knyttes sammenhenger mellom metoden og oppførsel i felt. I Norge har denne bruken av metoden så vidt vært prøvd ved NTNU i forbindelse med en dr.ing-avhandling på alternative testmetoder (Jon Natvik 1998).

I lys av dette ble det gjennomført en gyраторundersøkelse på gjenbruksbetongen brukt på E6 Melhus. Man ønsket å se hvordan ulike variable knyttet til material og prosedyre påvirker densitetsutvikling, skjærmotstand og nedknusing.

Et prøveprogram ble satt opp som vist i Tabell 5. Det ble gjort sammenligninger av *gradering* (tett kurve kontra åpen kurve), *vanninnhold* (tørt material kontra material oppfuktet til  $w_{opt}$ ) og *komprimeringsenergi* (50 rotasjoner kontra 250 rotasjoner). Det ble kjørt med standard innstilling; arbeidstrykk 400 kPa og gyраторvinkel  $1^\circ$ . Materialene ble skalert ned slik at undersøkelsen omfattet fraksjonene 0/25 mm og 10/25 mm. Det ble kjørt to parallelle prøver av hver variant.



Figur 4: Bilde av gyраторisk kompaktor og prinsippskisse av virkemåte (skjærbevegelser)

Tabell 5: Mekanisk testing med gyратор, prøveprogram (Gja E6 Melhus)

Matr A (10/25 mm)				Matr B (0/25 mm)			
w = 0 %		w = 6 %		w = 0 %		w = 10 %	
50 sykler	250 sykler	50 sykler	250 sykler	50 sykler	250 sykler	50 sykler	250 sykler
A-0-50 I	A-0-250 I	A-6-50 I	A-6-250 I	B-0-50 I	B-0-250 I	B-10-50 I	B-10-250 I
A-0-50 II	A-0-250 II	A-6-50 II	A-6-250 II	B-0-50 II	B-0-250 II	B-10-50 II	B-10-250 II

Nedknusingen ble vurdert ut fra siktekurver før og etter forsøk som vist i Tabell 6. For sammenligning ble det kjørt samme opplegg for to pukkmaterialer; Askøy og Sveberg (10/25 mm).

**Tabell 6: Nedknusing i gyratorisk kompaktor, Gjb Melhus**

Prøver		Nedknusing på sikt, endring i % (før-etter forsøk)				Gyratordensitet (g/cm <sup>3</sup> )	
		16 mm	10 mm <sup>1</sup>	1,6 mm <sup>2</sup>	0,5 mm	50 sykl	250 sykl
A-0-50	Tørre	6,3	6,9	1,1	-	1,46	-
A-0/250		7,1	13,0	2,1	-	1,46	1,54
A-6-50	Våte	6,2	10,0	1,3	-	1,62	-
A-6-250		6,2	14,8	2,2	-	1,59	1,66
Askøy	Tørre	3,1	2,9	0,5	-		
Sveberg	Tørre	3,6	5,7	0,8	-		
B-0-50	Tørre	0,3	0,1	1,1	1,6	1,94	-
B-0/250		0,4	0,9	1,8	1,9	1,92	1,98
B-10-50	Våte	0,1	0,6	1,6	1,7	2,14	-
B-10/250		0,5	0,8	2,6	1,9	2,12	2,24

Alle verdier er gjennomsnitt av to enkeltprøver, jfr Tabell 5

<sup>1</sup> B-prøvene siktet på 11,2 mm i stedet for 10 mm

<sup>2</sup> B-prøvene siktet på 2,0 mm i stedet for 1,6 mm

### **Konklusjoner:**

#### Gradering

- A-materialet med ”åpen kurve” knuses ned en del på de groveste kornene (sikt 10 og 16 mm), for B-materialet med ”tett kurve” er nedknusingen her marginal.
- Samtidig ser man at generert finstoff målt på 1,6 (2,0) mm siktet er omtrent det samme for de to materialene.
- Det synes altså som at nedknusingen av de grove partiklene hovedsakelig resulterer i flere ”halvgrove” partikler, det gir seg ikke nevneverdig utslag i mer finstoff.
- Material B med tett gradering bygger opp høyere densitet enn material A ved samme mengde komprimering.

#### Vanninnhold

- De oppfuktete prøvene får høyere densitet målt i gyratoren. Men korrigert for vanninnholdet har de tørre og våte prøvene tilnærmet samme tørrdensitet.
- Det er ingen nevneverdige forskjeller i nedknusing mellom tørre og våte prøver ved lav komprimering. På noen prøver/sikt er det faktisk målt størst nedknusing for de fuktige prøvene. (Men ved høyere komprimeringsnivå ses et annet bilde, se nedenfor.)

#### Komprimeringsenergi

- Prøvene får bare 3-5 % økning i densitet når man øker fra 50 til 250 sykler, derimot blir nedknusingen vesentlig større.
- Det er derfor god grunn til å sette spørsmålsteget ved gevinsten av tung komprimering på disse materialene.
- Økningen i nedknusing fra 50 til 250 sykler er gjennomgående størst for de tørre prøvene. Spesielt for det åpne A-materialet ser man her en klar gevinst av å sette til vann til materialet.

## **5.5 Skjærstyrke; CBR**

CBR-metoden gir et indirekte mål på skjærstyrken til materialet. Enkelte vil nok hevde at CBR-forsøk ikke er funksjonell testing da dette stempelforsøket bygger på empiri og ligner svært lite på reell trafikkbelastning. Metoden har også begrensninger knyttet til  $d_{max}$ . Men testen gjøres iallfall på en lagpakke og ikke på enkeltkorn. Ved å tilpasse komprimeringsgraden kan man også få realistisk densitet i forhold til felt.

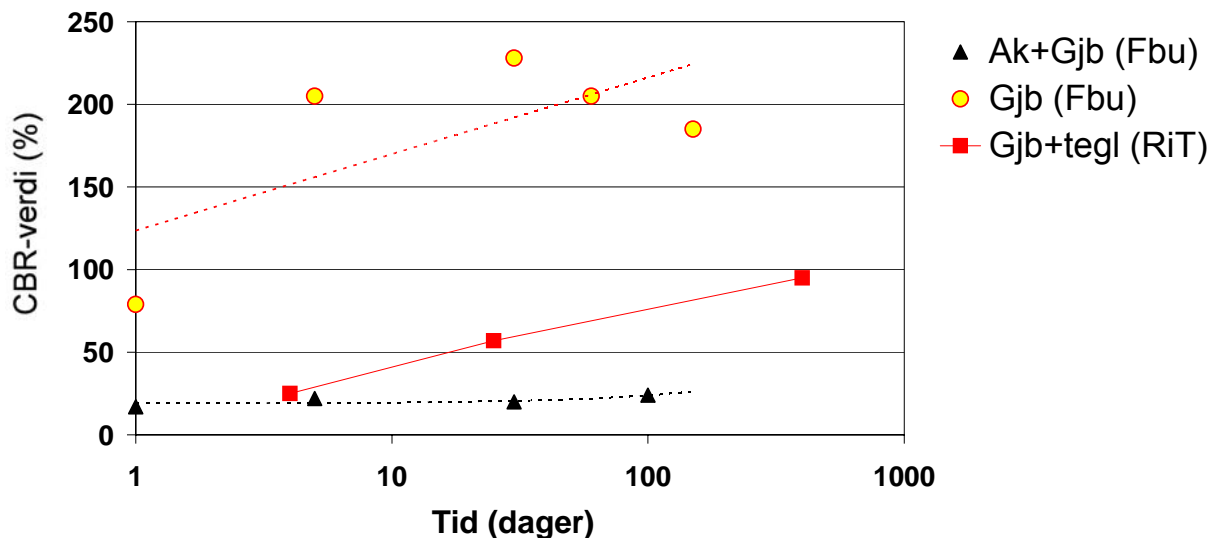
Resultater av utførte forsøk er vist i Tabell 7 og Figur 5. Prøvene er komprimert med Proctorstamper etter en fast valgt prosedyre, 50 slag/lag. En slik innstamping er funnet å tilsvare ca maksimal tørrdensitet, men dette vil variere en del avhengig av materialtype osv. Formålet her har vært å synliggjøre forskjeller mellom materialene, gitt samme komprimering.

Som det framgår er det også gjort forsøk med å mellomlagre noen av de innstampede prøvene en tid før CBR-testing for å se på eventuelle effekter av etterherding. Mellomlagringen har skjedd ved å pakke vannmettede prøver inn i plast og sette dem på lager ved romtemperatur (~ 100 % RF).

Tabell 7: CBR-forsøk på gjenbruksbetong (0/19 mm)

Prosjekt/material	CBR <sub>0,1 in</sub>	CBR <sub>0,2 in</sub>
St Olav, Gjb med tegl <sup>1</sup>	19	25
St Olav, Gjb med tegl lagret 25 døgn	43	57
St Olav, Gjb med tegl lagret >370 døgn	72	95
Fornebu, ren Gjb	52	79
Fornebu, ren Gjb lagret 30 døgn	203	228
Fornebu, ren Gjb lagret 370 døgn	250	276
Fornebu, 50/50 miks Gjb+Ak	13	17
Fornebu, 50/50 miks lagret 30 døgn	17	20
E6 Melhus, ren Gjb	94	125

<sup>1</sup> Massen inneholdt ca 20 vekt-% tegl



Figur 5: CBR<sub>0,2 in</sub>-verdier som funksjon av lagringstid (Fornebu og St Olav/RiT)

#### Konklusjoner:

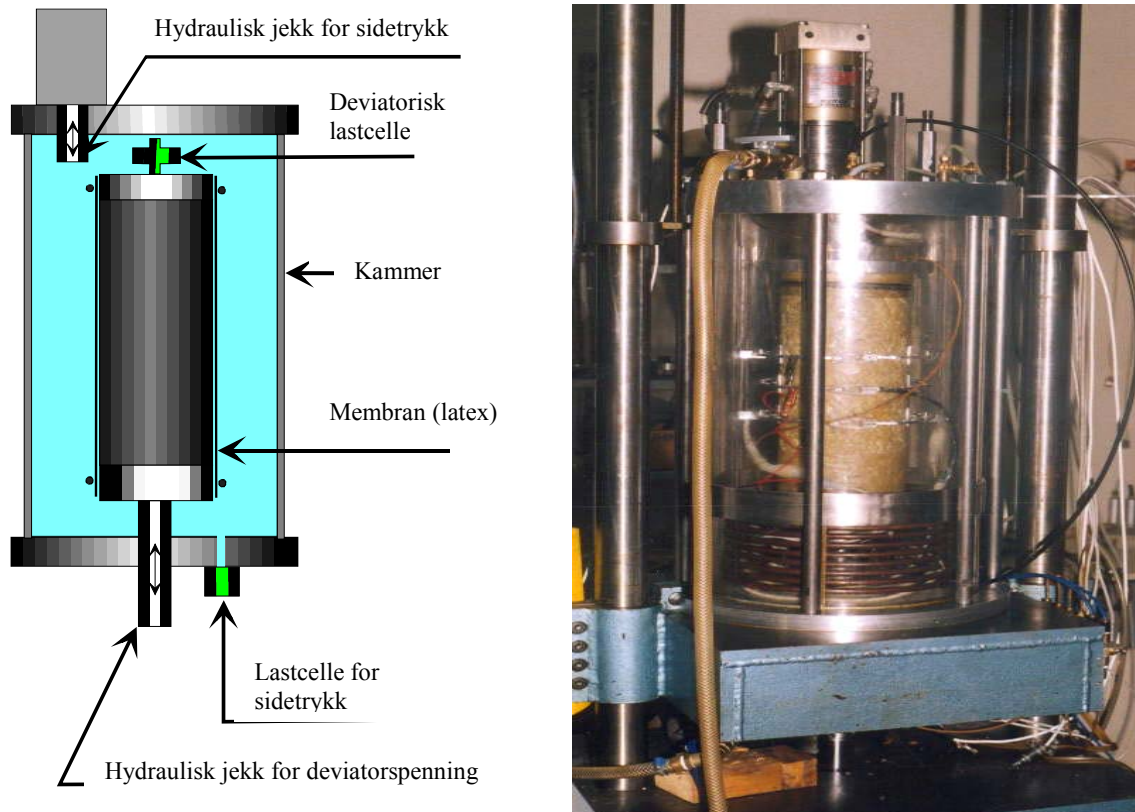
- Gjenbruksbetong oppviser forskjellige CBR-verdier avhengig av opphav, renhet m m.
- Ny, ren betong gir verdier på høyde med høykvalitets pukkmaterialer (Melhus).
- Blandede masser gir vesentlig lavere verdier (Fornebu, St Olav).
- Det er påvist en kraftig økning i CBR-verdi (skjærstyrke) hos tillagde komprimerte prøver som er mellomlagret før testing (tredobling på en måned for Fornebu-materialet). Dette resulterer i CBR > 200.
- Nivået er lavere hos blandingsmaterialer, gjenbruksbetong med tegl (St Olavs), men også der er stivhetsøkningen påtagelig (dobling etter en måned, 3-4 dobling etter et år).



- Materialene med stort innslag av knust asfalt (Ak) har ikke fått noen vesentlig økning i CBR-verdi gjennom mellomlagringen. Her spiller nok komprimeringsmetoden en vesentlig rolle, den standardiserte Proctorinnstamping (slag) pakker ikke materialet i tilstrekkelig grad (det ubundne asfaltgranulatet ”skvetter unna”). Dermed får man også liten styrkemessig oppbygging.

## 5.6 Funksjonelle styrkeegenskaper; liten treaks

Sykliske treaksforsøk kan brukes til både å karakterisere materialenes stivhet (resilient E-modul) og stabilitet (motstand mot permanente deformasjoner). Treaksriggen til NTNU/SINTEF er vist i Figur 6. Prøvediameteren er 150 mm og prøvehøyden ca 200 mm.



**Figur 6: Dynamisk treaks, prinsippskisse og foto tatt under testing (normal/”liten” rigg)**

Nærmere detaljer om utstyr, prøveprosedyrer osv finnes i vedleggene 1-3.

På basis av utførte forsøk er E-moduler, lastfordelingskoeffisienter og motstand mot permanente deformasjoner (grensevinkler, se Vedlegg 3) for gjenbruksbetongen beregnet som vist i Tabell 8 og Tabell 9 og Figur 7 og Figur 8. Også her er det gjort forsøk med mellomlagring av enkelte prøver for å se på effekter av etterherding.

Prøvene er komprimert med gyratorisk kompaktor etter samme prosedyre som er brukt ved tidligere testing av ubundne materialer (grus og pukk) ved SINTEF/NTNU;

- Optimalt vanninnhold (tilnærmet)
- Vertikalt arbeidstrykk 400 kPa
- Gyratorvinkel 1°
- 400 rotasjoner

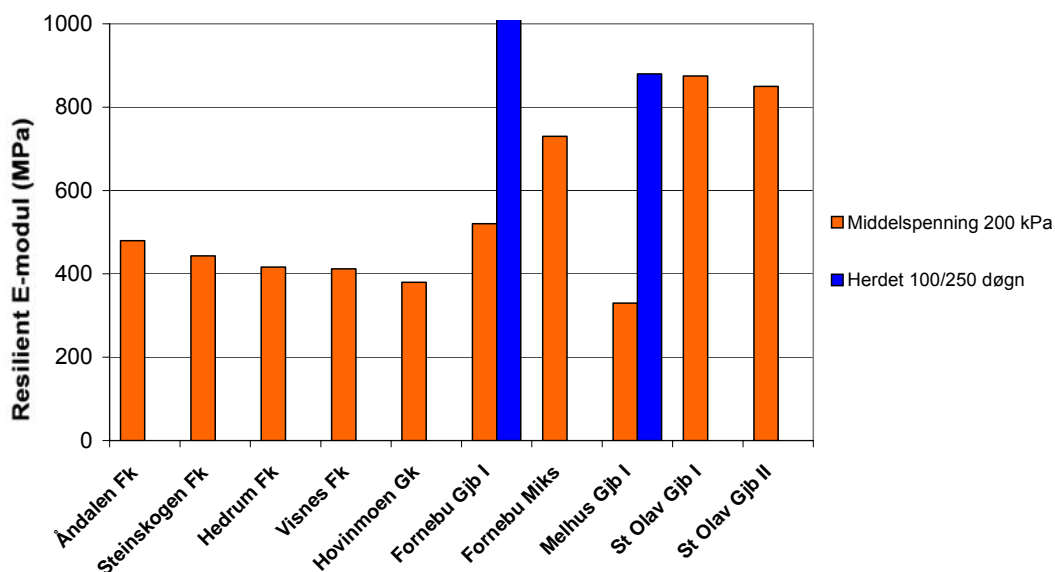
Beregningene er basert på en maksimal middelspenning på 200 kPa. I en vegkonstruksjon vil den faktiske maksimale middelspenningen variere mellom 40 og 400 kPa.

**Tabell 8: Dynamiske treaksforsøk på gjenbruksbetong, elastisk stivhet**

Prosjekt/material	Fraksjon	Densitet (g/cm <sup>3</sup> )	E-modul <sup>1</sup> (MPa)	Lastfordelingskoeffisient ( $\alpha$ ) <sup>2</sup>
St Olav P-plass, Gjb med tegl	0/22 mm	1,80	875	1,64
St Olav H. Hardrådes gt, ren Gjb	0/22 mm	2,00	850	1,62
Fornebu, ren Gjb	0/22 mm	1,86	520	1,38
Fornebu, ren Gjb lagret 250 døgn	0/22 mm	1,86	1500	1,96
Fornebu, 50/50 miks Gjb+Ak	0/22 mm	1,99	730	1,54
E6 Melhus, ren Gjb	0/25 mm	2,01	330	1,19
E6 Melhus, ren Gjb lagret 45 døgn	0/25 mm	2,01	480	1,34
E6 Melhus, ren Gjb lagret 100 døgn	0/25 mm	2,02	880	1,64
Til sammenligning normalverdier Hb 018:				
Bærelag Fk			250	1,35
Bærelagsgrus Gk			200	1,25
Forsterkningslagsgrus			110	1,00
Gjenbruksbetong, ren masse Gjb I				1,00
Gjenbruksbetong, blandet masse Gjb II				0,90

<sup>1</sup> Målt ved middelspenningsnivå på 200 kPa

<sup>2</sup> Etter Hb 018/2005, kap 512.2

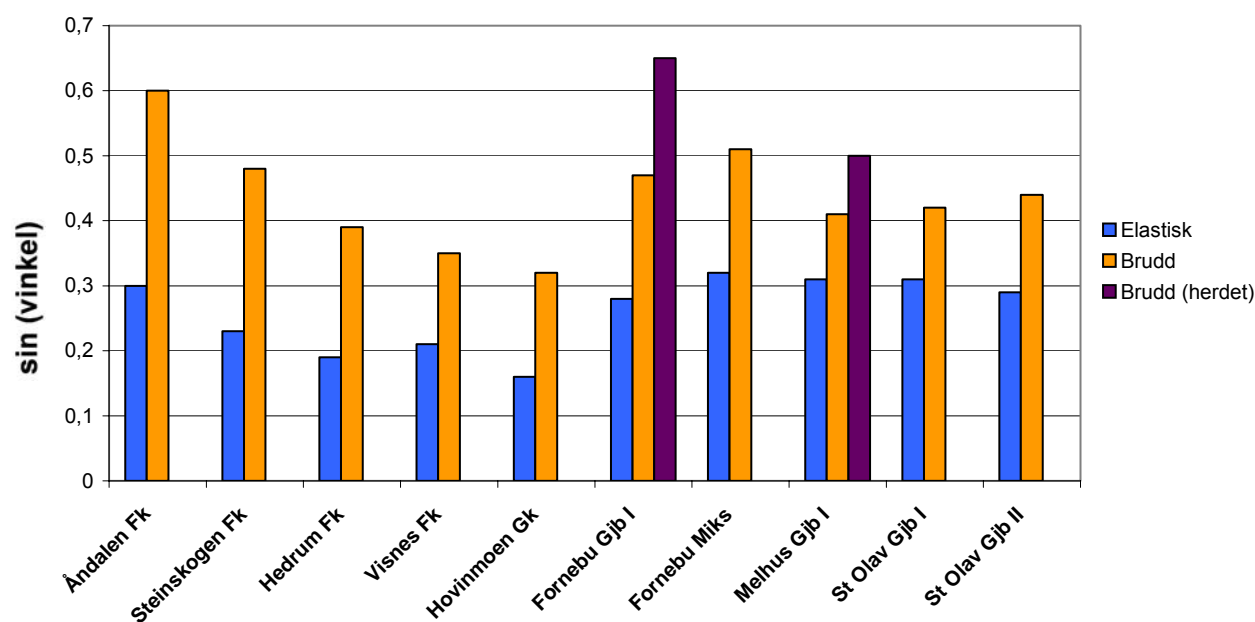


**Figur 7: Sammenligning av E-moduler for noen naturlige materialer og gjenbruksmaterialer basert på testing i liten treaks**

Tabell 9: Dynamiske treaksforsøk på gjenbruksbetong, motstand mot deformasjoner

Prosjekt/material	Fraksjon	Densitet (g/cm <sup>3</sup> )	Grensevinkel for elastisk oppførsel $\sin(\rho)$	Grensevinkel for bruddtilstand $\sin(\varphi)$
St Olav P-plass, Gjb med tegl	0/22 mm	1,80	0,29	0,44
St Olav H. Hardrådes gt, ren Gjb	0/22 mm	2,00	0,31	0,42
Fornebu, ren Gjb	0/22 mm	1,86	0,28	0,47
Fornebu, ren Gjb lagret 250 døgn	0/22 mm	1,86	0,55	0,65
Fornebu, 50/50 miks Gjb+Ak	0/22 mm	1,99	0,32	0,51
E6 Melhus, ren Gjb	0/25 mm	2,01	0,31	0,41
E6 Melhus, ren Gjb lagret 45 døgn	0/25 mm	2,01	0,42	0,49
E6 Melhus, ren Gjb lagret 100 døgn	0/25 mm	2,02	0,42	0,50
Til sammenligning noen utvalgte norske naturmaterialer <sup>1</sup> :				
Hovinmoen knust grus (Gk)			0,16	0,32
Visnes Fk			0,21	0,35
Hedrum Fk			0,19	0,39
Steinskogen Fk			0,23	0,48
Åndalen Fk			0,30	0,60

<sup>1</sup> Disse materialene er testet tidligere etter en annen prosedyre som gir litt lavere verdier for grensevinkler (gjelder også for figur 8).



Figur 8: Sammenligning av deformasjonsmotstand for noen naturlige materialer og gjenbruksmaterialer basert på testing i liten treaks

### Konklusjoner:

#### Elastisk stivhet

- De fleste prøvene av gjenbruksbetong får stivhet og lastfordelingskoeffisient over det som er satt som standardverdier for granulære bærelag og forsterkningslag.
- Det er en del forskjeller mellom de ulike prosjektene, blandingsmaterialet fra St Olav er her fullt på høyde med de ren gjenbruksbetong.
- Mellomlagring av tillagde prøver før testing gir en påviselig økning i stivhet over tid.
- De normalverdiene som er satt i Hb 018 synes å være konservative (godt på den sikre siden) mht elastisk stivhet/ lastfordelende evne.

### Deformasjonsmotstand

- Både bruddvinkel og grensevinkel for elastisk oppførsel er jevnt over høy sammenlignet med normale ubundne bære- og forsterkningslagsmaterialer. Dette indikerer god stabilitet og god motstand mot spor og andre permanente deformasjoner (på høyde med de beste naturmaterialene).
- Mellomlagring av tillagede prøver før testing gir tydelig økt motstand mot deformasjoner (både elastisk grensevinkel og bruddvinkel øker merkbart).

## **5.7 Funksjonelle styrkeegenskaper; stor treaks**

Når resultater fra lab-testing skal sammenlignes med felt er det viktig at man ser på samme type materialer. Eksempelvis vil forsterkningslag ofte bestå av svært grove masser. Begrensningen i den ”vanlige” treaksapparaturen gjør at testede materialer da kan bli vesentlig forskjellige fra de som er utlagt (materialene må skaleres ned før testing).

Av den grunn er det et stort framskritt at det nå finnes operativt treaksutstyr som også kan håndtere grove pukkmaterialer. Den store treaksriggen til NTNU/SINTEF er vist i Figur 9. Prøvediameter er 300 mm og prøvehøyde ca 600 mm.

Prøvene komprimeres ved bruk av en spesiell komprimeringsplate. Dette er relativt tungt utstyr som krever bruk av traverskran m.m, dette lar seg dermed i praksis bare gjennomføre på et spesiallaboratorium. Nærmere detaljer om utstyr, prøveprosedyrer osv finnes i vedleggene 1-3 samt i prosjektrapport <sup>4</sup>.



**Figur 9: Stor treaksprøve montert i testrigg, gjenbruksbetong fra E6 Melhus**

Skalaen er forskjellig, men prosedyrene for testing er de samme i liten og stor treaks. Men størrelsen på den store treaksen, både når det gjelder prøver og utstyr, gjør dette til relativt dyre og kompliserte

forsøk. Fordelen er at man i den store riggen kan teste grove materialer a la de som er lagt ut i felt uten for stor nedskalering av kornstørrelsene (fjerner bare material > 63 mm). Ved å tilpasse den øvrige del av siktekurven og komprimere materialene mest mulig homogent og til densitetsforhold som i felt oppnås en god tilnærming til materialene in situ. Det at man i tillegg kan simulere realistiske trafikkbelastninger, gjør stor treaks til det kanskje viktigste redskapet man har til rådighet for å vurdere materialenes funksjonelle styrkeegenskaper.

Disse forsøkene har derfor fått en forholdsvis stor plass innenfor Gjenbruksprosjektets testprogram.

En oversikt over utførte forsøk er vist i Tabell 10. Til sammenligning er de faktisk utlagte fraksjonene i felt tidligere vist i Tabell 1.

**Tabell 10: Dynamiske forsøk på gjenbruksbetong, stor treaks**

Prosjekt/material	Testfraksjon	Merknader, formål
E6 Melhus, ren Gjb E6 Melhus, ren Gjb	0/63 mm 20/63 mm	Sammenligne velgradert og grov kornkurve på samme måte som i felt
E6 Klemetsrud, ren Gjb E6 Klemetsrud, miks Gjb+Ak	20/63 mm 20/63 mm	Sammenligne ren Gjb og masse iblandet asfaltgranulat

I forhold til materialene utlagt i felt ble material > 63 mm frasiktet og erstattet med material 30/63 mm. Dermed ble bare den aller groveste fraksjonen forandret, kurven for material < 30 mm ble ikke berørt.

Etter fraksjonering og oppveiing ble materialene tilsatt vann tilsvarende optimalt vanninnhold. For det åpne 20/63-materialet ga dette overskuddsvann, men poenget var å vannmette materialet (mest mulig absorpsjon) før testing.

Før disse forsøkene ble satt i gang var feltdensiteten til det grovkornige materialet på Melhus bestemt ved sandvolumeter-forsøk<sup>7</sup>. Treksprøvene med 20-63 mm ("åpent") materiale ble komprimert til denne feltdensiteten ved hjelp av vibrasjonshammer (vedlegg 1). For å få homogene prøver ble materialet komprimert inn i 5 like tykke lag i hver sylinder.

For det velgraderte materialet på Melhus samt Klemetsrudmaterialene forelå dessverre ingen feltdensiteter. Ved prøvetillagingen valgte man da å legge seg på samme lab-komprimering (antall lag, kraft osv) som for det grove Melhus-materialet.

På basis av de utførte treksforsøkene er E-moduler og lastfordelingskoeffisienter beregnet som vist i Tabell 11.

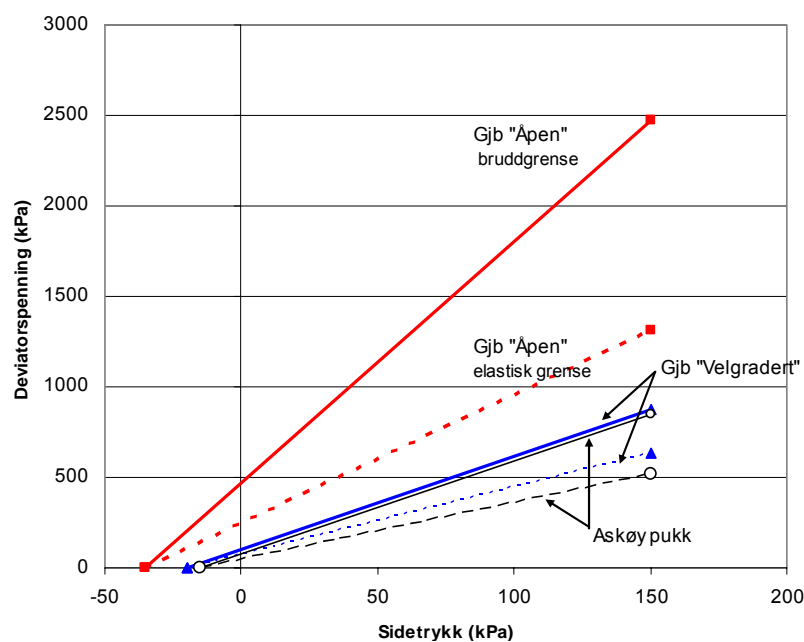
**Tabell 11: Resilientmodul og lastfordelingskoeffisient for prøver av ubundet knust betong, testet i stor treaks**

Prøve	Testfraksjon	Densitet (g/cm <sup>3</sup> )	E-modul <sup>1</sup> (MPa)	Lastfordelingskoeffisient (a) <sup>2</sup>
E6 Melhus, Gjb	0-63 mm	2,16	400	1,26
E6 Melhus, Gjb	20-63 mm	1,82	525	1,38
E6 Klemetsrud, Gjb	20-63 mm	1,88	550	1,40
E6 Klemetsrud, miks Gjb+Ak	20-63 mm	1,87	600	1,44
Til sammenligning normalverdier Hb 018:				
Bærelag Fk			250	1,35
Bærelagsgrus Gk			200	1,25
Forsterkningslagsgrus			110	1,00
Gjenbruksbetong, ren masse Gjb I				1,00
Gjenbruksbetong, blandet masse Gjb II				0,90

<sup>1</sup> Resilientmodul ved middelspenning 200 kPa

<sup>2</sup> Etter Hb 018/2005, kap 512.2

Materialenes evne til å motstå permanente deformasjoner uttrykkes gjennom grensevinkler for elastisk og plastisk (brudd) tilstand. På basis av de utførte treaksforsøkene er grensevinkler beregnet som vist i Figur 10 (eksempel Melhus) og Tabell 12 (samlede resultater).

**Figur 10: Motstand mot permanente deformasjoner for Melhus-materialene, stor treaks**

Tabell 12: Elastisk vinkel og bruddvinkel for prøver av ubundet knust betong, testet i stor treaks

Prøve	Testfraksjon	Densitet (g/cm <sup>3</sup> )	Grensevinkel for elastisk oppførsel $\sin(\rho)$	Grensevinkel for bruddtilstand $\sin(\varphi)$
E6 Melhus, Gjb	0-63 mm	2,16	0,65	> 0,72
E6 Melhus, Gjb	20-63 mm	1,82	0,78	> 0,87
E6 Klemetsrud, Gjb	20-63 mm	1,88	0,60	> 0,80
E6 Klemetsrud, miks Gjb+Ak	20-63 mm	1,87	0,30	0,63

**Konklusjoner:**Elastisk stivhet

- Alle materialene (ren knust betong og miks betong/asfalt) viser relativt høy elastisk stivhet og dermed god lastfordelende evne (lastfordelingskoeffisient på ca 1,4). Dette er langt høyere enn det man forventer/krever av et granulært forsterkningslag.
- Materialene med åpen gradering 20-63 mm har høyere (initial) stivhet enn det velgraderte materialet 0-63 mm fra Melhus.
- Prøvene med ren betong har relativt høy E-modul også ved lave spenningsnivå (mindre spenningsavhengighet)<sup>5</sup>. Dette tegner å være en spesiell (og positiv) egenskap for gjenbruksbetong.

Deformasjonsmotstand

- Prøvene med ren betong har veldig høye verdier, både bruddgrensen og grensen for elastisk oppførsel er svært høy sammenlignet med normale ubundne bære- og forsterkningslagsmaterialer.
- Også her synes det grove materialet 20-63 mm å ha høyere stabilitet (høyere bruddvinkel) enn det tett graderte materialet 0-63 mm.
- For blandingsmaterialet Gja/Ak er motstanden mot permanente deformasjoner vesentlig dårligere. Spesielt er grensevinkelen for elastisk oppførsel lav. Innslaget av asfalt synes her å svekke materialet og gjøre det mer utsatt for deformasjoner og spordannelse.

Resultatene viser at disse knuste betongmaterialene, i den tilstand de her er testet under, synes å være spesielt motstandsdyktige overfor permanente deformasjoner og skal gi liten sporutvikling ved normal belastning.

Det er en del forskjeller mellom resultatene i stor kontra liten treaks. Materialene i stor treaks er komprimert mest mulig opp til målte feltdensiteter og kornkurvene er så godt som sammenfallende med feltmaterialene (med unntak av de største steinene > 63 mm). Med så grove materialer som det her er snakk om bør man derfor forvente at resultatene fra stor treaks gir det beste bildet av de faktiske materialeegenskapene.

## 6 Oppfølging i felt, norske resultater

Fra utlandet rapporteres det flere steder om gode erfaringer med ubunden bruk av gjenbruksbetong i vegoverbygninger<sup>2</sup>. Inntil nylig har vi ikke hatt slike prosjekter å følge opp her til lands. Men de siste årene har det vært noen prosjekter hvor man iallfall delvis har lyktes med et helhetlig undersøkelsesopplegg i den forstand at man har kunnet foreta parallelle undersøkelser i lab og i felt, se Tabell 1.

De resultater som er framkommet i laboratorium fra disse prosjektene er presentert i kapitlet foran. Neste spørsmål blir så om resultatene fra disse (fortrinnsvis) funksjonsrelaterte testene i laboratorium lar seg verifisere gjennom målinger og/eller observasjoner ute på veien.

Nedenfor er det gitt en kortfattet oppsummering av feltmålinger hvor det er mulig å sammenligne noe med lab. Også her henvises det til de aktuelle prosjektrapportene for detaljer og mer utfyllende beskrivelser.

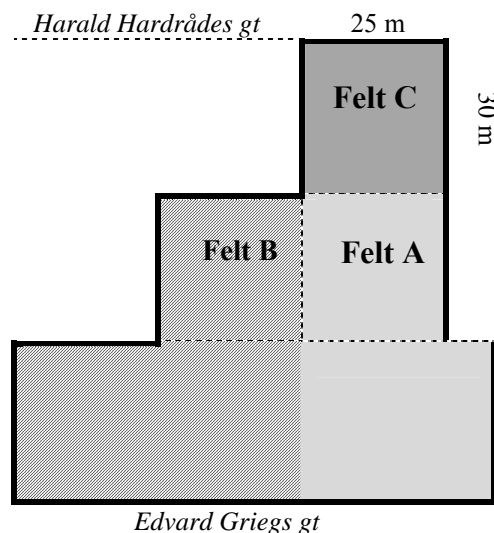
### 6.1 St. Olavs Hospital

Fram til 2012 skal eksisterende bygningsmasse ved St Olavs Hospital i Trondheim saneres og erstattes av nye moderne bygninger (tidligere benevnt RiT 2000-prosjektet). Et viktig miljømål i prosjektet er å gjenvinne materialene fra bygningene som rives (så nær 100 % som mulig). De tunge rivingsmaterialene (betong og tegl) søkes utnyttet i infrastrukturanleggene internt på sykehusområdet (veger og gatelegemer, grøfter, ledningsgater osv).

For å gjøre forstudier på de funksjonelle egenskapene ble det i byggefase I kjørt to mindre oppfølgingsprosjekter med bruk av gjenbruksbetong som vegbyggingsmaterial; en midlertidig P-plass (anlagt 1999) samt en parsell av Harald Hardrådes gate (anlagt 2001)<sup>8,9</sup>.

#### 6.1.1 P-plassen

P-plassen med feltinndeling og oppbygging framgår av Figur 11 og Tabell 13.



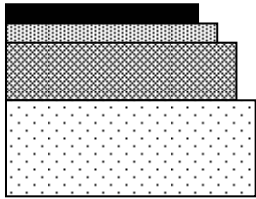
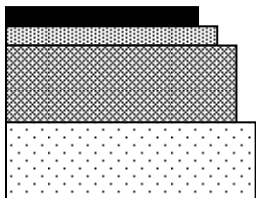
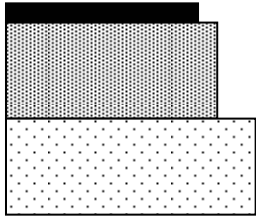
**Figur 11:** Midlertidig parkeringsplass ved St Olavs Hospital med bruk av gjenbruksmasser (*skravuren indikerer hvilken oppbygging som var på øvrige deler av plassen*)



Materialet brukt på P-plassen stammet fra demolerte bygninger på det samme området. Dette var ikke ren gjenbruksbetong, materialet inneholdt ca 20 vekt-% tegl (jfr. Tabell 1).

I forbindelse med anrettelsen av plassen sommeren 1999 ble det utført en serie materialforsøk og feltregistreringer. Høsten 2000 ble det foretatt nye registreringer og prøvetakinger på plassen i samband med en hovedoppgave ved NTNU. Dette ga grunnlag for å sammenligne målinger fra 1999 og 2000 og se på eventuelle forandringer ved materialene.

**Tabell 13: Forsøksfeltenes konstruksjonsmessige oppbygging**

	Lagoppbygging	Lagtykkelser	
		Teoretisk	Oppgraving
Felt A	 <p>Gjenbruksasfalt Knust betong (0-20 mm) Knust betong (0-60 mm) Naturgrus</p>	3-5 cm 5 cm 15 cm 30 cm	5 cm } 25 cm 30 cm
Felt B	 <p>Gjenbruksasfalt Knust betong (0-20 mm) Knust betong (0-60 mm) Naturgrus</p>	3-5 cm 5 cm 25 cm 20 cm	5 cm } 35 cm 25 cm
Felt C	 <p>Gjenbruksasfalt Knust betong (0-20 mm) Naturgrus</p>	3-5 cm 20 cm 30 cm	6 cm 25 cm 30 cm

Etter at P-plassen var ferdig i 1999 ble det foretatt bæreevnmålinger med fallodd i 4 punkter pr felt. Disse målingene ble gjentatt høsten 2000, da i noen flere punkter<sup>9</sup>. Gjennomsnittlige bæreevneverdier framgår av Tabell 14.

**Tabell 14: Bæreevne (aksellast) målt med fallodd, P-plass St Olavs Hospital**

	Gjennomsnittlig bæreevne (tonn)	
	1999	2000
Felt A	6,9	7,8
Felt B	7,6	9,1
Felt C	6,0	6,8

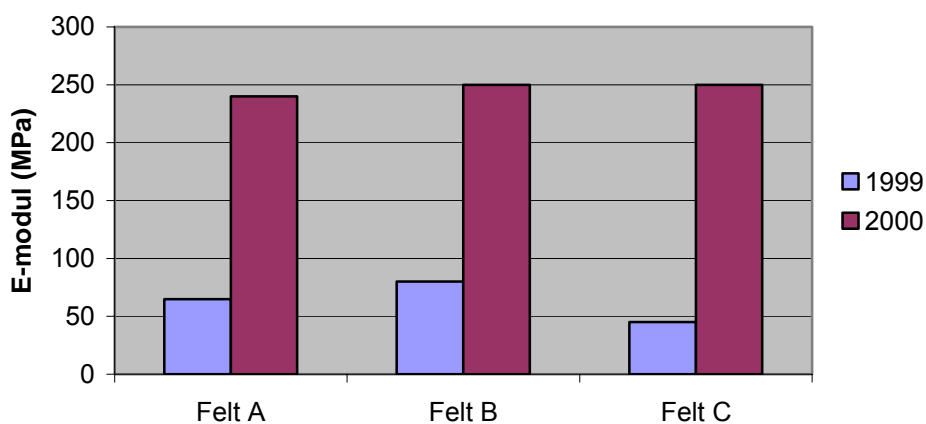
Beregnet ut fra  $\dot{A}DT-T = 100$

Ved anlegget i 1999 var det svært bløtt på felt C, mens det var mest stabil grunn på felt B. Verdiene i tabellen er i godt samsvar med disse visuelle observasjonene.

Resultatene viste en økning i bæreevne på ca ett tonn i løpet av det året plassen hadde vært i drift. Dette hadde sannsynligvis sammenheng med flere forhold;

- etterkomprimering og fasthetsøkning i granulære lag
- herding og fasthetsøkning i toppdekket av gjenbruksasfalt
- generelt tørrere forhold ved måling i 2000
- stedvise lappinger/avstrøinger/forsterkninger på overflaten

Bæreevne målingene ble også brukt til å etterregne E-moduler. Det viste seg at det ikke var så lett å få gode beregninger på disse konstruksjonene. Det kan skyldes flere forhold; noe inhomogene materialer, varierende lagtykkelser, varierende grunnforhold m.m. De foreliggende resultater har derfor en viss usikkerhet. Resultatene for bærelagene er vist i Figur 12.



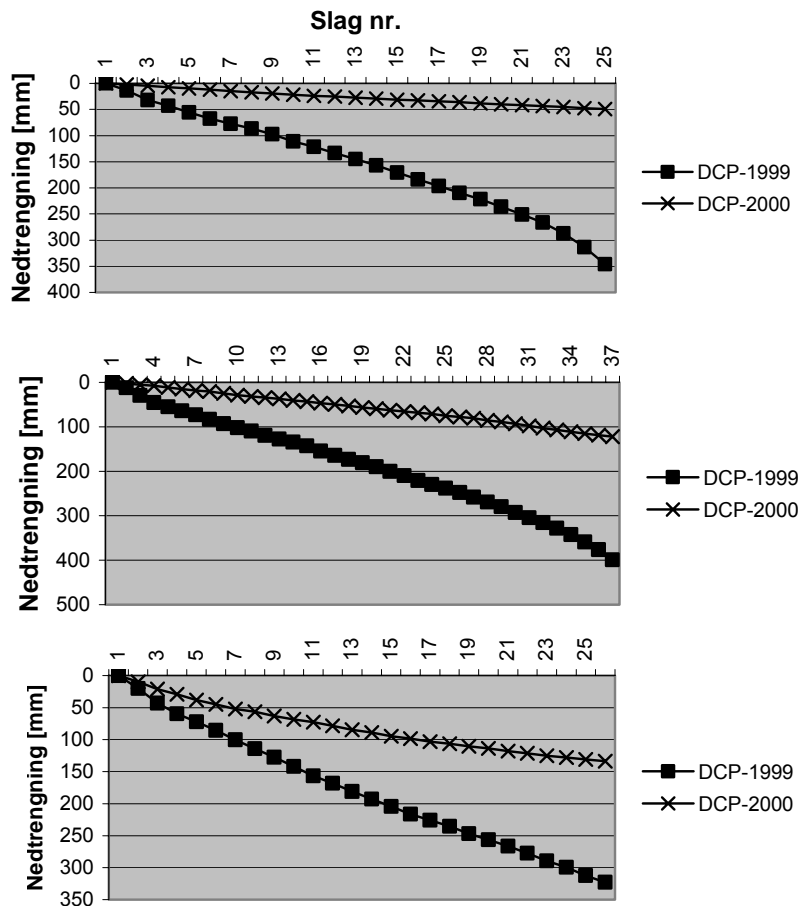
**Figur 12: Etterberegnete E-moduler for bærelag av gjenbruksbetong/tegl, P-plass St Olavs Hospital**

Bærelaget av knust betong/tegl har tilsynelatende mangedoblet stivheten fra 1999 til 2000. En økning er nok reell, men tallverdiene må sees i sammenheng med de nevnte usikkerhetene i beregningene. E-modulene for bærelaget i 1999 synes også lave, dette er sannsynlig påvirket av at underliggende masser (forsterkningslagsgrus og undergrunn) var svært bløte i anleggsperioden. Dette kan slå ut på bærelagsmodulen i målingene<sup>9</sup>.



**Figur 13: Knust betong og tegl som bærelag på P-plass, St Olavs Hospital**

Etter utlegging og komprimering ble det i 1999 gjennomført DCP-målinger på bærelaget. For å kartlegge eventuell økning i skjærstyrke ble også DCP-målingene gjentatt i forbindelse med oppgravingene og prøvetakingene høsten 2000. Resultatene framgår av Figur 14 og Tabell 15.



Figur 14: DCP-kurver for felt A (øverst), felt B (midten) og felt C (nederst)

Tabell 15: Gjennomsnittlige DCP-verdier for nedre bærelag, P-plass St Olavs Hospital

Felt	Etter bygging (1999) (mm/slag)	Etter 1 års bruk (2000) (mm/slag)
A	12,2	2,3
B	10,6	4,8
C	15,5	4,3

Diagrammene viser at det skjedde en betydelig økning i skjærstyrken til materialene i løpet av det året som P-plassen var i bruk. Noe av økningen skyldes nok etterkomprimering og at konstruksjonen fikk ”satt seg”. Men forskjellene er så store at det er nærliggende å tilskrive iallfall deler av dette til herding i det knuste betongmaterialet, en prosess som er beskrevet i flere andre prosjekter. Dette underbygges også av det visuelle inntrykket under oppgravingen; materialene var til dels betydelig sammenklumpet og sammenkittet.

#### Konklusjoner:

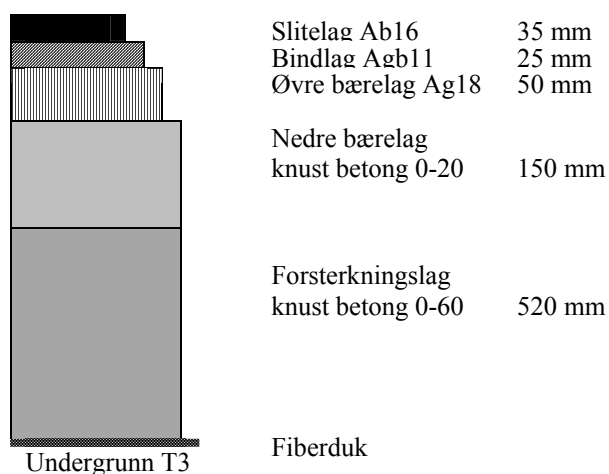
- Falldodsmålingene viste en økning i bæreevne (aksellast) på i gjennomsnitt 1,0 tonn fra 1999 til 2000.

- Etterberegning av lagvise E-moduler ga svært høye stivhetsverdier for bærelaget i 2000 sammenlignet med året før. Deler av dette kan tilskrives beregningsgrunnlaget (problemer med god tilpassing i alle etterregningene). Men en stivhetsøkning virker reell.
- DCP-målingene på forsøksfeltene underbygger stivhetsøkningen målt med fallodd. I bærelagene av betong/tegl ble det målt en vesentlig høyere skjærstyrke i 2000 enn etter utlegging og komprimering i 1999. (Hvor mye av dette som skyldes kjemisk/mechanisk fasthetsutvikling i betong/tegl-laget og hvor mye som skyldes ”naturlig” etterkomprimering er usikkert. En tydelig sammenkitting ble imidlertid observert.)

### 6.1.2 Harald Hardrådes gt

Høsten 2001 ble det i forbindelse med arbeider på og langs Harald Hardrådes gt ved St Olavs Hospital i Trondheim bygd en parsell med knust betong som alternativt overbygningsmaterial. Den knuste betongen bestod av rester fra UNICONS ferdigbetongfabrikk i Fossegrenda.

Konstruksjonsoppbygging framgår av Figur 15 nedenfor.



Figur 15: Overbygning kjørebane Harald Hardrådes gt, profil 360-450 (med Gjb)



Figur 16: Gjenbruksbetong som forsterkningslag og bærelag i Harald Hardrådes gt, St Olavs Hospital

Bæreevne målinger med fallodd ble utført to ganger, i 2001 og 2002. Måleseriene ble gjort tilnærmevis i de samme punktene. Beregnede verdier framgår av Tabell 16. Det er her bare tatt med den midtre delen av parsellen, i endene var det gjort en del inngrep, gravearbeider etc som gjorde sammenligningene usikre.

**Tabell 16: Bæreevne målinger, midtre del av forsøksparsell Harald Hardrådes gt.**

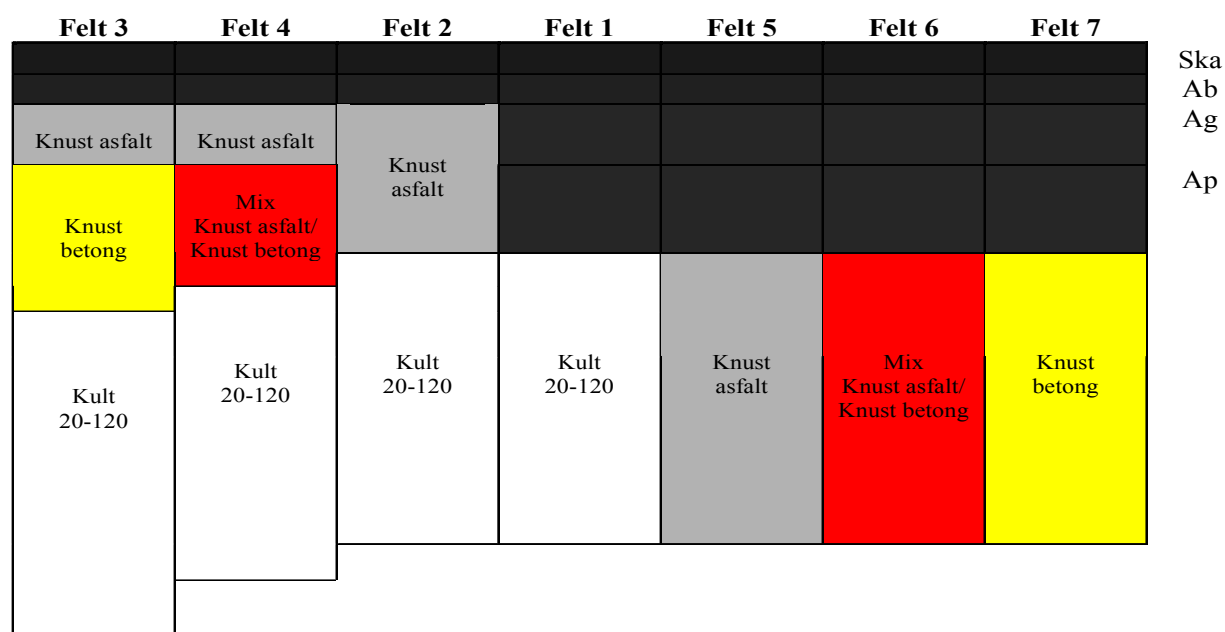
Måle- punkt	Bæreevne (tonn)	
	2001	2002
40	6,4	8,9
50	6,3	9,0
60	5,9	7,8
70	5,6	8,0
Snitt	6,1	8,4

**Konklusjoner:**

- For den midtre, uforstyrrede delen av parsellen ble det i løpet av ett år målt en gjennomsnittlig bæreevneøkning på 40 % (fra 6,0 tonn i 2001 til 8,4 tonn i 2002).
- Også her er det sannsynligvis snakk om en kombinasjon av fasthetsøkning i betonglaget og ”naturlig” etterkomprimering i konstruksjonen som helhet. Lagvise E-moduler er ikke beregnet.

## 6.2 Fornebu prosjektet

Forsøksvegen på Fornebu hadde en oppbygging som vist på Figur 17. Det ble her lagt ut i alt 7 felt á 30 m, hver med forskjellig konstruksjonsoppbygging. Formålet var å prøve ut både knust asfalt og knust betong som ubundne overbygningsmaterialer i en vegkonstruksjon utsatt for tunge trafikkbelastninger (anleggstrafikk over lang tid). Gjenbruksbetong ble, som figuren viser, utprøvd både som bærelag (20 cm, felt 3) og som forsterkningslag (40 cm, felt 7). Det ble også gjort tilsvarende forsøk med blanding Gjb-Ak (16 cm/felt 4 og 40 cm/felt 6)<sup>10</sup>.



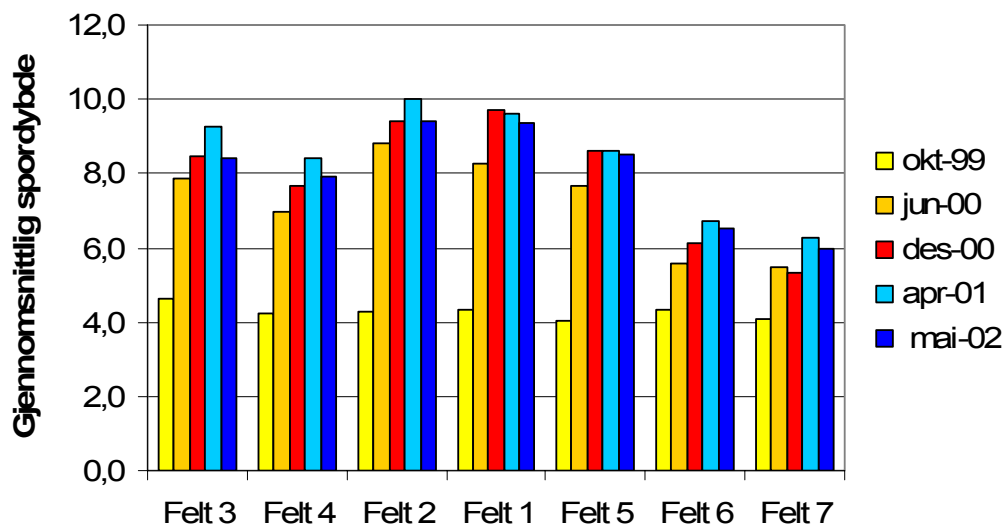
**Figur 17: Skisse av forsøksfeltene på Fornebu**



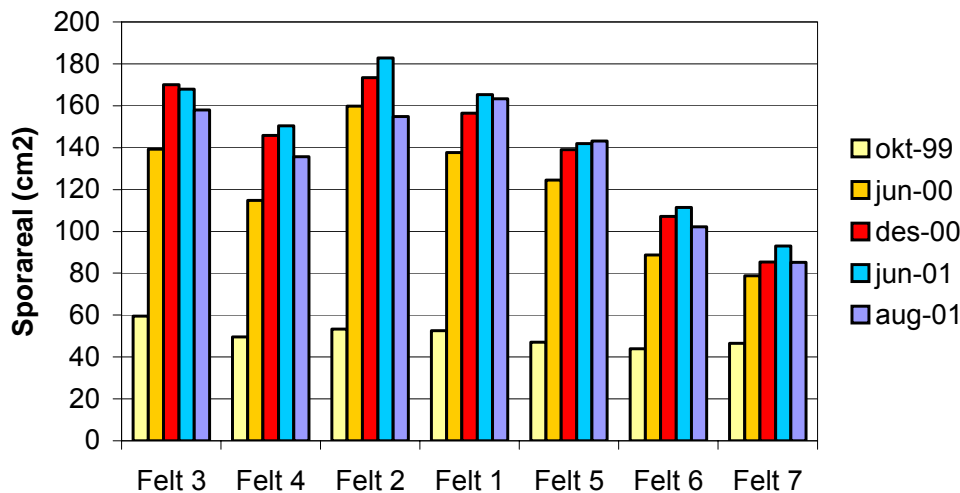
Figur 18: Utlegging av alternative forsterkningslag på Fornebu forsøksveg

Forsøksvegen på Fornebu ble fulgt opp nøye i felt gjennom gjentatte spor-/jevnhetsmålinger og bæreevнемålinger over en treårs-periode. I tillegg ble det gjort forholdsvis omfattende undersøkelser i laboratorium (se kapittel 5).

Sporutviklingen på forsøksfeltene viste seg å gi et bilde som vist på Figur 19 og Figur 20.



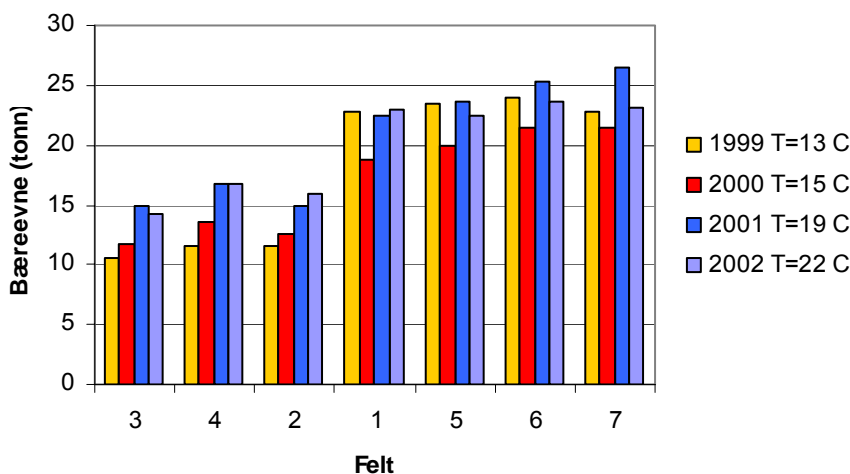
Figur 19: Midlere spor dybder Fornebu forsøksveg (gjennomsnitt av indre og ytre spor)



Figur 20: Midlere sporareal Fornebu forsøksveg (sum indre og ytre spor)

Resultatene for spordybde og sporareal er bra sammenfallende. Målingene viste at felt 7 med gjenbruksbetong som forsterkningslag bare fikk 50-60 % spor i forhold til referansefeltet med knust fjell (felt 1). Også felt 6 med miks asfalt/betong i forsterkningslaget hadde vesentlig lavere sporutvikling enn de øvrige feltene 1-5.

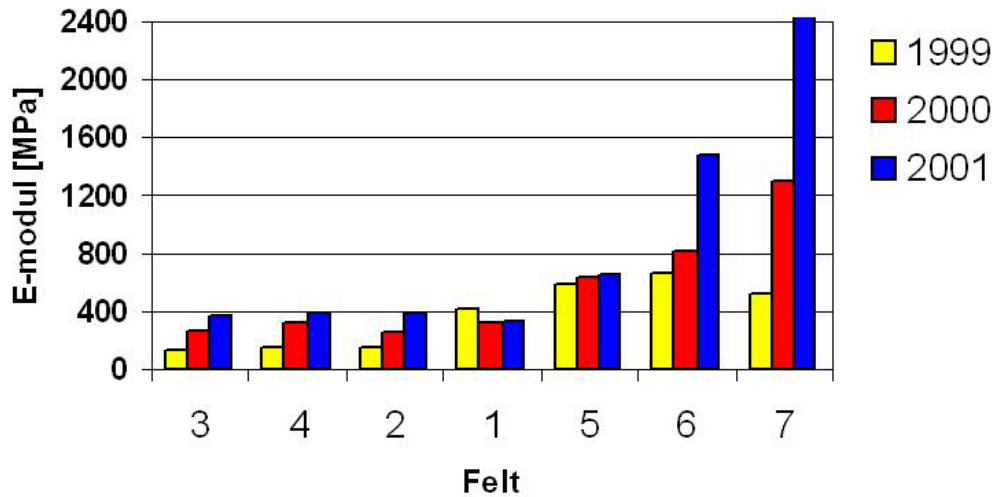
Nedbøyningsmålinger med fallodd ble utført tre ganger i perioden. Disse ble brukt til både å beregne utviklingen i total bæreevne samt etterberegne lagvise E-moduler i konstruksjonene. Bæreevneverdiene er vist i Figur 21.



Figur 21: Midlere bæreevneverdier (tonn tillatt aksellast) pr felt, Fornebu forsøksveg

Det ble registrert en generell økning i stivhet/bæreevne for alle felt, muligens med unntak av referansefeltet (felt 1). Felt 7 med gjenbruksbetong forsterkningslag hadde den største økningen (i allfall fram til 2001). Et springende punkt vedrørende målt bæreevne er temperaturens innvirkning på asfaltstivheten. Feltene 1, 5, 6, 7 hadde hele 24 cm varmblandet asfalt på toppen (jfr. Figur 17), bæreevnen på disse konstruksjonene vil derfor være svært temperaturavhengig. Som figuren over viser var det til dels store temperaturforskjeller mellom målingene. Tar man dette i betraktning er økningen fra år til år faktisk enda mer markant.

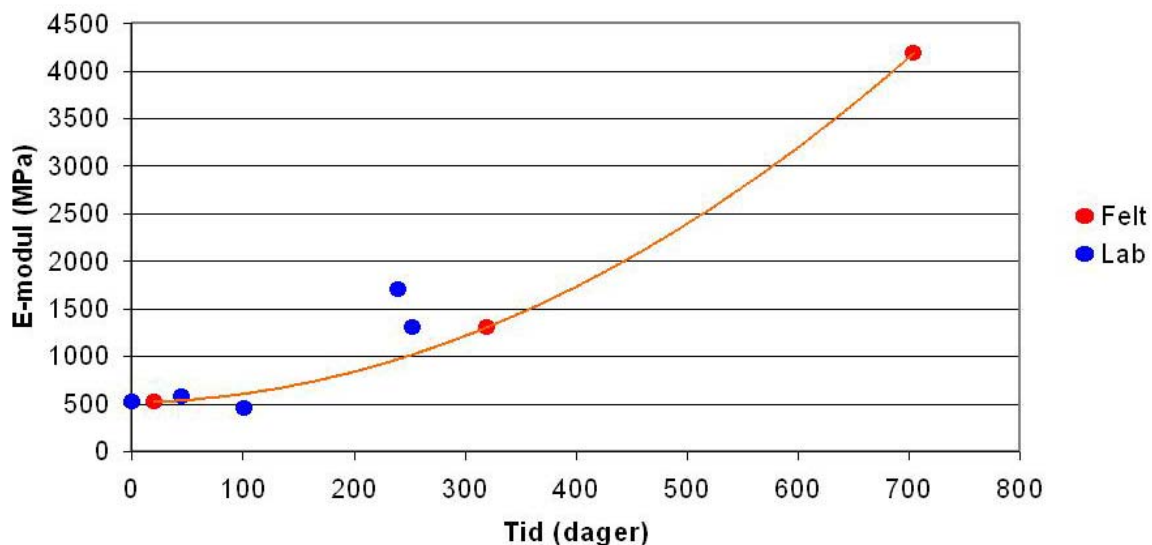
For å få et bedre bilde på de enkelte lags bidrag til konstruksjonens stivhet ble det gjort flere etterberegninger av E-moduler fra falloddsmålingene. Spesielt interessant i denne forbindelse er å sammenligne forsterkningslagene. Alle forsterkningslagene bestod av 40 cm ubundne materialer og var derfor direkte sammenlignbare. Resultatene er vist i Figur 22.



Figur 22: Etterberegnete E-moduler for forsterkningslagene på Fornebu forsøksveg; kult (felt 3, 4, 2, 1), knust asfalt (felt 5), miks knust asfalt/knust betong (felt 6) og knust betong (felt 7)

De ”alternative” materialene (felt 5, 6, 7) hadde alle høyere stivhet enn referansematerialet av kult (felt 3, 4, 2, 1). En kraftig stivhetsøkning ble påvist i perioden for mikslaget (felt 6) og spesielt for laget med ren gjenbruksbetong (felt 7). Forsterkningslaget av knust betong hadde etter 2 år ute på forsøksvegen en etterberegnet E-modul > 4000 MPa!

Som beskrevet i kapittel 5 ble det kjørt treksforsøk i laboratorium på prøver etter en viss tids lagring. Hvordan dette samsvarer med målingene i felt er vist på Figur 23.



Figur 23: Fasthetsutvikling (E-moduler) for ubundet knust betong på Fornebu; etterberegnete verdier fra bæreevne målinger i felt kontra treksforsøk i laboratorium



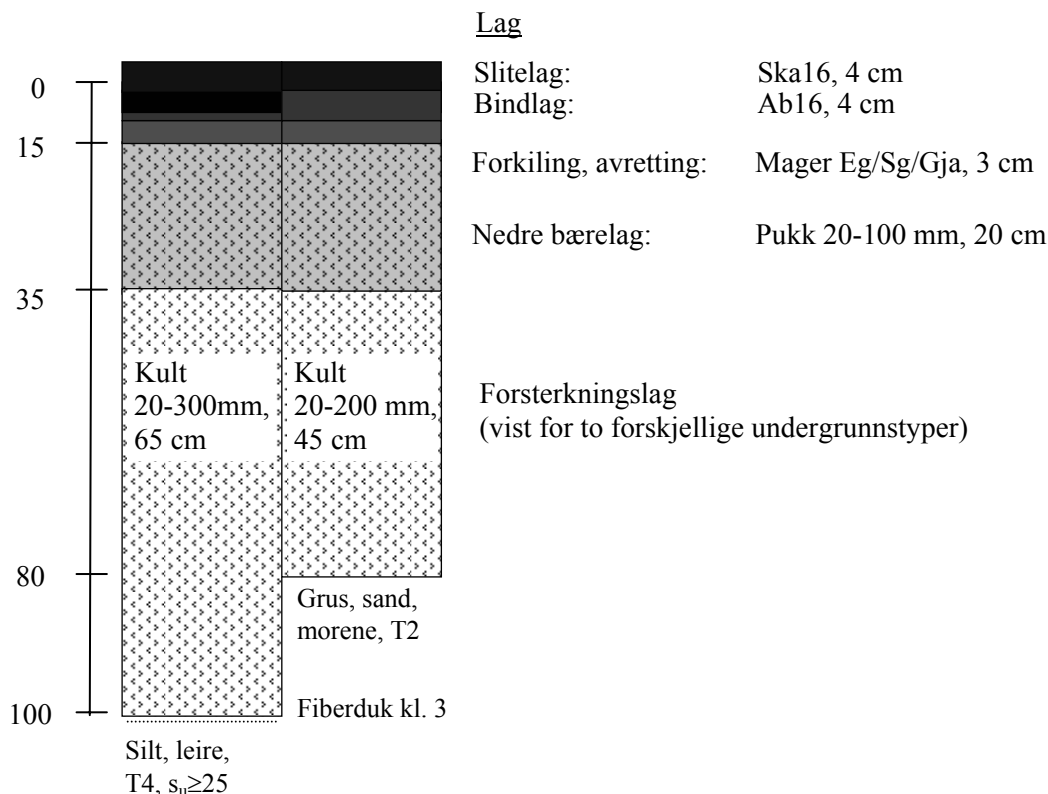
**Konklusjoner:**

- En endret (økt) stivhet over tid for feltene med Gja og miks Gja/Ak som forsterkningslag ble tydelig påvist på forsøksvegen på Fornebu. Dette ble påvist både gjennom målt sporutvikling, målt bæreevne og etterberegnete lag E-moduler.
- Mest markant var økningen på felt 7 med ren gjenbruksbetong. Etterregnede E-moduler for forsterkningslaget viste her en 8-dobling av stivheten etter 2 år i felt i forhold til initialverdiene.
- Verdiene fra felt er i rimelig god overensstemmelse med verdier bestemt gjennom testing av prøver i laboratorium.

**6.3 Gjenbruksprosjektet**

På de utlagte forsøksfeltene i Gjenbruksprosjektets regi foreligger pr dato bæreevne målinger bare i et begrenset omfang, og da på E6 Melhus.

Omlegging av E6 forbi Melhus sentrum (totalt 8 km ny veg) har vært et forholdsvis omfattende prosjekt som har bydd på flere utfordringer, også rent anleggsmessig. Veggen er dimensjonert for en trafikkmengde på ÅDT = 12500. Standard konstruksjonsoppbygging er vist i Figur 24.

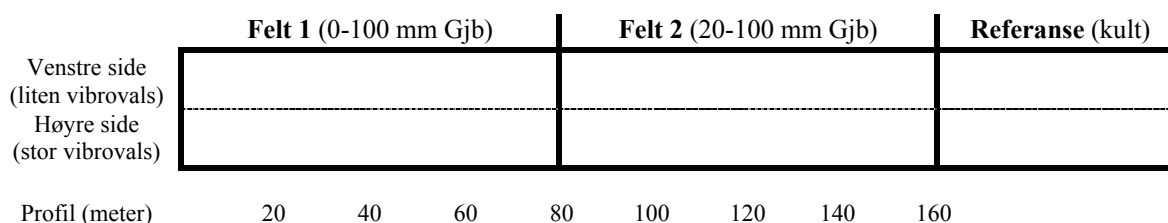


**Figur 24: Prosjektert vegoverbygning på E6 Melhus**

Arbeidene med forsterkningslag og nedre bærelag ble utført høsten 2003. Hoveddelen av asfaltarbeidene (dekke etc.) ble utført sommeren 2004.

På en parsell ca midt på strekningen (sør for Melhus sentrum) ble det lagt inn en alternativ konstruksjon hvor man byttet ut forsterkningslaget av kult med tilsvarende lagtykkelse av ubundet knust betong. Parsellen ble delt i to felt, hver på ca 80 m, for å kunne sammenligne de to forskjellige betongsorteringene. På felt 1 (sør) la man inn sortering 0-100 mm, på felt 2 (nord) benyttet man sortering 20-100 mm.

For å se nærmere på komprimeringsegenskapene til materialet var planen videre å bruke to forskjellige typer vals; hhv lett (6-7 tonns vibrovals) på venstre side og tung (15 tonns vibrovals) på høyre side, som skissert i Figur 25.



**Figur 25: Skisse av forsøksfelt med knust betong, E6 Melhus**

Det ble gjort platebelastningsforsøk på forsterkningslaget og avrettingslaget og falloddsmålinger på topp avretting og på topp asfaltdekke (bindlag). Formålet med disse målingene var å sammenligne konstruksjonene og se på det bæreevnemessige bidraget fra forsterkningslaget av knust betong i forhold til standard kult. Man ønsket også å se om man kunne måle forskjeller mellom feltene med tett og åpen gradering på betongen (0-100 mm kontra 20-100 mm).

Et utvalg av resultatene fra disse målingene er vist i Tabell 17 til Tabell 19. Det er etterregnet E-moduler fra bæreevne målinger med fallodd utført i april 2005, dvs ca 1,5 år etter utlegging av forsterkningslaget. Falloddsmålinger skal etter planen gjentas periodisk framover for å se eventuell videre utvikling/endring i bæreevne og stivhet. Det samme gjelder for spor og jevnhet.

**Tabell 17: Platebelastningsforsøk E6 Melhus**

	Stivhetsmodul E2 (MPa)			
	På forsterkn.lag (des 2003)		På avrettingslag (juni 2004)	
	Venstre side	Høyre side	Venstre side	Høyre side
Felt 1 (Gjb 0-100)	-	-	406	363
Felt 2 (Gjb 20-100)	146	128	262	294
Referanse (knust fjell/kult)	148	134	301	305

**Tabell 18: Bæreevne måling med fallodd E6 Melhus (etter et halvt år)**

	Bæreevne (tonn) <sup>1</sup>			
	På avrettingslag (juni 2004)		På topp dekke (aug 2004)	
	Venstre side	Høyre side	Venstre side	Høyre side
Felt 1 (Gjb 0-100)	10,5	8,9	16,6	17,8
Felt 2 (Gjb 20-100)	9,0	7,9	15,3	15,6
Referanse (knust fjell/kult)	9,1	8,4	15,7	16,1

<sup>1</sup> Noe usikkerhet knyttet til lagtykkelser på avrettingslag m m

**Tabell 19: E-moduler for forsterkningslaget (beregnet fra fallodds målinger april 2005)**

	Etterberegnet E-modul (MPa)		
	Venstre side	Høyre side	Gj.snitt
Felt 1 (Gjb 0-100)	904	875	889
Felt 2 (Gjb 20-100)	344	275	310
Referanse (knust fjell/kult)	171	145	158



**Figur 26: Forsøksstrekning på E6 Melhus, høsten 2004**

***Konklusjoner:***

- Målingene som ble utført like etter utlegging viser at forsterkningslagene av gjenbruksbetong og knust fjell hadde tilnærmet samme bæreevne/stivhet fra starten av (litt usikkert for gjenbruksbetong 0-100 mm da man her mangler initialmålinger, se Tabell 17).
- Målinger utført i ettertid viser større forskjeller, det er tydelig at feltene med knust betong nå er sterkere enn den ordinære overbygningen. E-modulberegningene i 2005 viser også at parsellen med gjenbruksbetong 0-100 har fått en vesentlig stivhetsøkning sammenlignet med parsellen med gjenbruksbetong 20-100.
- Verdiene for venstre felt av vegen er gjennomgående høyere enn for høyre felt. Venstre side ble komprimert med liten vals og høyre side med stor (Figur 25). Det ble komprimert med likt antall overfarer på begge sider. Ut fra disse resultatene virker det ikke å være noen fordel med ekstra tungt komprimeringsutstyr på denne typen grove masser.

## 7 Gjeldende krav til gjenbruksbetong

Statens vegvesen anser knust betong for å være en viktig ressurs med stort potensial, og det har derfor vært viktig å få gjenbruksbetong inn som valgmulighet i den nye utgaven av Håndbok 018 Vegbygging (2005).

Det foreløpig begrensede erfaringsgrunnlaget i vårt eget land er nevnt tidligere. For å kunne sette opp de første krav, anbefalinger osv for disse ”nye” materialene i de norske retningslinjene har man derfor støttet seg på følgende:

- Erfaringer fra norske felt- og laboratorieforsøk.
- Litteraturstudium omhandlende evaluering av testmetoder og andre lands erfaringer<sup>2</sup>.
- Krav og anbefalinger i de andre nordiske landene (spesielt Sverige og Danmark).

Våre naboland har vært tidligere ute enn oss når det gjelder å sette opp krav og anbefalinger ved bruk av gjenbruksbetong. Nedenfor er derfor de sentrale svenske og danske kravene referert. Beskrivelsene er basert på rapportene<sup>3,4,5</sup> hvor flere detaljer kan hentes.

Avslutningsvis er de nye anbefalingene i Håndbok 018 kort presentert.

### 7.1 Svenske krav

#### 7.1.1 Materialkrav

##### Renhet

Renhet er en viktig parameter ved bruk av knust betong i vegbygging. Generelt gjelder at materialene ikke får inneholde miljøfarlige stoffer som asbest, PCB, PAH, kvikksølv o l.

Svenske retningslinjer<sup>3</sup> deler inn knust betong i fire kvalitetsklasser avhengig av betongkvalitet og renhet, som vist i Tabell 20. Kvalitetsklasse 1 krever høy renhet og høy trykkfasthet, alternativt høy renhet og lav micro-Deval verdi.

For bruk som forsterkningslag i veg/gate eller bærelag i gang-/sykkelveg kreves betongkvalitet i kvalitetsklasse 1 eller 2. Som material til ”skyddslager” kreves klasse 3 og som material til underbygning/fylling kreves klasse 4.

Tabell 20: Kvalitetsklasser knust betong, Sverige

Kvalitets- klass	Betongkvalitet				Renhet			
	Ett av nedanstående värden skall uppfyllas							
Krossad betong	Dokum. oppgifter Hållfasthetsklass C-värde <sup>(1)</sup> K-värde		Tryck- hållfasthet kärnor <sup>(2)</sup>	micro- Deval	Mängd betong minst	Tillåten mängd tegel max <sup>(3)</sup>	Tillåten mängd lättbtg max <sup>(4)</sup>	Tillåten mängd övrigt max <sup>(5)</sup>
Nr	MPa	MPa	MPa		vikt %	vikt %	vikt %	vikt %
1	≥ C 30/37	≥ K40	≥ 30	= 25	100	0	0	0
2	≥ C 20/25	≥ K25	≥ 20	= 35	95	5	1	0,5
3	≥ C 12/15	≥ K12	≥ 10	= 50	80	20	5	2
4	–	–	–	–	50	50	50	10

(1) Klasser för tryckhållfasthet, enligt SS-EN 206-1.

(2) Provning av betong utförs enligt SS-EN 12390-3.

(3) Mineraliskt material med kompakt densitet >1,6 t/m<sup>3</sup>

(4) Mineraliskt material med kompakt densitet <1,6 t/m<sup>3</sup>

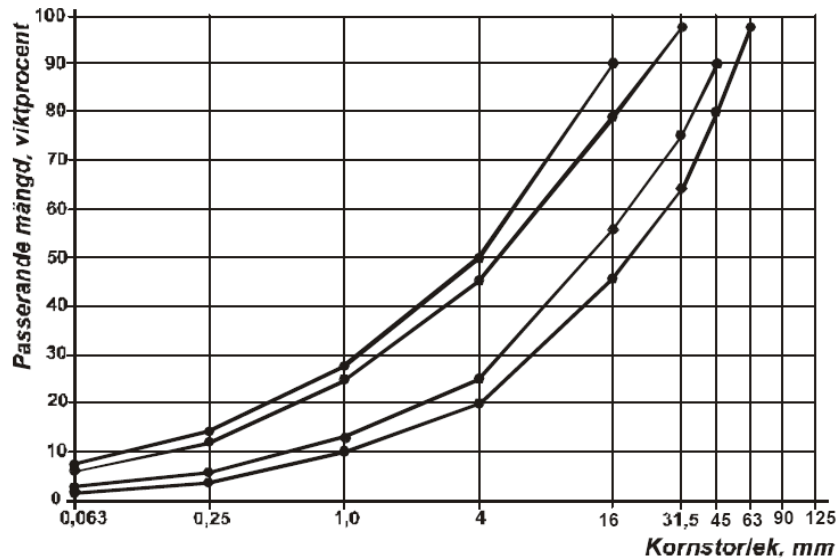
(5) Övrigt material såsom trä, plast, papper, bitumen m.m.

### Mekanisk styrke

Som det framgår av Tabell 20 refererer svenske retningslinjer til micro-Deval vedrørende krav til mekanisk styrke. Material til forsterkningslag i veg og/eller bærelag i gang-/sykkelveg skal normalt ha micro-Deval verdi  $\leq 25$ . Hvis materialet i anleggsfasen bare skal trafikkeres av noen enkeltvise tunge kjøretøy (totalvekt  $> 3,5$  tonn) tillates micro-Deval verdier opp til 35.

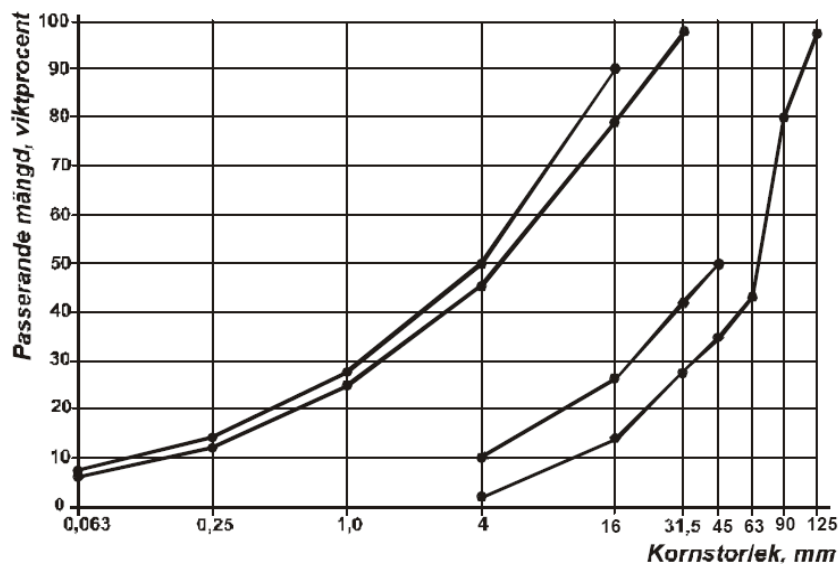
### Gradering

Krav til bærelag framgår av Figur 27. Største kornstørrelse får ikke overstige halve lagtykkelsen.



Figur 27: Grensekurver for knust betong til bærelag på gang- og sykkelveger, Sverige

Krav til forsterkningslag framgår av Figur 28. Største kornstørrelse får heller ikke her overstige halve lagtykkelsen.



Figur 28: Grensekurver for knust betong til forsterkningslag, Sverige

## 7.1.2 Kontrollomfang (utgangsmaterialer)

Knust betong til vegkonstruksjoner skal typetestes og deklarerer av produsent.

For sertifiserte produkter skal sertifikat i samsvar med Byggeveredirektivet forelegges bestiller. For ikke sertifiserte produkter skal leverandøren oppvise deklarasjon på egenkontroll for et utvalg egenskaper. Deklarasjonen skal ikke være eldre enn 1 år. Omfanget framgår av Tabell 21, som også viser normalt opplegg for mottakskontroller (hos bestiller).

**Tabell 21: Kontrollomfang gjenbruksmaterialer av knust betong, Sverige**

<b>Leverandør (deklarasjon):</b> Miljøpåvirkning	Skriftlig dokumentasjon med miljøkarakterisering, angivelse av type, opphav, produksjonssted m m.
Kvalitetsklasse	Renhet og betongkvalitet skal dokumenteres. Omfang: For hvert rivingsobjekt eller pr 5000 tonn.
Sikteanalyse	Skal dokumentere at produktet tilfredsstillter kravene. Omfang: For hvert rivingsobjekt eller pr 5000 tonn.
<b>Mottakskontroll:</b> Renhet (visuell analyse)	1 prøve pr rivingsobjekt eller pr 2500 m <sup>3</sup> produsert masse
Micro-Deval	Minst 2 prøver pr rivingsobjekt eller pr 2500 m <sup>3</sup> produsert masse
Sikteanalyse	1 prøve pr rivingsobjekt eller pr 2500 m <sup>3</sup> produsert masse

## 7.2 Danske krav

### 7.2.1 Materialkrav

#### Renhet

Danmark har utarbeidet egne retningslinjer for både knust betong og knust tegl<sup>4,5</sup>.

Knust betong deles inn i tre kvalitetsklasser ut fra renhet som vist i Tabell 22. Tilsvarende renhetskrav for knust tegl framgår av Tabell 23.

**Tabell 22: Knust betong, krav til renhet (Danmark)**

Betegnelse	Bestanddel	Innhold (gjelder material > 8 mm)		
		Kvalitet A (vekt-%)	Kvalitet B (vekt-%)	Kvalitet C (vekt-%)
”Beton”	Betong og naturmaterialer	≥ 98	≥ 95	≥ 80
”Tegl”	Tegl, lettbetong, eksp. leire, kalkmørtel	≤ 2	≤ 5	≤ 20
”Asfalt”	Knust asfalt	≤ 2	≤ 2	≤ 2
”Andet, ikke skadeligt”	Glass, porselen, hard plast, jern o l harde materialer	≤ 2	≤ 5	≤ 20
”Andet, skadeligt”	Tre, papir, isolasjonsmaterialer*, myk plast, slagg m m	≤ 0,5	≤ 1	≤ 2
	*Lette isolasjonsmaterialer (styrofoam, polyurethan o l)	≤ 0,02	≤ 0,02	≤ 0,02

**Tabell 23: Knust tegl, krav til renhet (Danmark)**

Betegnelse	Bestanddel	Innhold ( <i>material &gt; 8 mm</i> )
		Kvalitet A (vekt-%)
”Tegl”	Tegl, lettbetong, eksp. leire, kalkmørtel	≥ 55
”Beton”	Betong og naturmaterialer	≤ 45
”Asfalt”	Knust asfalt	≤ 2
”Andet, ikke skadeligt”	Glass, porselen, hard plast, jern o l harde materialer	≤ 3
”Andet, skadeligt”	Tre, papir, isolasjonsmaterialer*, myk plast, slagg m m	≤ 0,5
	*Lette isolasjonsmaterialer (styrofoam, polyurethan o l)	≤ 0,02

Knust betong av kvalitet A og B kan brukes som ubundet bærelag i alle vegkategorier/trafikklasser, mens kvalitet C begrenser seg til kategori 0-trafikk eller lett trafikk.

Knust tegl kan brukes som ubundet bærelag på veger og plasser av kategori 0-trafikk eller lett trafikk.

### **Mekanisk styrke**

Krav til mekanisk styrke i danske retningslinjer er relatert til Los Angeles-verdi, jfr. Tabell .

For knust tegl stilles normalt ingen krav til mekanisk styrke (det kan stilles supplerende krav i særskilt arbeidsbeskrivelse, såkalt SAB-P).

**Tabell 24: Krav til mekanisk styrke på ubundet knust betong, Danmark**

	Kvalitet A	Kvalitet B	Kvalitet C
Los Angeles-verdi	≤ 35	≤ 40	Intet krav

### **Gradering**

For ubundne bærelag av knust betong har Danmark krav til gradering relatert til Figur 29.

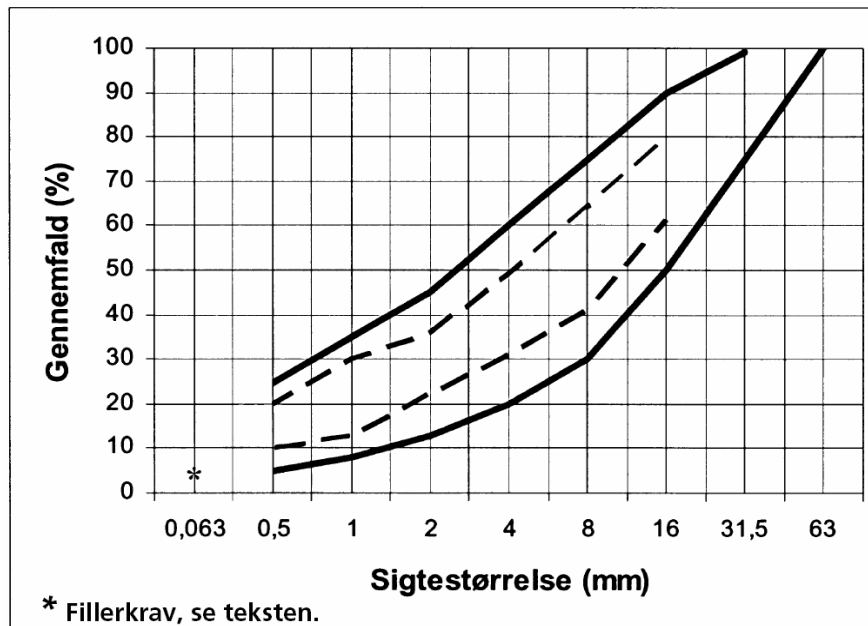
Kornkurven skal ligge innenfor de heltrukne grensekurvene. Produsenten skal deklare verdier innenfor de stiplede linjene for å ta hensyn til produksjonstoleranser.

For øvrig gjelder følgende krav til finstoff:

- Kvalitet A: Skal ha maks 5 % og min 2 % < 0,063 mm
- Kvalitet B: Skal ha maks 7 % og min 2 % < 0,063 mm
- Kvalitet C: Skal ha maks 9 % og min 2 % < 0,063 mm

Knust tegl til bruk i bærelag skal ha gradering tilsvarende kvalitet A for knust betong.

Disse anbefalingene er relatert til bærelag. I Danmark har man ikke tilsvarende dokumenterte erfaringer med bruk av grovere masser (opp til ca 100 mm), men det selges en del til såkalt ”bundsikring”.



Figur 29: Grensekurver for knust betong kvalitet A og B (bærelag), Danmark

## 7.2.2 Kontrollomfang (utgangsmaterialer)

Det påhviler entreprenøren å føre kontroll med leverte materialer, komprimering og ferdig overflate. Kopier av kontrollskjemaer skal leveres byggherre umiddelbart etter at resultater foreligger. Materialkvaliteten skal kontrolleres fortløpende. Nødvendig omfang av kontrollen er vist i Tabell 24.

Tabell 24: Kontrollomfang gjenbruksmaterialer av knust betong, Danmark

	Ikke sertifisert produsent/leverandør	Sertifisert produsent/leverandør
<b>Sikteanalyse</b>	1 prøve pr påbegynt 500 m <sup>3</sup>	1 prøve pr påbegynt 2500 m <sup>3</sup>
<b>Renhet (visuell analyse)</b>	1 prøve pr påbegynt 1000 m <sup>3</sup>	1 prøve pr påbegynt 5000 m <sup>3</sup>
<b>Los Angeles</b>	1 prøve pr påbegynt 1000 m <sup>3</sup>	1 prøve pr påbegynt 5000 m <sup>3</sup>

## 7.3 Norske krav

I den nye utgaven av vegvesenets Håndbok 018 Vegbygging er gjenbruksbetong innført som et nytt alternativ til forsterkningslag i veger og som bærelag i gang-/sykkelveger og P-plasser<sup>1</sup>. Kravene som der er satt er i hovedsak basert på de erfaringer og resultater som er framkommet i norske prosjekter, i første omgang RESIBA<sup>11,12</sup>. Man har også støttet seg på krav og retningslinjer fra andre land, og da i første rekke Sverige og Danmark.

### 7.3.1 Materialsammensetning

Generelt gjelder at rivemasser Statens vegvesen bruker skal komme fra objekter der det er utført miljøsanering før riving.



Håndbok 018 åpner for bruk av to ulike kvaliteter av ubundet knust betong, henholdsvis Gjb I og Gjb II. Forskjellen mellom disse er knyttet til materialsammensetning som vist i Figur .

Materialer	Gjb I Knust betong Type 1B <sup>1)</sup>	Gjb II Blandet masse Type 2B <sup>1)</sup>
Hoveddelmateriale Knust betong og naturtilslag Knust betong, knust murverk og naturtilslag	>94 %	> 90 % <sup>2)</sup>
Andre granulære delmaterialer Knust murverk Knust gjenbruksasfalt	< 5 % < 5 %	< 5 %
Ikke-mineralsk innhold Treverk, papir, metall, isolasjonsmaterialer*, planterester**, plast, glass, gummi, annet  * Isolasjonsmaterialer ** Planterester	< 1 %  < 0,1 volum-% < 0,1 volum-%	< 2,5 %  < 0,5 volum-% < 0,5 volum-%
Densitet <sup>3)</sup> Ovnstørr Vannmettet overflatetørr	> 2000 kg/m <sup>3</sup> > 2100 kg/m <sup>3</sup>	> 1500 kg/m <sup>3</sup> > 1800 kg/m <sup>3</sup>
Vannabsorpsjon	< 10 %	< 20 %

- 1) Gjb I og Gjb II tilsvarer henholdsvis type 1B og 2B etter Ref. 9.
- 2) For bruksområder der det stilles andre krav til resirkulert tilslag enn renhetskrav anbefales det å holde andelen av ren betong på minimum 80 %.
- 3) Utføres i henhold til NS-EN 1097-6 (Ref. 2), som angir flere målemetoder (densitet i ovnstørr evt. vannmettet/overflatetørr tilstand). Kravet skal oppfylles for minst en av metodene.

**Figur 30: Krav til massesammensetning for gjenbruksbetong**

### 7.3.2 Bruk i forsterkningslag

Materialkrav og krav til kontrollomfang for forsterkningslag er gitt i Figur .

Krav til	Kvalitetskrav			Kontrollomfang Min. 1 prøve for hver mengdeenhet
	Krav	Toleranser <sup>5)</sup>	Maks. avvik	
<b>Sand/grus</b>				
Los Angeles-verdi, øvre forsterkn.lag	≤ 35 <sup>2)</sup>	20 %	+5	6)
Los Angeles-verdi, nedre forsterkn.lag	≤ 40	20 %	+5	6)
Maks. pass. 63 µm av mat. < 20 mm	8 % <sup>8)</sup>	20 %	+2 %	1000 m <sup>3</sup> <sup>7)</sup>
Graderingstall C <sub>u</sub> – øvre forsterkn.lag	≥ 15 <sup>1)</sup>	20 %	-3	1000 m <sup>3</sup> <sup>7)</sup>
Graderingstall C <sub>u</sub> – nedre forsterkn.lag	≥ 5	20 %	-1	1000 m <sup>3</sup> <sup>7)</sup>
Største steinstørrelse	2/3 av lagtykkelsen, maks. 150 mm	20 %	20 mm	1000 m <sup>3</sup> <sup>7)</sup>
Komprimering (Modifisert Proctor)	Figur 520.6	Fig. 520.6	≥ 95 %	100 m veg <sup>4)10)</sup>
<b>Gjenbruksbetong</b>				
Los Angeles-verdi, øvre forsterkn.lag	≤ 35 <sup>2)</sup>	20 %	+5	6)
Los Angeles-verdi, nedre forsterkn.lag	≤ 40	20 %	+5	6)
Maks. pass. 63 µm av mat. < 20 mm	8 % <sup>8)</sup>	20 %	+2 %	1000 m <sup>3</sup> <sup>7)</sup>
Graderingstall C <sub>u</sub> – øvre forsterkn.lag	≥ 15 <sup>1)</sup>	20 %	-3	1000 m <sup>3</sup> <sup>7)</sup>
Graderingstall C <sub>u</sub> – nedre forsterkn.lag	≥ 5 <sup>2)</sup>	20 %	-1	1000 m <sup>3</sup> <sup>7)</sup>
Største steinstørrelse	≤ 120 mm	20 %	20 mm	1000 m <sup>3</sup> <sup>7)</sup>
Komprimering (Modifisert Proctor)	Figur 520.6	Fig. 520.6	≥ 95 %	100 m veg <sup>4)10)</sup>
<b>Pukk/kult</b>				
Los Angeles-verdi, øvre forsterkn.lag	≤ 35 <sup>2)</sup>	20 %	+5	6)
Los Angeles-verdi, nedre forsterkn.lag	≤ 40	20 %	+5	6)
Maks. pass. 63 µm av mat. < 20 mm	8 % <sup>8)</sup>	20 %	+2 %	1000 m <sup>3</sup> <sup>7)</sup>
Sikterenhetsgrad (se vedlegg 3)	G <sub>C</sub> 80/20(pukk), G <sub>A</sub> 80(kult)	20 %		1000 m <sup>3</sup> <sup>7)</sup>
Største steinstørrelse	2/3 av lagtykkelse <sup>3)</sup> maks. 250 mm	20 %	30 mm	1000 m <sup>3</sup> <sup>7)</sup>
Komprimering (Nivellement)	Gj.snitt siste setning < 10% av total setn.	20 %	+1 %	100 m veg <sup>4)</sup>
<b>Sprengt stein</b>				
Los Angeles-verdi, øvre forsterkn.lag	≤ 35 <sup>2)</sup>	20 %	+5	6)
Los Angeles-verdi, nedre forsterkn.lag	≤ 40	20 %	+5	6)
Maks. pass. 63 µm av mat. < 20 mm	8 % <sup>8)</sup>	20 %	+2 %	1000 m <sup>3</sup> <sup>7)</sup>
Største steinstørrelse	2/3 av lagtykkelse <sup>3)</sup>	20 %	30 mm	1000 m <sup>3</sup> <sup>7)</sup>
Komprimering (Nivellement)	Gj.snitt siste setning < 10% av total setn.	20 %	+1 %	100 m veg <sup>4)</sup>

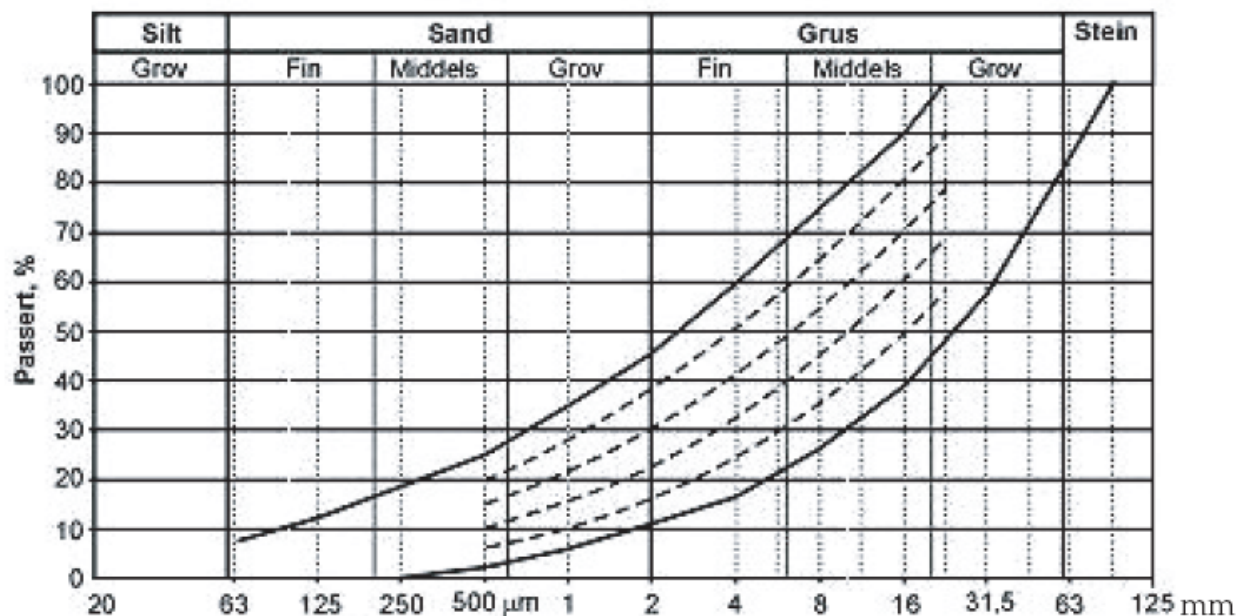
Krav til forsterkningslag,  
ferdig utlagt

- 1) C<sub>u</sub> ≥ 10 kan benyttes for atkomstveger.
- 2) For atkomstveger, P-plasser og G/S-veger kan materialer med LA ≤ 40 benyttes som øvre forsterkningslag.
- 3) Største stein skal ikke bygge mer enn 1/2 lagtykkelse ved bæreevnegruppe 4 eller dårligere.
- 4) For atkomstveger økes lengden til 250 m.
- 5) Maks. antall prøver utenfor krav (20 % tilsvarer 1 av 5 prøver utenfor krav).
- 6) Produsentens produksjonskontroll i henhold til aktuell standard bør brukes.
- 7) Prøver for korngradering skal tas på veg.
- 8) Finstoff (matr. < 63 µm) regnes av andel matr. < 20 mm, se kap. 510.1.
- 9) Omfatter også samfengt knust tilslag med øvre nominelle kornstørrelse 32-90 mm.
- 10) Kontrollomfanget gjelder måling på vegen med isotopmåler.

Figur 31: Krav til forsterkningslag (inkl gjenbruksbetong), ferdig utlagt

### 7.3.3 Bruk i bærelag

Ren knust betong (Gjb I) kan brukes som bærelag i gang-/sykkelveger og i parkeringsplasser med lett trafikk. Krav til gradering er vist i Figur 30. Materialkrav for øvrig og krav til kontrollomfang er gitt i Figur 33.



Figur 30: Grensekurver for bærelag av Gjb (som for knust fjell, Fk)

Krav til	Kvalitetskrav			Kontrollomfang
	Krav	Toleranser <sup>3)</sup>	Maks. avvik	Min. 1 prøve pr. mengdeenhet
Los Angeles-verdi	≤ 35	20 %	+5	4)
Flisighetsindeks	≤ 30	20 %	+3	4)
Maks. pass. 63 µm av mat. < 20 mm	8 %	20 %	+2 %	500 m <sup>3</sup> 5)
Korngradering	Som for Fk, figur 523.4	20 %	1)	500 m <sup>3</sup> 5)
Materialsammensetning (iht. figur 522.2)	Gjb I			500 m <sup>3</sup> 5)
Komprimering (Modifisert Proctor)	2)	2)	2)	50 m veg

- 1) CBR-verdi skal være større enn eller lik 100
- 2) Se figur 520.6
- 3) Maks. antall prøver utenfor krav (20 % tilsvarer 1 av 5 prøver utenfor krav)
- 4) Produsentens produksjonskontroll bør brukes. Se Ref. 9
- 5) Prøver for korngradering og materialsammensetning skal tas på veg

Figur 31: Materialkrav og kontrollomfang for bærelag av Gjb I

## 8 Konklusjoner og tema for videre arbeid

At ubundet knust betong (Gjb) nå er kommet med som et aktuelt forsterknings- og bærelagsalternativ i Håndbok 018 vil forhåpentlig stimulere til framtidig økt anvendelse av disse materialene.

Det er i denne rapporten vist resultater fra nyere norske feltforsøk med gjenbruksbetong. For de fleste av disse prosjektene er det også gjort forholdsvis omfattende materialundersøkelser i laboratorium. Dette bl a for å se hvilke metoder/hvilken type testing som er best egnet og gir best samsvar med oppførsel i felt.

Det er fortsatt litt tidlig å konkludere, videre oppfølging vil gi mer kunnskap om langtidsegenskapene. Men noen forhold synes tydelig avdekket allerede. Nedenfor er det framhevet noen punkter som bør være gjenstand for drøfting, både når det gjelder behov for videre arbeid og eventuelt justering av de krav og spesifikasjoner som er angitt i Håndbok 018:

### *Utførelse*

I denne rapporten er det på grunnlag av erfaringer pekt på en del hensyn som må tas ved utlegging og komprimering av gjenbruksbetong, bl a for å unngå unødig nedknusing (se kapittel 3). Her er det imidlertid behov for mye mer kunnskap. Hvordan valg av utstyr, lagtykkelser, komprimeringsprosedyrer osv slår ut på materialeegenskapene på kort og lang sikt vet vi foreløpig for lite om.

### *Dimensjonering*

De foreløpig oppsatte lastfordelingskoeffisientene for dimensjonering etter nivå 1 er av mange betraktet som konservative (se eget avsnitt). De fleste fagmiljøer som har arbeidet med gjenbruksbetong og lignende materialer framholder at de styrkemessige egenskapene bør vurderes ut fra funksjonell testing. I den sammenheng står treaks som det kanskje fremste hjelpemidlet. Dette er imidlertid komplisert utstyr som vanskelig kan bli standard rutine ved alle prosjekter. For større/spesielle prosjekter med utstrakt bruk av alternative materialer bør man derfor åpne for dimensjonering etter nivå 2. Da kan man eksempelvis ved hjelp av treaks synliggjøre de reelle styrkeegenskapene slik at disse kan tas hensyn til i forbindelse med design og dimensjonering. En sammenligning av konstruksjoner dimensjonert etter henholdsvis nivå 1 og nivå 2 hadde vært et svært interessant prosjekt i denne sammenheng.

### *Materialsammensetning*

I de nye norske spesifikasjonene (Figur ) skilles det ikke mellom naturtilslag og ren betong i den knuste gjenbruksmassen, kravene er satt til *summen* av disse (> 94 % for Gjb I, > 90 % for Gjb II). Også CEN-spesifikasjonene betrakter i denne sammenheng foreløpig betong og stein samlet som én kategori. Fra Sverige argumenteres det nå sterkt overfor CEN for å dele inn i kvalitetsklasser ut fra betonginnhold, dvs å skille ren betong fra andre ubundne naturmaterialer. Dette nettopp for å kunne utnytte de rene betongmaterialenes positive egenskaper bedre. Pr i dag kan altså gjenbruksbetong slik det er beskrevet i Håndbok 018 i prinsippet inneholde en relativt stor andel stein/grus/pukk. Det gjør at man ved normal dimensjonering ikke bør/kan kalkulere med en stivhetsøkning i materialene. Det vil sannsynligvis være mest riktig å dimensjonere konstruksjonen ut fra materialenes initiale lastfordelingskoeffisienter og ta en videre stivhetsøkning som ”bonus”.

### *Lastfordelingskoeffisienter*

En stivhetsøkning hos gjenbruksbetong over tid er dokumentert i så godt som alle feltprosjektene og også synliggjort gjennom CBR- og treaksforsøk i lab. Ulike betongmaterialer oppviser imidlertid ulik grad av etterherding. Masser med et visst innhold av finstoff (f eks 0-60 mm) får langt kraftigere stivhetsøkning enn masser med bare grove partikler (f eks 20-60 mm). Materialsammensetning - renhet er som nevnt over også en viktig parameter, 100% betongmaterialer herder f eks betydelig mer enn materialer som inneholder tegl.

Selv om man ved dimensjonering ikke regner med etterherding og økt bæreevne på grunn av dette, bør det være grunnlag for å revurdere (initial)verdiene for lastfordelingskoeffisienter i Håndbok 018. Disse er for forsterkningslag foreløpig satt til  $a = 1,0$  for Gjb I og  $a = 0,9$  for Gjb II.

At lastfordelingskoeffisienten delvis er under 1,0 virker ikke stimulerende med tanke på økt bruk. Alle lab- og felterfaringer tilsier at koeffisientene i det minste må kunne løftes til over 1,0.

### ***Mekanisk styrke***

De styrkemessige kravene til gjenbruksbetong i Håndbok 018 er primært knyttet til Los Angeles-metoden (Figur 30 og Figur 31). Forsøk både i Norge og andre land har demonstrert at dette er en metode som ofte gir et feil bilde av de funksjonelle egenskapene til alternative materialer, selv om den er bedre enn de gamle fallprøve(impact)-testene. LA-verdien vil eksempelvis kunne underestimere styrken til materialet som lagpakke og dermed underkjenne godt brukbare materialer.

Andre metoder har vært vurdert, også i Gjenbruksprosjektet, hvorav en del resultater er referert i denne rapporten. Pr i dag er vi ikke modne for å innføre en annen styrketest som standard. Men for ikke unødig å diskvalifisere gjenbruksbetong bør man vurdere LA-kravene etter dagens opplegg på nytt når/hvis materialenes egnethet dokumenteres på annen måte. En videre oppfølging av prosjektene i denne rapporten er viktig i den sammenheng. Eksempelvis kan det være aktuelt å senke kravene fra 35 til 40 eller fra 40 til 45, i hvert fall på lavtrafikkerte veger.

### ***Finstoff og vannømfintlighet***

Andelen finstoff i gjenbruksbetong ser ut til å kunne ha betydning for flere mekaniske og strukturelle egenskaper. Forsøk både i lab og felt viser som nevnt flere ganger en til dels kraftig (positiv) fasthetsøkning over tid i masser hvor kornskjelettet er helt eller delvis fylt opp av finmaterial (eksempelvis fraksjonen 0-60 mm). En økning kan også måles i materialer med et åpent kornskjelett, men da med mindre utslag (f eks fraksjon 20-60 mm).

På den andre siden vil porøsiteten i gjenbruksbetong gjøre at de kan trekke opp betydelige mengder vann. Foreløpige teleforsøk i laboratorium tyder på at dette kan skje i større grad enn kornsammensetningen og normale telekriterier skulle tilsi. Og materialene med finstoff vil være mest vannømfintlige.

Hvordan innholdet av finstoff ut fra dette påvirker bæreevne, bestandighet osv i positiv og negativ forstand over tid er ikke kartlagt. Foreløpig er det ingen feltmålinger som indikerer problemer, men dette er opplagt et aktuelt tema for videre arbeid.

## 9 Referanser

---

- <sup>1</sup> Håndbok 018 Vegbygging, Statens vegvesen 2005
- <sup>2</sup> Gjenbruk av knust betong og tegl i vegbygging. Testing av mekaniske egenskaper – Erfaringsinnsamling Gjenbruksprosjektet Prosjektrapport nr 1, februar 2003 (Internrapport nr 2309 Vegdirektoratet/SINTEF-rapport nr STF22 A02329)
- <sup>3</sup> Krossad betong i vägkonstruktioner, Allmän teknisk beskrivning Vägverket Publ 2004:11
- <sup>4</sup> Ubundne bærelag af knust beton – efter europæiske standarder, Rapport 130 Vejteknisk Institut Danmark 2004
- <sup>5</sup> Ubundne bærelag af knust tegl – efter europæiske standarder, Rapport 131 Vejteknisk Intitut 2004
- <sup>6</sup> Laboratorieundersøkelser av gjenbruksmaterialer brukt i forsøksfelt på E6 Klemetsrud  
SINTEF-rapport nr STF50 A05061 (april 2005)
- <sup>7</sup> Knust betong som forsterkningslag på E6 Melhus – Resultater fra felt- og laboratorieundersøkelser, SINTEF-rapport nr STF50 A05060 (august 2005)
- <sup>8</sup> Gjenbruk av knust betong ved St Olavs Hospital – Forsøksparsell Harald Hardrådes gate,  
SINTEF Notat 2002-09-16
- <sup>9</sup> RiT2000: Oppfølging av forsøksfelt med gjenbruksmaterialer 1999-2000, SINTEF Notat 2001-02-28
- <sup>10</sup> Gjenbruksmaterialer til vegbygging på Fornebu, SINTEF-rapport STF22 A02310 (april 2002)
- <sup>11</sup> Materialeegenskaper for resirkulert tilslag, RESIBA prosjektrapport 02/2002
- <sup>12</sup> Ubunden bruk av resirkulert tilslag i veger og plasser, RESIBA prosjektrapport 05/2002

# VEDLEGG

## GJENBRUKSPROSJEKTET



VEDLEGG 1: UTSTYR OG PROSEDYRE, LITEN TREAKS.....	III
VEDLEGG 2: UTSTYR OG PROSEDYRE, STOR TREAKS .....	IX
VEDLEGG 3: STOR OG LITEN TREAKS, TEORETISK GRUNNLAG .....	XV
VEDLEGG 4: DELPROSJEKT 3 "GJENBRUK AV BETONG" .....	XIX
VEDLEGG 5: RAPPORTOVERSIKT PR. 1.12.2005, STATENS VEGVESEN GJENBRUKSPROSJEKT 2002-2005 .....	XXI

# GJENBRUKSPROSJEKTET



## VEDLEGG 1: UTSTYR OG PROSEDYRE, LITEN TREAKS

I dette vedlegget er utstyr og prosedyrer for dynamisk testing i liten treaks beskrevet litt mer i detalj.

### Instrumentering, registrering og kontroll

Forsøk med stor treaks er forholdsvis arbeidskrevende, krever mye materialer og setter store krav til prøvetillagingsutstyr, belastningsrigg, detektorer m m. Dette er således ingen metode for driftsrettet, rutinepreget testing.

Litt enklere er det å bruke ”normalt” treaksutstyr, selv om heller ikke det er standardutrustning på veg- og asfaltlaboratoriene. Men det finnes en del slike enheter rundt om, og det er langt lettere å arbeide med disse enn med den store apparaturen.

Ved NTNU/SINTEF er det gjort mange forsøk med liten treaks, på mange ulike materialer, og det er gjennom dette bygd opp en god erfarings-/databank også på granulære materialer.

Figur I viser treaksialriggen med en prøve ferdig til testing.



**Figur I: Treaksialrigg med montert prøve klar til kjøring**

Deformasjonsmålingene skjer direkte på midtpartiet av prøven for å unngå innvirkningen av friksjon mot endeflatene. LVDT'er monteres på ringer som registrerer de radiale deformasjonene, se Figur II. Mellom den øverste og nederste ringen blir det montert to LVDT'er som registrerer de aksiale deformasjonene.

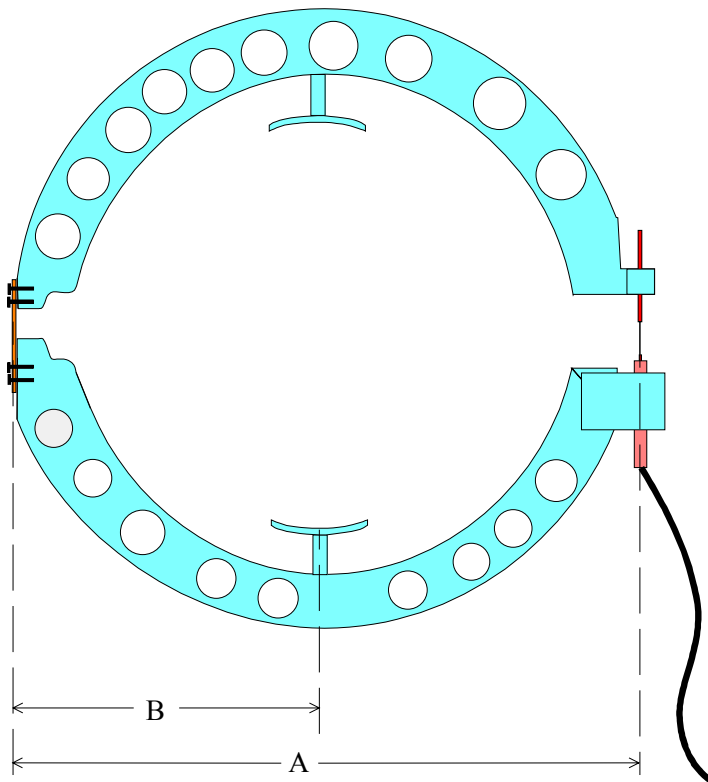


Sidetrykket blir registrert av en elektronisk trykkmåler som står i kontakt med vannet gjennom en åpning i bunnplaten. Deviatorkraften blir målt av en trykceller som er i kontakt med topp-platen til prøven.

I tillegg blir posisjonen til jekken målt av en LVDT, men denne målingen blir bare registrert og ikke brukt videre.

Signalene fra LVDT'ene og lastcellene blir registrert og tolket av en PC og ca en gang pr sekund blir maksimums- og minimumsverdiene lagret til en fil på harddisken. Lagringstettheten kan reguleres hvis en kjører tester med mange sykler for å unngå veldig store filer. Normalt produserer en kjøring ca 4 Mb med data.

Kontrollen av deviator- og sidetrykk skjer via servoventiler som styres av en PC. Lastpåføring skjer etter "closed loop" metoden slik at påført kraft reguleres i forhold til faktisk målt verdi.



**Figur II: Ring for måling av radielle deformasjoner, liten treaks**

### Prøvetillaging

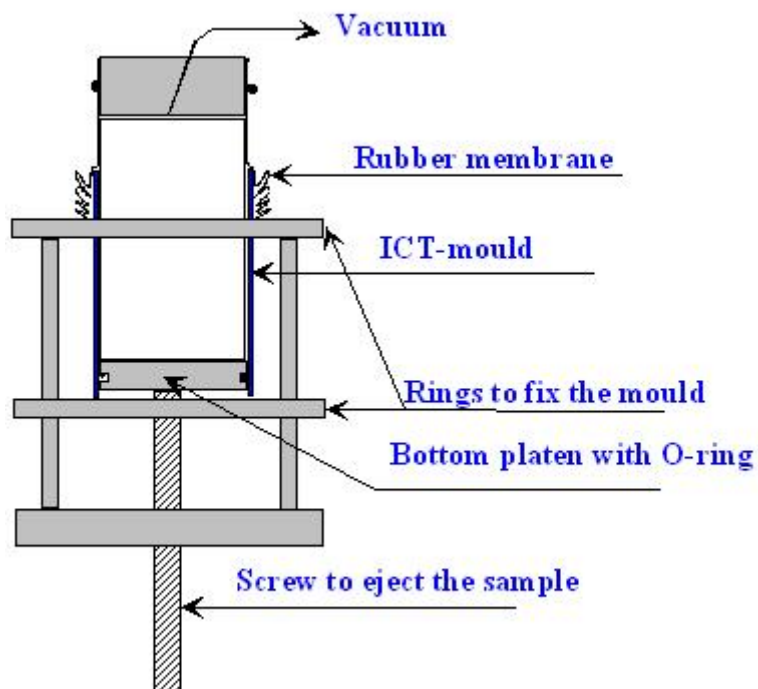
Kompakteringen skjer ved bruk av gyratorisk kompaktor i en hel form uten gummihud, se Figur III. Det er utviklet en egen metode for å skyve den ferdigkompakterte prøven fra formen og inn i gummihud for testing. Prøven holdes under vakuum gjennom hele prosessen.

Skissen i Figur IV viser utstyret mer i detalj for prøver med 150 mm diameter. Utstyret for de store treaksprøvene (300 mm diameter) fungerer på tilsvarende vis.

I en liten treaks (prøvediameter 150 mm, prøvehøyde ca 220 mm) må prøvematerialet skaleres ned når det er snakk om grove materialer. I praksis vil  $d_{max}$  her kunne ligge på 25-30 mm.



Figur III: Kompakteringsutstyr – Gyrator ICT 150 RB



Figur IV: Metode for å skyve prøven ut av sylindren

### Belastningsprosedyre

Tidligere har det vært brukt litt forskjellige belastningsrutiner ved forskjellige laboratorier og også ved NTNU/SINTEF. Det har nå blitt utviklet en ny standard; NS-EN 13286-7 *Unbound and hydraulically bound mixtures Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures*.

NTNU/SINTEF har i denne standarden fått gjennomslag for sin metode for testing av ubundne materialer. Prinsippet for metoden er at belastningen blir påført trinnvis i sekvenser. Hvis det oppstår en aksial deformasjon på 0,5 % blir sekvensen avbrutt og en går videre med neste sekvens. På denne måten blir prøven belastet opp mot bruddgrensen hele fem ganger i løpet av ett forsøk.

**Tabell I: Spenningsnivå for "multistage test, high stress level"**

Sequence 1			Sequence 2			Sequence 3			Sequence 4			Sequence 5		
Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)	
	Constant	min		max	Constant		min	max		Constant	min		max	Constant
20	0	50	45	0	100	70	0	120	100	0	200	150	0	200
20	0	80	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	300
20	0	110	45	0	240	70	0	320	100	0	400	150	0	400
20	0	140	45	0	300	70	0	400	100	0	500	150	0	500
20	0	170	45	0	360	70	0	480	100	0	600	150	0	600
20	0	200	45	0	420	70	0	560						

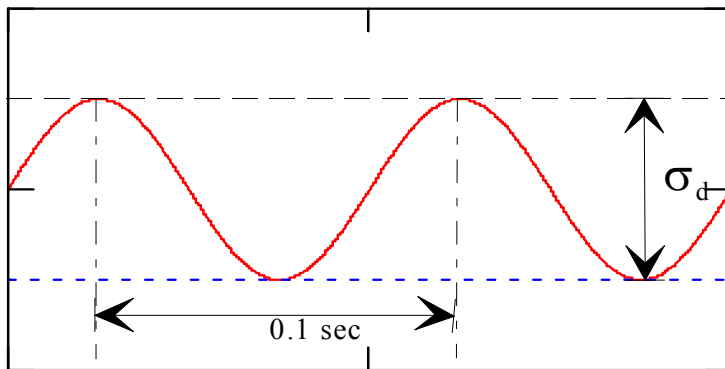
**Tabell II: Spenningsnivå for "multistage test, low stress level"**

Sequence 1			Sequence 2			Sequence 3			Sequence 4			Sequence 5		
Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)	
	Constant	min		max	Constant		min	max		Constant	min		max	Constant
20	0	20	45	0	60	70		80	100	0	100	150	0	100
20	0	40	45	0	90	70	0	120	100	0	150	150	0	200
20	0	60	45	0	120	70	0	160	100	0	200	150	0	300
20	0	80	45	0	150	70	0	200	100	0	250	150	0	400
20	0	100	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	500
20	0	120	45	0	210	70	0	280	100	0	350	150	0	600

Formen på belastningsfunksjonen er en såkalt haversinus funksjon definert som:

$$\text{Haversine } (\theta) = 0.5 (1 - \cos(\theta)).$$

Som vist på Figur V er dette en funksjon med sinusform som er litt forskjøvet i forhold til aksene.



**Figur V: Belastningsfunksjon i liten treaks**

Frekvensen på disse pulsene er 10 Hz. Hvert trinn består av 10 000 pulser. Med fem sekvenser med 5 eller 6 trinn betyr dette at et sterkt materiale blir utsatt for maksimalt 280 000 pulser (jfr. Tabell II).

# GJENBRUKSPROSJEKTET

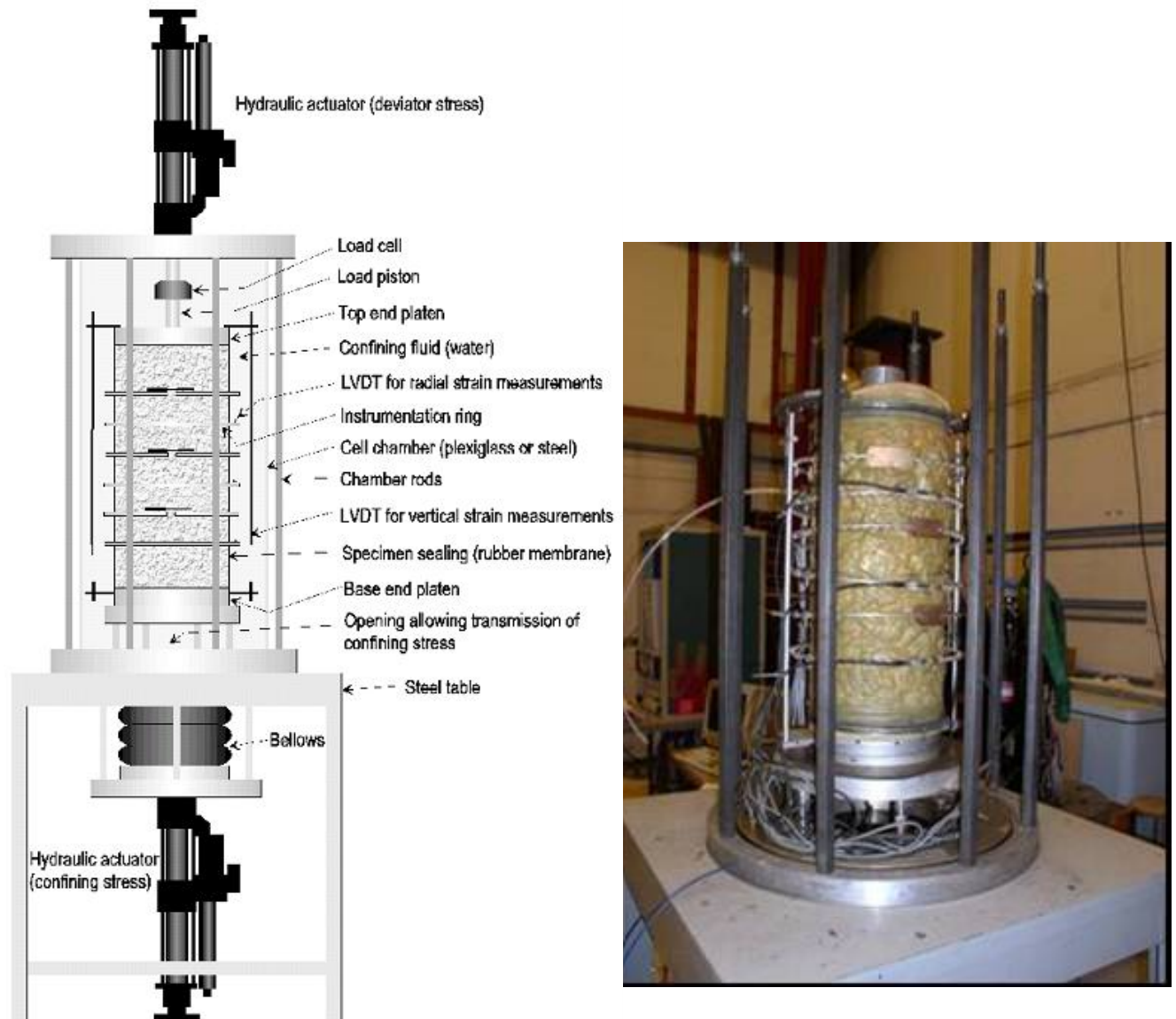


## VEDLEGG 2: UTSTYR OG PROSEDYRE, STOR TREAKS

I dette appendikset er utstyr og prosedyrer for dynamisk testing i stor treaks beskrevet litt mer i detalj.

### Instrumentering, registrering og kontroll

Figur VI viser i prinsipp hvordan instrumenteringen er utført.



**Figur VI: Instrumentering av treaksialprøve, prinsippskisse samt foto av ferdig montert prøve med Gjb fra E6 Melhus**

Prøvestørrelsen i stor treaks ( $d = 30 \text{ cm}$ ,  $h = 60 \text{ cm}$ ) gjør det mulig å teste materialer med kornstørrelse opp til ca 60 mm.

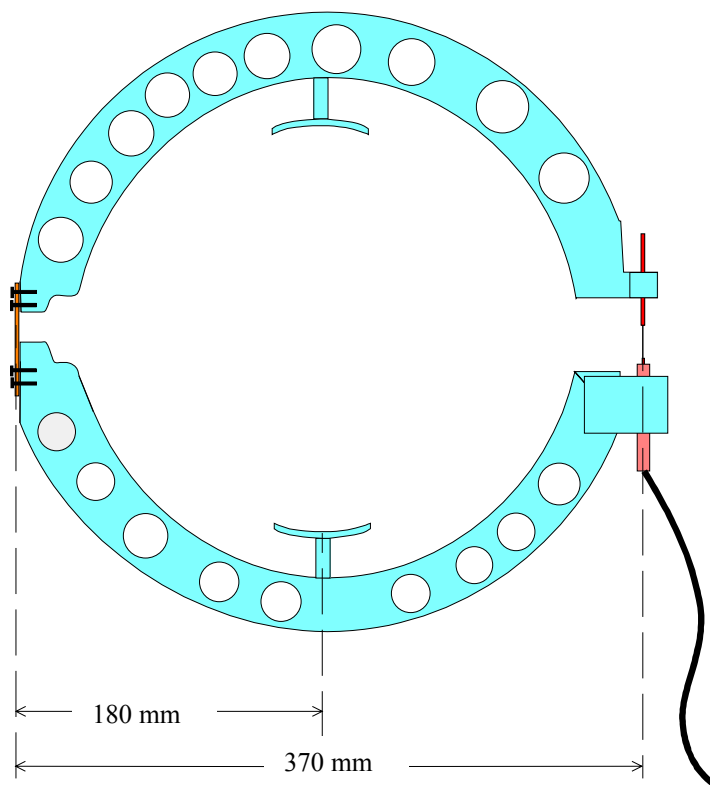
Deformasjonsmålingene skjer direkte på midtpartiet av prøven for å unngå innvirkningen av friksjon mot endeflatene. LVDT'er monteres på ringer som registrerer de radielle deformasjonene, se Figur VII. Mellom den øverste og nederste ringen blir det montert to LVDT'er som registrerer de aksiale deformasjonene.

Sidetrykket blir registrert av en elektronisk trykkmåler som står i kontakt med vannet gjennom en åpning i bunnplaten. Deviatorkraften blir målt av en trykceller som er i kontakt med topp-platen til prøven.

I tillegg blir posisjonen til jekken målt av en LVDT, men denne målingen blir bare registrert og ikke brukt videre.

Signalene fra LVDT'ene og lastcellene blir registrert og tolket av en PC og ca en gang pr sekund blir maksimums- og minimumsverdiene lagret til en fil på harddisken. Lagringstettheten kan reguleres hvis en kjører tester med mange sykler for å unngå veldig store filer. Normalt produserer en kjøring ca 4 Mb med data.

Kontrollen av deviator- og sidetrykk skjer via servoventiler som styres av en PC. Lastpåføring skjer etter "closed loop" metoden slik at påført kraft reguleres i forhold til faktisk målt verdi.

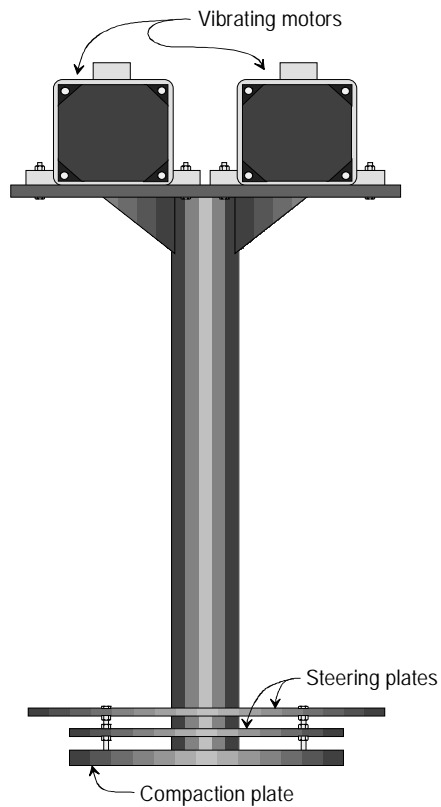


**Figur VII: Ring for måling av radielle deformasjoner, stor treaks**

### **Prøvetillaging**

Kompakteringen skjer i en hel form uten gummihud. Det er utviklet en egen metode for å skyve den ferdigkompakterte prøven fra formen og inn i gummihud for testing, se Figur VIII. Prøven holdes under vakuum gjennom hele prosessen.

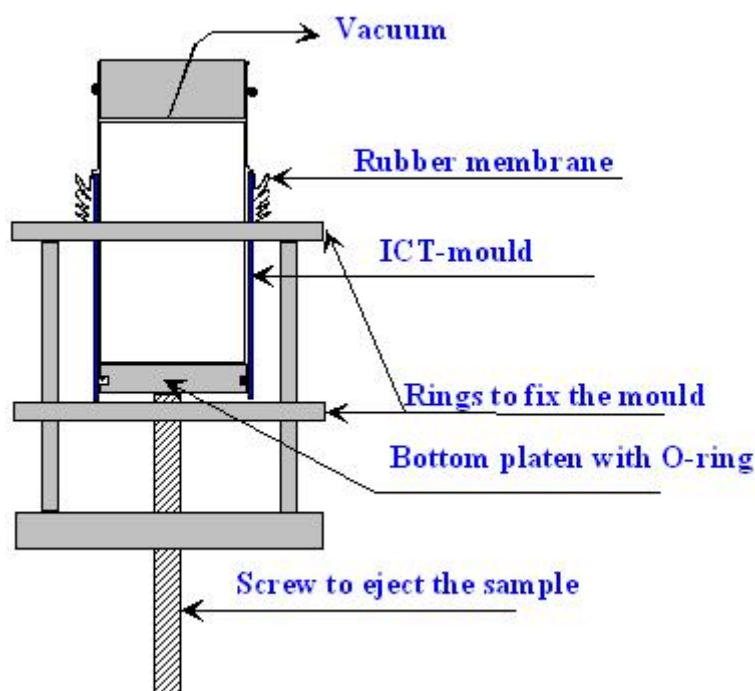
Skissen i Figur IX viser utstyret mer i detalj for prøver med 150 mm diameter (liten treaks). Utstyret for de store treaksprøvene fungerer på tilsvarende vis.



**Figur VIII: Kompakteringsutstyr og utstyr for utskyving**

**Tabell III: Data for kompakteringsutstyret til stor treaks**

Total vekt	224 kg
Arbeidsfrekvens	2870 rpm (48 Hz)
Effekt	2 x 1500 W



Figur IX: Metode for å skyve prøven ut av sylindren

### Belastningsprosedyre

Tidligere har det vært brukt litt forskjellige belastningsrutiner ved forskjellige laboratorier og også ved NTNU/SINTEF. Det har nå blitt utviklet en ny standard; NS-EN 13286-7 *Unbound and hydraulically bound mixtures Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures*. NTNU/SINTEF har i denne standarden fått gjennomslag for sin metode for testing av ubundne materialer. Prinsippet for metoden er at belastningen blir påført trinnvis i sekvenser. Hvis det oppstår en aksial deformasjon på 0,5 % blir sekvensen avbrutt og en går videre med neste sekvens. På denne måten blir prøven belastet opp mot bruddgrensen hele fem ganger i løpet av ett forsøk.

Tabell IV: Spenningsnivå for "multistage test, high stress level"

Sequence 1			Sequence 2			Sequence 3			Sequence 4			Sequence 5		
Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)	
	min	max		min	max		min	max		min	max		min	max
Constant	min	max	Constant	min	max	Constant	min	max	Constant	min	max	Constant	min	max
20	0	50	45	0	100	70	0	120	100	0	200	150	0	200
20	0	80	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	300
20	0	110	45	0	240	70	0	320	100	0	400	150	0	400
20	0	140	45	0	300	70	0	400	100	0	500	150	0	500
20	0	170	45	0	360	70	0	480	100	0	600	150	0	600
20	0	200	45	0	420	70	0	560						



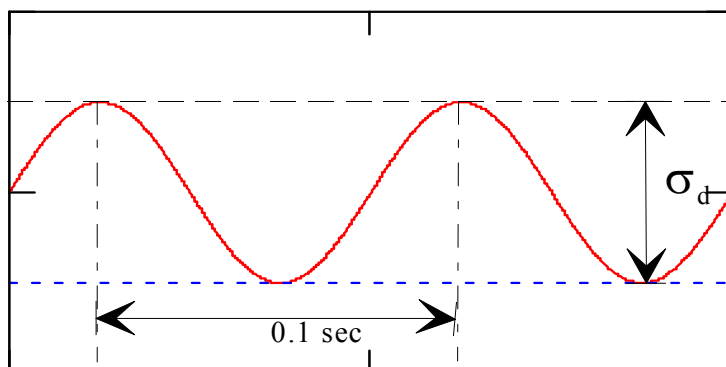
**Tabell V: Spenningsnivå for "multistage test, low stress level"**

Sequence 1			Sequence 2			Sequence 3			Sequence 4			Sequence 5		
Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)		Confining stress, $\sigma_3$ (kPa)	Deviator stress, $\sigma_d$ (kPa)	
	min	max		min	max		min	max		min	max		min	max
20	0	20	45	0	60	70		80	100	0	100	150	0	100
20	0	40	45	0	90	70	0	120	100	0	150	150	0	200
20	0	60	45	0	120	70	0	160	100	0	200	150	0	300
20	0	80	45	0	150	70	0	200	100	0	250	150	0	400
20	0	100	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	500
20	0	120	45	0	210	70	0	280	100	0	350	150	0	600

Formen på belastningsfunksjonen er en såkalt haversinus funksjon definert som:

$$\text{Haversine}(\theta) = 0,5(1 - \cos(\theta)).$$

Som vist på Figur X er dette en funksjon med sinusform som er litt forskjøvet i forhold til aksene.

**Figur X: Belastningsfunksjon i stor treacks**

Frekvensen på disse pulsene er 10 Hz. Hvert trinn består av 10 000 pulser. Med fem sekvenser med 5 eller 6 trinn betyr dette at et sterkt materiale blir utsatt for maksimalt 280 000 pulser (jfr. Tabell IV).

# GJENBRUKSPROSJEKTET



## VEDLEGG 3: STOR OG LITEN TREAKS, TEORETISK GRUNNLAG

### Resilient-modul (E-modul)

Den elastiske stivheten til et vegbyggingsmaterial er karakterisert med resilientmodulen (E-modulen). For sykliske treaksialforsøk med konstant sidetrykk er resilientmodulen definert som:

$$M_r = \frac{\Delta\sigma_d}{\Delta\varepsilon_a^e}$$

der  $M_r$  = resilientmodulen  
 $\Delta\sigma_d$  = syklisk deviatorspenning  
 $\Delta\varepsilon_a^e$  = syklisk aksialtøyning

Stivheten til materialet er ikke en konstant verdi, men i stor grad avhengig av både sidespenning og aksialtrykk. Dette gir den gunstige effekten at materialet blir stivere jo mer det belastes (innen visse grenser).

Det gir liten mening å snakke om et granulært materiales resilientmodul eller E-modul uten å definere hvordan det skal brukes og hvilken spenningstilstand det blir utsatt for.

### Resilient dilatans

Forholdet mellom minste og største hovedtøyning (her radielle og aksiale tøyninger) blir kalt tverrkontraksjonstallet eller Poissons tall. Forholdet er definert som:

$$\nu = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1}$$

I vanlig elastisitetsteori er Poissons tall begrenset til å være større enn 0 og mindre enn 0,5.

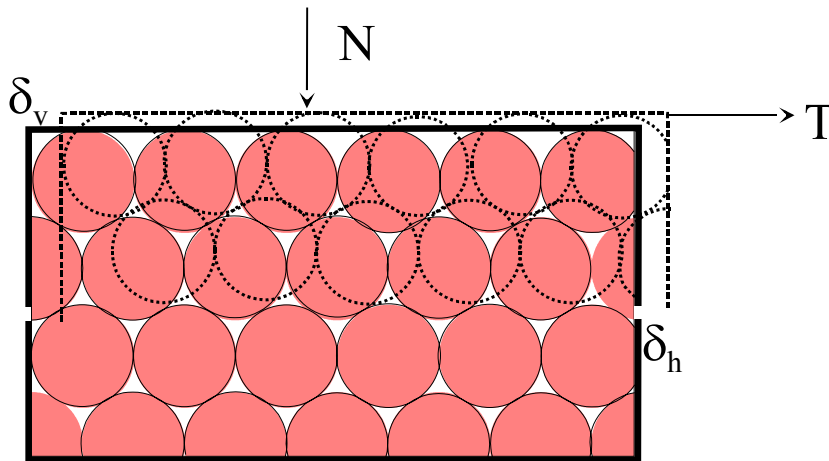
$\nu = 0,5$  betyr at materialet er fullstendig volumetrisk inkompressibelt, f eks som gummi.

$\nu = 0$  betyr et dødt materiale som når det tøyes i én retning ikke gir tøyninger i andre retninger. Kork er et eksempel på et materiale med veldig lavt Poissons tall.

For granulære materialer måler vi ofte verdier over 0,5 for Poissons tall. Faktisk kan verdien bli så høy som 1.5. Dette betyr at volumet *øker* når materialet blir utsatt for skjærdeformasjoner. Dette fenomenet kalles dilatans.

Årsaken til denne oppførselen er at materialet ikke er et kontinuum, men består av partikler som kan bevege seg individuelt i forhold til hverandre. Figur XI illustrerer hvordan kuler som er tett pakket, beveger seg når de blir utsatt for skjærdeformasjoner. Når kulene blir flyttet sidelengs må de klatre over kulene som holdes i ro, dermed presses de oppover og volumet øker.

Ut fra dette kunne man være fristet til å bruke et tverrkontraksjonstall større enn 0,5 i vanlige programmer for lagdelte systemer. Dette vil imidlertid gi feilaktige resultater. De fleste programmer har også lagt inn kontroll av at tverrkontraksjonen er mindre enn 0,5 (eller 0,49).



Figur XI: Dilatans av kuler som er tett pakket

### Motstand mot permanente deformasjoner

Permanente deformasjoner i granulære lag kan deles i to hovedformer; volumreduksjon og masseforskyvning:

- **Volumreduksjoner** finner mest sted i de mest intense trykksone under kjørespora, og skyldes i hovedsak knusning og slitasje i kornskjelettets kontaktpunkter. Sammen med vibrasjoner fører dette til omstrukturering og tettere pakning.
- **Masseforskyvning** kan utvikle seg under kjørespora ved relativt store belastninger og skjærtøyninger. Det forekommer ofte akselerert utvikling av deformasjoner i perioder med sterkt redusert bæreevne, som under teleløsningsforhold.

Deformasjonsmekanismene er komplekse og avhengig av en lang rekke faktorer som mekaniske egenskaper (størrelse, styrke, form, kornfordeling), mineralogi, spenningstilstand, pakningsgrad, vanninnhold, klima, dreneringsforhold etc.

### Spenningstilstand

Den kanskje viktigste parameteren for utviklingen av permanente tøyninger er graden av mobilisert skjærstyrke i materialet.

Det er vanlig å bruke sin  $\rho$  som uttrykk for påført skjærspenning. Den kan uttrykkes slik:

$$\sin \rho = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2a}$$

$\sigma_1$  = største hovedspenning

$\sigma_3$  = minste hovedspenning

$a$  = tilsynelatende attraksjon

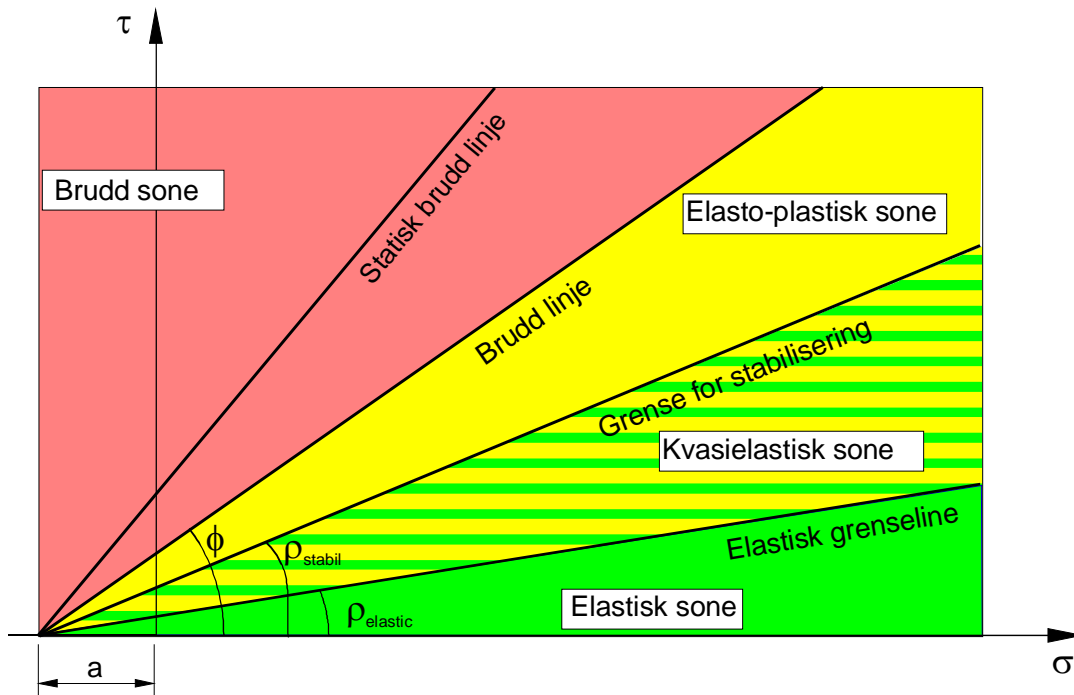
Ved å relatere utnyttet friksjonsvinkel ( $\rho$ ) til friksjonsvinkelen ved brudd ( $\varphi$ ) får man følgende uttrykk for grad av mobilisering av skjærstyrken i materialet,  $S_m$ :

$$S_m = \frac{\sin \rho}{\sin \varphi}$$

Fra treaksialforsøk kan man bestemme grenselinjene (overgangsonen) for elastiske tilstander og ”brudd”-tilstand. Disse linjene skiller de tre hovedområdene hvor

- materialet deformeres seg tilnærmet bare elastisk
- materialet har både elastiske og plastiske deformasjoner
- de plastiske deformasjonene blir så store at materialet kan sies å være i en bruddtilstand

Dette er skissert i Figur XII. Vinklene  $\rho_{\text{elastisk}}$  og  $\phi$  kan beregnes og brukes til å karakterisere materialets motstand mot permanente deformasjoner.



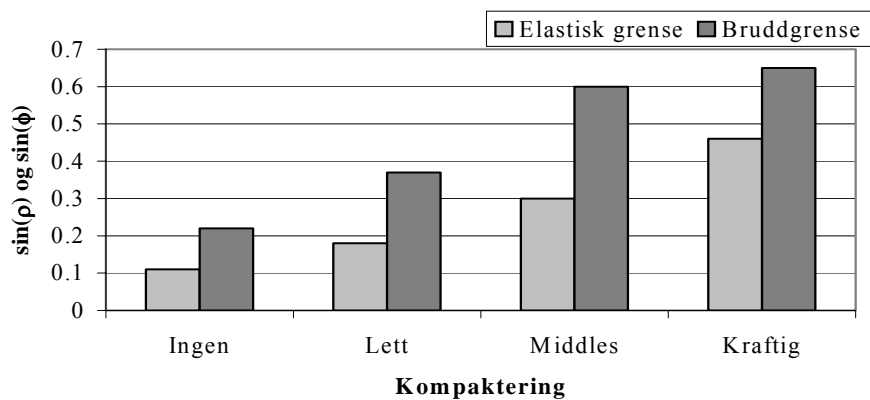
Figur XII: Spenningsdiagram som viser materialoppførsel ved forskjellige spenningstilstander

### Komprimering

Granulært material i løs tilstand gir ingen nevneverdig motstand mot deformering. Men ved komprimering trykkes og knas materialet sammen, densiteten øker og kornene kommer i nærmere inngrep med hverandre. Dette øker fastheten i materialet med friksjon og forhaking. Etter hvert nås en praktisk grense for densitetsøkningen, avhengig av det tilgjengelige komprimeringsutstyret og eksisterende underlag.

Med denne komprimerte tilstanden i ferdig bygd veg utsettes så materialet for videre statiske og dynamiske trafikklaster og klimapåkjenninger.

Figur XIII viser hvordan motstanden mot utvikling av permanente deformasjoner øker med økende komprimering. Prøvene helt uten komprimering har tydelig svært lav motstand mot permanente deformasjoner.



**Figur XIII: Motstand mot permanente deformasjoner for forskjellig komprimering**



## VEDLEGG 4: DELPROSJEKT 3 "GJENBRUK AV BETONG"

Overordnet mål for DP3 er å formulere et forslag til anvendbare retningslinjer for bruk av resirkulert tilslag til vegformål og på denne måten gjøre det enklere for bestiller å ta i bruk materialet. Samtidig vil produsenter av resirkulert tilslag vite hvilke kvalitetskrav som gjelder. I tillegg skal også en deklarasjonsordning foreslått gjennom RESIBA-prosjektet utprøves.

En egen aktivitet i delprosjektet vil bli knyttet til resirkulert tilslag til ny betong, selv om det trolig er lite aktuelt å bruke vesentlige mengder resirkulert tilslag i bruer og kaikonstruksjoner. Tidligere prosjekter har vist at fasthet og egenskaper av fersk betong ikke er særlig påvirket av resirkulert tilslag brukt i grovere fraksjoner. Bestandighetsrelaterte egenskaper er lite undersøkt.

**Delprosjekt 3 "Gjenbruk av betong"** er delt inn i 7 aktiviteter:

- DP3-1 Uttesting av deklarasjonsordning
- DP3-2 Mekaniske egenskaper
- DP3-3 Kjemisk nedbrytning
- DP3-4 Frostnedbrytning
- DP3-5 Finstoffets betydning
- DP3-6 Bunden bruk
- DP3-7 Feltprøving

### **DP3-1 Uttesting av deklarasjonsordning**

RESIBAs forslag til deklarasjonsordning for resirkulert tilslag ønskes utprøvd på resirkulert tilslag tilgjengelig på markedet. På den måten får man kjennskap til materialenes egenskaper samtidig som vi skaffer erfaring med laboratorieprøving av slike materialer.

### **DP3-2 Mekaniske egenskaper**

Tradisjonelle laboriemetoder for testing av mekaniske egenskaper av steinmaterialer er ikke optimale for resirkulert tilslag. Målet med aktiviteten er å beskrive mekanismer som fører til mekanisk nedbrytning, beskrive aktuelle testmetoder og vurdere hvilke krav som bør stilles til resirkulert tilslag.

### **DP3-3 Kjemisk nedbrytning**

Aktiviteten tar for seg nedbrytning av resirkulert tilslag på grunn av gjennomstrømning av vann. Målet er å vurdere om dette er et problem ved bruk av resirkulert tilslag i vegbygging, å vurdere hvilke materialegenskaper som best beskriver kjemisk nedbrytning og å vurdere hvilke krav som bør stilles til materiale og bruksmåte.

### **DP3-4 Frostnedbrytning**

Motstand mot frostnedbrytning er viktig for resirkulert tilslag. Metoder for testing av frostegenskaper av vanlige steinmaterialer har vist seg å være for tøffe for resirkulert tilslag i forhold til realistiske eksponeringsforhold. Målet er å foreslå passende testmetode og realistiske krav til frostbestandighet.

### **DP3-5 Finstoffets betydning**

Overordnet målsetting for denne aktiviteten er å beskrive og vurdere finstoffets sammensetning og dets betydning for oppførselen til resirkulert tilslag i vegkonstruksjoner, så som stivhetsøkning pga etterbinding, utvasking osv. Til slutt ønskes det å formulere et forslag til krav mht finstoffinnhold.

**DP3-6 Bunden bruk**

Bruk av resirkulert tilslag som tilslag i ny betong er ikke det største bruksområdet for resirkulert tilslag i Statens vegvesen, men man ønsker å supplere erfaringer fra RESIBA-prosjektet med bestandighetsrelaterte egenskaper. Aktiviteten er knyttet til bygging av Vegdirektoratets kontorbygg på Alnabru i Oslo.

**DP3-7 Feltprøving**

Overordnet målsetting er å ta vare på og systematisere erfaringer fra utførte prosjekter med gjenbruksmaterialer, bl.a. med tanke på innspill til feltforsøk i DP 6. For bedre oppfølging av prosjekter med gjenbruksmaterialer er det utviklet en database med kortfattet informasjon om utførelser med gjenbruksmaterialer, tilhørende laboratorie- og feltmålinger, rapporter, bilder m.v.

**Delprosjektgruppen** for DP3 ”Gjenbruk av betong” består av:

- Geir Berntsen, Vegdirektoratet/Teknologiavdelingen (delprosjektleder)
- Nils Uthus, Franzefoss Pukk AS
- Edgar Dønåsen, Veidekke ASA
- Joralf Aurstad, Sintef
- Jacob Mehus, Norges byggforskningsinstitutt (NBI)
- Jan Erik Dahlhaug, Statens vegvesen Region midt
- Jostein Aksnes, Vegdirektoratet/Teknologiavdelingen
- Øystein Myhre, Vegdirektoratet/Teknologiavdelingen
- Gordana Petkovic, Vegdirektoratet/Teknologiavdelingen

# GJENBRUKSPROSJEKTET



## VEDLEGG 5: RAPPORTOVERSIKT PR. 1.12.2005, STATENS VEGVESEN GJENBRUKSPROSJEKT 2002-2005

Prosjekt-rapport nr.	Intern rapport nr. <sup>1)</sup>	Tittel	Del-prosjekt	Dato	Utarbeidet av
1	2309	Gjenbruksprosjektet. Prosjektrapport nr 1: Gjenbruk av knust betong og tegl i vegbygging Testing av mekaniske egenskaper – Erfaringsinnsamling	DP3	Feb 2003	Joralf Aurstad, SINTEF
2	2310	Gjenbruksprosjektet. Prosjektrapport nr 2: Bruk av bildekk i støyvoller – Livsløpsvurdering	DP2 / DP5	Feb 2003	Karin Synnøve Østby, stud. techn. NTNU
3	2350	Gjenbruksprosjektet. Prosjektrapport nr 3: Varm asfaltgjenvinning i verk	DP4	Jan 2004	Olav Ruud, ATI et al.
4	2351	Gjenbruksprosjektet. Prosjektrapport nr 4: Kontroll og dokumentasjon av returafalt	DP4	Jan 2004	Olav Ruud, ATI
5	2357	Gjenbruksprosjektet. Prosjektrapport nr 5: Gjenbruk av bildekk i vegbygging – Tekniske og miljøtekniske vurderinger	DP5	Juni 2004	Arnt-Olav Håøya, Rambøll AS og Roald Aabøe, Statens vegvesen
5A	2375	Gjenbruksprosjektet. Prosjektrapport nr 5A: Miljøovervåking av 3 pilotprosjekter med oppkuttete bildekk 2001-2003	DP5	Jan 2005	Arnt-Olav Håøya og Guro Thue Unsgård, Rambøll AS
6	2408	Erfaringer fra feltstrekninger med kaldblandet gjenbruksasfalt - Vurdering av tilstandsutvikling og dekkelevetid	DP4	Nov 2005	Joralf Aurstad, SINTEF et al.
7	2420	Materialeegenskaper for kaldblandet gjenbruksasfalt - vannfølsomhet og styrkeparametere	DP4	Des 2005	Johnny Stenshagen, Mesta as, Øivind Moen, Veidekke ASA et al.
8	2421	Feltforsøk med ubundet asfaltgranulat - Avsluttende undersøkelser på forsøksstrekningene på Fornebu	DP4	Des 2005	Ragnar Bragstad, ATI et al.
9	2410	Materialstrøm for gjenvunnet asfalt	DP4	Nov 2005	Ragnar Evensen, Via Nova et al.
10	2411	Frostbestandighet av resirkulert tilslag	DP3	Nov 2005	Synnøve A. Myren, Statens vegvesen og Jacob Mehus, NBI /Standard Norge
11	2423	Mekaniske egenskaper og testmetoder for resirkulert tilslag	DP3	Des 2005	Joralf Aurstad, SINTEF et al.

<sup>1)</sup> Teknologjavedelingsens rapportserie (Teknologirapporter)



Temaer som skal rapporteres i desember 2005 og januar-juni 2006 er:

Prosjekt-rapport nr.	Tema /Tittel	Delprosjekt
12	E6 Melhus - Gjenbrukstiltak	DP6
13	Uttesting av deklarasjonsordning for resirkulert tilslag	DP3
14	Miljøpåvirkning fra gjenbruksmaterialer i vegbygging	DP2
14a	Miljøpåvirkning – delrapport for sementbaserte materialer	DP2
14b	Miljøpåvirkning – delrapport gjenbruksasfalt	DP2
14c	Miljøpåvirkning – delrapport oppkuttete bildekk	DP2
14d	Miljøpåvirkning – delrapport skumglass	DP2
15	Finstoff i resirkulert tilslag	DP3
16	Kjemisk nedbrytning av resirkulert tilslag	DP3
17	Konstruksjonsbetong med resirkulert tilslag	DP3
17a	Støp av med 100 % resirkulert tilslag – støttemur ved Taraldrud	DP3
18	E6 Klemetsrud – Assurtjern – Gjenbrukstiltak	DP6
19	Rammeverk for gjenbruk – samlerapport	DP7
20	Utradisjonelle gjenbrukstiltak – eksempelsamling	DP8
21	Skumglassrapporten (Lette masser)	DP5
22	Skumglass som frostsikringsmateriale	DP5
23	Askeinnblanding i kalksementpeler	DP5
24	Aske – for forsterkning og som lett fyllmasse – feltforsøk	DP5
	<b>Slutt-DVD for Gjenbruksprosjektet</b>	
	<b>Sluttrapport for Gjenbruksprosjektet</b>	